

UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



Una Institución Adventista

Evaluación del fenómeno desprendimiento de torbellinos bajo condiciones
de resonancia en puentes colgantes peatonales

Por:

Erick Franco Sevillano

Asesor:

Ing. Herson Duberly Pari Cusi

Juliaca, febrero de 2020

DECLARACION JURADA DE AUTORÍA DEL INFORME DE TESIS

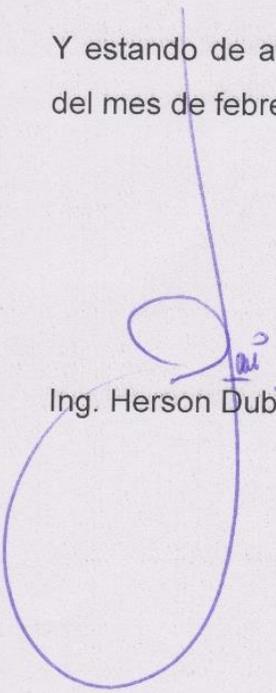
Ing. Herson Duberly Pari Cusi, de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Peruana Unión.

DECLARO:

Que el presente informe de investigación titulado: "EVALUACIÓN DEL FENÓMENO DESPRENDIMIENTO DE TORBELLINOS BAJO CONDICIONES DE RESONANCIA EN PUENTES COLGANTES PEATONALES" constituye la memoria que presenta el bachiller Erick Franco Sevillano para aspirar al título Profesional de Ingeniero Civil ha sido realizada en la Universidad Peruana Unión bajo mi dirección.

Las opiniones y declaraciones en este informe son de entera responsabilidad del autor, sin comprometer a la institución.

Y estando de acuerdo, firmo la presente declaración en Juliaca a los trece días del mes de febrero del año dos mil veinte.



Ing. Herson Duberly Pari Cusi

Evaluación del fenómeno desprendimiento de torbellinos bajo
condiciones de resonancia en puentes colgantes peatonales

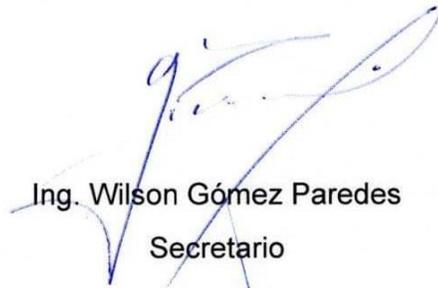
TESIS

Presentada para optar el título profesional de Ingeniero Civil

JURADO CALIFICADOR



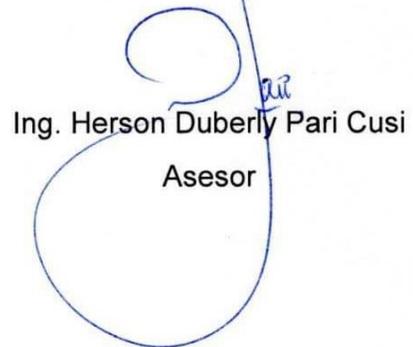
Mtro. Lennin Henry Centurión Julca
Presidente



Ing. Wilson Gómez Paredes
Secretario



Ing. Juana Beatriz Aqúise Pari
Vocal



Ing. Herson Duberly Pari Cusi
Asesor

Juliaca, 13 de febrero de 2020

Dedicatoria

Dedicada a mi familia que tanto amo,
quienes siempre creyeron en mí,
con todo cariño para ustedes.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por permitir esto posible, a mi madre Celidonia y a mi padre Víctor por las palabras de aliento que me han inspirado durante el transcurso de la carrera, siempre me ha apoyado para bien, para convertirme en la persona que soy, también quiero dar gracias a mi novia Yuly por las constantes muestras de apoyo en la realización de esta investigación, por el tiempo dedicado a animarme y ayudarme a mejorar este trabajo.

También quiero expresar mi agradecimiento al Ing. Herson, mi asesor, quien me motivó a investigar y desarrollar un tema innovador, y en general, quiero dar gracias a esta casa de estudios por haberme encaminado en esta maravillosa profesión, a todos los docentes que me instruyeron durante estos años.

TABLA DE CONTENIDO

ÍNDICE DE TABLAS	x
ÍNDICE DE FIGURAS	x
RESUMEN	xv
ABSTRACT.....	xvi
CAPÍTULO I. EL PROBLEMA.....	17
1.1. Introducción	17
1.2. Formulación del problema	18
1.2.1. Problema general	18
1.2.2. Problemas específicos.....	18
1.3. Antecedentes	19
1.4. Justificación.....	21
1.5. Presuposición filosófica	22
1.6. Objetivos	23
1.6.1. Objetivo general.....	23
1.6.2. Objetivos específicos	23
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	24
2.1. El viento	24
2.2. Capa límite atmosférica.....	26
2.3. Perfiles de velocidad media de viento.....	28

2.3.1.	La ley logarítmica	28
2.3.2.	La ley de potencia	31
2.4.	Turbulencia.....	32
2.4.1.	Desviación estándar	32
2.4.2.	Intensidades de turbulencia.....	33
2.4.3.	Escalas de longitud	34
2.4.4.	Funciones de densidad de potencia espectral.....	34
2.5.	Resonancia	37
2.6.	Aeroelasticidad y aerodinámica	39
2.7.	Respuesta dinámica de puentes colgantes frente a cargas de viento.....	40
2.7.1.	Vibración inducida por el desprendimiento de torbellinos	42
2.7.1.1.	Número de Reynolds y desprendimiento de torbellinos	43
2.7.1.2.	Número de Strouhal y Sincronización	45
2.7.1.3.	Vibración inducida de torbellinos	48
2.7.2.	Modelos analíticos simplificados para analizar la fuerza debido al desprendimiento de torbellinos	51
2.7.2.1.	Modelo sinusoidal.....	52
2.7.2.2.	Modelo de banda forzada aleatoria limitada.....	57
2.8.	Puente colgante peatonal	60
2.9.	Formulación de hipótesis	61

2.9.1.	Hipótesis general.....	61
2.9.2.	Hipótesis específicas.....	61
CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS		63
3.1.	Tipo y nivel de investigación	63
3.1.1.	Tipo de investigación.....	63
3.1.2.	Nivel de investigación.....	63
3.2.	Diseño de investigación	63
3.3.	Objeto de estudio.....	63
3.4.	Metodología	64
3.4.1.	Recolección de datos	64
3.4.2.	Procesamiento de datos	65
3.5.	Validación del instrumento	66
CAPÍTULO IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN		68
4.1.	Velocidad del viento en las zonas de estudio.....	68
4.2.	Funciones de densidad de potencia espectral y espectros de viento	69
4.3.	Características y geometría de los puentes estudiados.....	75
4.4.	Análisis modal.....	79
4.4.1.	Verificación de tensiones en el cable.....	79
4.4.2.	Frecuencias naturales	84
4.5.	Análisis en el dominio del tiempo.....	91

4.5.1. Fuerza por desprendimiento de torbellinos.....	91
4.5.2. Análisis Tiempo-Historia.....	96
4.6. Reconfiguración de tableros.....	102
4.7. Análisis de los resultados obtenidos.....	122
4.8. Validación de hipótesis	128
CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	129
REFERENCIAS.....	132
ANEXOS	134
Anexo A.1. Detalle de cálculo de la función de DPE-Campanayoc	134
Anexo A.2. Detalle de cálculo de la función de DPE-Matoriato	135
Anexo A.3. Detalle de cálculo de la función de DPE-Carmen Alto	136
Anexo A.4. Detalle de cálculo de la función de DPE-General	137
Anexo B.1. Detalle de cálculo de la carga W -Campanayoc	138
Anexo B.2. Detalle de cálculo de la carga W -Matoriato	138
Anexo B.3. Detalle de cálculo de la carga W -Carmen Alto	139
Anexo C. Registro fotográfico	141
Anexo D. Planos.....	145

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Tipos de terreno, longitud de rugosidad y coeficiente de arrastre de la superficie	31
Tabla 2: Rangos de números de Reynolds y características de desprendimiento.....	45
Tabla 3: Número de Strouhal en función de las dimensiones de la sección del tablero	55
Tabla 4: Parámetros a_1, b_1, δ_{\min} en función del tipo estructural.....	56
Tabla 5: Puentes colgantes peatonales para la investigación.....	64
Tabla 6: Procesamiento detallado de datos	65
Tabla 7: Velocidades de viento tomadas entre las 15:00 y 16:00.....	68
Tabla 8: Frecuencia adimensional y potencia espectral de los puentes de estudio.....	74
Tabla 9: Detalle de los puentes a estudiar.....	75
Tabla 10: Propiedades asumidas de los materiales	76
Tabla 11: Resumen de tensiones en los cables	84
Tabla 12: Resumen de frecuencias de los puentes de estudio para cada caso	91
Tabla 13: Validación de hipótesis.....	128

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Gradiente de presión y viento (De Andrades y Muñoz, 2012).....	25
Figura 2. Desplazamiento de las masas de aire por la gradiente de presión (De Andrades y Muñoz, 2012)	25
Figura 3. Velocidades de viento a tres alturas durante un vendaval (De Xu, 2013).....	26
Figura 4. Velocidad instantánea, media y de turbulencia de viento (De Xu, 2013)	28
Figura 5. Función periódica en función al tiempo (De Hernández, et al, 2005).....	38
Figura 6. Descomposición de una función periódica (De Hernández, et al, 2005)	38

Figura 7. Amplificación de la respuesta de una estructura en función de la frecuencia (De Hernández, et al, 2005)	39
Figura 8. Triángulo de fuerzas aeroelásticas (De Maqui, 2017).....	40
Figura 9. Efectos del viento en puentes colgantes (Basado en Ubertini, 2008).....	40
Figura 10. Relación entre velocidad de viento e inestabilidades aerodinámicas (Basado en Ubertini, 2008).....	41
Figura 11. Desprendimiento de torbellinos (De Hernández, et al, 2005)	44
Figura 12. Fenómeno de sincronización en vibración provocada por torbellinos (Basado en Xu, 2013).....	47
Figura 13. Número de Strouhal en función de la relación L/D (De Zhang, 2012).....	54
Figura 14. Tablero de madera y de planchas metálicas, respectivamente (Elaboración propia) ..	61
Figura 15. Espectro vertical de viento-Campanayoc (Elaboración propia).....	71
Figura 16. Espectro vertical de viento-Matoriato (Elaboración propia).....	72
Figura 17. Espectro vertical de viento-Carmen Alto (Elaboración propia).....	72
Figura 18. Mapa eólico de la zona (De Ministerio de Energía y Minas [MINEM], 2008)	73
Figura 19. Espectro vertical de viento-General (Elaboración propia	74
Figura 20. Tensión mínima del cable en SAP2000-Campanayoc (Elaboración propia)	81
Figura 21. Tensión máxima del cable en SAP2000-Campanayoc (Elaboración propia)	81
Figura 22. Tensión mínima del cable en SAP2000-Matoriato (Elaboración propia)	82
Figura 23. Tensión máxima del cable en SAP2000-Matoriato (Elaboración propia).....	82
Figura 24. Tensión mínima del cable en SAP2000-Carmen Alto (Elaboración propia)	83
Figura 25. Tensión máxima del cable en SAP2000-Carmen Alto (Elaboración propia).....	83
Figura 26. Frecuencia por modo de vibración-Campanayoc (Elaboración propia).....	85

Figura 27. Forma de modo Caso 1: SC=0% modo 2, n=0.429Hz (Elaboración propia)	85
Figura 28. Forma de modo Caso 2: SC=6% modo 2, n=0.390Hz (Elaboración propia)	86
Figura 29. Forma de modo Caso 3: SC=30% modo 3, n=0.299Hz (Elaboración propia)	86
Figura 30. Frecuencia por modo de vibración-Matoriato (Elaboración propia).....	87
Figura 31. Forma de modo Caso 1: SC=0% modo 3, n=0.569Hz (Elaboración propia)	87
Figura 32. Forma de modo Caso 2: SC=6% modo 3, n=0.506Hz (Elaboración propia)	88
Figura 33. Forma de modo Caso 3: SC=30% modo 3, n=0.372Hz (Elaboración propia)	88
Figura 34. Frecuencia por modo de vibración-Carmen Alto (Elaboración propia).....	89
Figura 35. Forma de modo Caso 1: SC=0% modo 2, n=0.569Hz (Elaboración propia)	89
Figura 36. Forma de modo Caso 2: SC=6% modo 2, n=0.508Hz (Elaboración propia)	90
Figura 37. Forma de modo Caso 3: SC=30% modo 2, n=0.378Hz (Elaboración propia)	90
Figura 38. Presencia de desprendimiento de torbellinos-Campanayoc (Elaboración propia)	93
Figura 39. Presencia de desprendimiento de torbellinos-Matoriato (Elaboración propia)	94
Figura 40. Presencia de desprendimiento de torbellinos-Carmen Alto (Elaboración propia)	94
Figura 41. Función sinusoidal para el análisis tiempo-historia-Campanayoc (Elaboración propia)	97
Figura 42. Desplazamientos del tablero-Campanayoc (Elaboración propia)	97
Figura 43. Amplitud de movimiento en función del tiempo-Campanayoc (Elaboración propia)	98
Figura 44. Función sinusoidal para el análisis tiempo-historia-Matoriato (Elaboración propia) .	99
Figura 45. Desplazamientos del tablero-Matoriato (Elaboración propia)	99
Figura 46. Amplitud de movimiento en función del tiempo-Matoriato (Elaboración propia) ...	100
Figura 47. Función sinusoidal para el análisis tiempo-historia-Carmen Alto (Elaboración propia)	101

Figura 48. Desplazamientos del tablero-Carmen Alto (Elaboración propia)	101
Figura 49. Amplitud de movimiento en función del tiempo-Carmen Alto (Elaboración propia)	102
Figura 50. Detalle de los elementos añadidos-PCO-M1R (Elaboración propia).....	103
Figura 51. Desplazamientos del tablero reconfigurado-PCO-M1R (Elaboración propia)	104
Figura 52. Detalle de los elementos añadidos-PCO-M2R (Elaboración propia).....	105
Figura 53. Desplazamientos del tablero reconfigurado-PCO-M2R (Elaboración propia)	106
Figura 54. Detalle de los elementos añadidos-PCO-M3R (Elaboración propia).....	107
Figura 55. Desplazamientos del tablero reconfigurado-PCO-M3R (Elaboración propia)	108
Figura 56. Detalle de los elementos añadidos-PCO-M4R (Elaboración propia).....	109
Figura 57. Desplazamientos del tablero reconfigurado-PCO-M4R (Elaboración propia)	110
Figura 58. Detalle de los elementos añadidos-PCO-M5R (Elaboración propia).....	111
Figura 59. Desplazamientos del tablero reconfigurado-PCO-M5R (Elaboración propia)	112
Figura 60. Detalle de los elementos añadidos-PCO-M6R (Elaboración propia).....	113
Figura 61. Desplazamientos del tablero reconfigurado-PCO-M6R (Elaboración propia)	114
Figura 62. Detalle de los elementos añadidos-PCO-CA1R (Elaboración propia).....	115
Figura 63. Desplazamientos del tablero reconfigurado-PCO-CA1R (Elaboración propia)	116
Figura 64. Detalle de elementos añadidos-PCO-CA2R+1T (Elaboración propia).....	117
Figura 65. Desplazamientos del tablero reconfigurado-PCO-CA2R+1T (Elaboración propia).	118
Figura 66. Detalle de elementos añadidos-PCO-CA3R+1T (Elaboración propia).....	119
Figura 67. Desplazamientos del tablero reconfigurado-PCO-CA3R+1T (Elaboración propia).	120
Figura 68. Detalle de elementos añadisos-PCO-CA4R+2T (Elaboración propia)	121
Figura 69. Desplazamientos del tablero reconfigurado-PCO-CA4R+2T (Elaboración propia).	122

Figura 70. Amplitud de movimiento en función a L/b (Elaboración propia)	123
Figura 71. Amplitud de movimiento en función a f/L (Elaboración propia).....	123
Figura 72. Aceleración del tablero en función a f/L (Elaboración propia).....	123
Figura 73. Variación de la masa del tablero de cada modelo-Matoriato (Elaboración propia) ..	124
Figura 74. Variación de la frecuencia natural de cada modelo-Matoriato (Elaboración propia)	124
Figura 75. Aceleración del tablero de cada modelo-Matoriato (Elaboración propia)	125
Figura 76. Amplitud de movimiento de cada modelo-Matoriato (Elaboración propia)	125
Figura 77. Variación de la masa del tablero de cada modelo-Carmen Alto (Elaboración propia)	
.....	126
Figura 78. Variación de la frecuencia natural de cada modelo-Carmen Alto (Elaboración propia)	
.....	126
Figura 79. Aceleración del tablero de cada modelo-Carmen Alto (Elaboración propia)	127
Figura 80. Amplitud de movimiento de cada modelo-Carmen Alto (Elaboración propia)	127

RESUMEN

Los puentes son estructuras que están sometidos a diferentes solicitaciones, tanto estáticas como dinámicas, en el caso de los puentes colgantes, las cargas dinámicas son las más críticas, y, tratándose de puentes de grandes luces el viento es un factor muy importante a considerar. Así como los grandes puentes colgantes, aquellos que son peatonales también están sometidos a estos efectos; el desprendimiento de torbellinos es el resultado de la interacción viento-estructura por lo que se ha realizado la evaluación de este fenómeno en las condiciones de resonancia, las cuales son las más críticas en estos puentes, para ello se ha estudiado la zona y se ha elaborado espectros de viento para determinar la necesidad de una evaluación dinámica, se ha determinado su respuesta, tanto de aceleración como de amplitud de movimiento, además se han realizado reconfiguraciones en los tableros. Se ha tomado como objeto de estudio tres puentes: Campanayoc, Matoriato y Carmen Alto, para el análisis se ha utilizado el programa SAP2000 y se ha usado funciones sinusoidales en el análisis tiempo-historia, teniendo como límite una aceleración de 2%g. Se ha comprobado que las respuestas de los tableros de los puentes son mayores a medida que su relación flecha sobre longitud f/L se aleja de 1/10, por lo que el puente Matoriato ha presentado la mayor respuesta, en amplitud de movimiento 0.0760m y aceleración del tablero 8.93%g, seguido de Carmen alto con 0.0132m y 3.05%g, finalmente Campanayoc con 0.0069m y 1.22%g. De las reconfiguraciones realizadas el modelo PCO-M5R, para Matoriato, ha mejorado las condiciones de estabilidad al reducir la aceleración del tablero en 6.21%, es decir alcanzó 2.72%g y 0.0490m de amplitud de movimiento, y para Carmen Alto, el PCO-CA4R+2T alcanzó una aceleración de 2.97% junto con 0.0149m.

Palabras clave: Desprendimiento de torbellinos, resonancia, puente colgante peatonal, análisis tiempo-historia, espectro de viento.

ABSTRACT

Bridges are structures that are subject to different solicitations, both static and dynamic, in the case of suspension bridges, dynamic loads are the most critical, and in the case of long-span bridges the wind is a very important factor to consider. As well as the large suspension bridges, those that are pedestrian are also subject to these effects; the vortex shedding is the result of the wind-structure interaction, so the evaluation of this phenomenon has been carried out in the resonance conditions, which are the most critical, in these bridges, for this purpose the zone has been studied and has developed wind spectra to determine the need for a dynamic assessment, its response has been determined, both acceleration and range of motion, and reconfigurations have been made on the decks. Three bridges, Campanayoc, Matoriato and Carmen Alto, have been taken as a study object, the SAP2000 program has been used for the analysis and sinusoidal functions have been used in the time-history analysis, with an acceleration limit of 2%g. It has been found that the responses of the bridge decks are greater as their arrow ratio over length f/L moves away from 1/10, so the Matoriato bridge has presented the greatest response, in amplitude of motion 0.0772 m and deck acceleration 11.22%g, followed by Carmen Alto with 0.0151m and 2.96%g, finally Campanayoc with 0.008m and 1.17%g. Of the reconfigurations made, the PCO-M5R model, for Matoriato, has improved the stability conditions by reducing the acceleration of the deck by 8.67%, that is to say 2.55%g and 0.0469m of amplitude of motion, and for Carmen Alto, the PCO- CA4R + 2T reached an acceleration of 1.96% along with 0.0140m.

Keywords: Vortex shedding, resonance, pedestrian suspension bridge, time-history analysis, wind spectrum.

CAPÍTULO I. EL PROBLEMA

1.1. Introducción

Durante muchos años los ingenieros diseñaban puentes considerando la carga de viento como una de tipo estática, no fue hasta 1940 con el colapso del puente Tacoma Narrows que se empezó a considerar la importancia de la naturaleza dinámica del viento en las estructuras. Esto llevó al nacimiento de una nueva rama en la ingeniería conocida actualmente como Ingeniería Eólica de Puentes, cuyos pioneros fueron Robert Scanlan y Alan Davenport.

Los puentes colgantes son estructuras que se caracterizan por apoyar el tablero en cables de acero en lugar de pilas, la enorme luz que por lo general poseen los hacen susceptibles a las fuerzas del viento, llegando incluso al cierre temporal por los problemas producidos. Existen diversos fenómenos que son producidos por causa del viento, los cuales interactúan directamente con la estructura, y que, en ciertas condiciones, implican desde leves hasta grandes fallas en los elementos estructurales y no estructurales. Una de estas condiciones es la resonancia, la cual ocurre durante uno de los fenómenos producidos por el viento, la resonancia se produce cuando las oscilaciones aumentan considerablemente debido a la carga dinámica del viento que se presenta de forma periódica asemejándose a la frecuencia natural de la estructura, la cual se puede producir durante el desprendimiento de torbellinos, el cual es causado por velocidades de viento medianamente bajas y turbulentas. Algunos casos registrados relacionados al fenómeno de desprendimiento de torbellinos se presentaron en el Puente del Este Gran Belt [Dinamarca] cuya amplitud máxima de movimiento fue de 320mm, el Puente Long's Greek [Canadá] registró una amplitud máxima de 170mm y el Puente Río Waal [Países Bajos], 50mm (Holmes 2001).

En el Perú profundo, la forma más económica y efectiva para unir pequeños centros poblados separados por ríos son los puentes colgantes peatonales, quienes utilizan los mismos principios de ingeniería que los puentes colgantes de grandes luces para su construcción, en la actualidad no existe ninguna norma nacional específica para evaluar el desprendimiento de torbellinos en estas estructuras, por lo que este trabajo está centrado en evaluarlas debido a dicho fenómeno bajo condiciones de resonancia y tratará de buscar soluciones particulares.

1.2. Formulación del problema

Como se mencionó anteriormente, el desprendimiento de torbellinos es un fenómeno que puede afectar la integridad de ciertos elementos de las estructuras, con lo que respecta a la posibilidad de ocurrencia, se tiene la idea de que éste se pueda presentar en los puentes colgantes peatonales, de ser el caso, se tratará de formular una posible solución a este problema.

1.2.1. Problema general

¿Se podría producir el fenómeno desprendimiento de torbellinos bajo condiciones de resonancia en puentes colgantes peatonales?

1.2.2. Problemas específicos

- ¿Cuáles son los espectros de viento para analizar la necesidad de evaluación del fenómeno desprendimiento de torbellinos bajo condiciones de resonancia en puentes colgantes peatonales?
- ¿Cuáles son las respuestas de los puentes colgantes peatonales ante el fenómeno desprendimiento de torbellinos bajo condiciones de resonancia?
- ¿Cómo se podría reconfigurar la estructura de los puentes colgantes peatonales para poder mitigar las amplitudes de movimiento y aceleración producidas por el fenómeno desprendimiento de torbellinos bajo condiciones de resonancia?

1.3. Antecedentes

La resonancia, definida anteriormente, es la condición donde el fenómeno a evaluar y analizar tiene mayor efecto, por ello se ha recurrido a Alarcón (2013), cuya tesis denominada: *Diseño y análisis de resonancia de un modelo estructural virtual de puente colgante*, realizado en la Universidad Tecnológica de Pereira, Colombia, en la cual concluye que la elección de los parámetros como condiciones de borde y materiales en un análisis por elementos finitos juega un papel fundamental en los resultados que entregue el mismo, pues estos serán acertados en la medida en que dicha elección sea adecuada, además explica que las frecuencias naturales del sistema calculadas teóricamente y las entregadas por el análisis modal por el método de elementos finitos no concordaron, por lo que el resultado obtenido no es concluyente y es necesario entrar a determinar los verdaderos valores de estas frecuencias mediante experimentación, finalmente señala que los acelerómetros se presentan como una propuesta viable de instrumentación para un posterior prototipo físico, pues no requieren de montajes adicionales en la estructura para su uso, permiten tanto medir la magnitud central del experimento (desplazamiento) como corroborar la frecuencia de excitación del modelo y poseen una significativa ventaja en costo y disponibilidad con respecto a dispositivos como cámaras especializadas para procesamiento digital de imágenes. En esta tesis se puede observar que, bajo condiciones de resonancia, en este caso producido por cargas de gravedad, se desarrolla la presencia de desplazamientos mayores que en condiciones normales. Ahora bien, en cuanto a la condición de resonancia producida por el viento, González, Aguilar, Borraz, Narcía y Ruiz (2009) en su artículo de investigación denominado: *Efecto de la resonancia en el diseño por viento de estructuras flexibles de anuncios espectaculares*, publicado en el *Quehacer Científico*, Chiapas, concluyen que las componentes de resonancia de las fuerzas de viento pueden inducir deformaciones adicionales a la estructura 30% de las generadas por los

factores dinámicos de fondo y estático promedio, por lo que esto debe considerarse en el diseño de cualquier estructura, empleando cartabones, atiesadores y/o tirantes que disminuyan la flexibilidad original, que incrementen la ductilidad, así como perfiles estructurales con un mejor comportamiento aerodinámico, tales como los perfiles tubulares. En este artículo también se puede apreciar la condición de resonancia producida por cargas de viento, en la cual las estructuras flexibles sensibles al viento pueden verse seriamente afectadas. Finalmente, para comprender cómo se manifiesta el problema a estudiar es necesario revisar la tesis de Zhang (2012) denominada: *Wind effects on long span bridges*, realizada en el Instituto de Tecnología de Massachusetts [MIT], Estados Unidos de América, concluyendo que la respuesta ante el desprendimiento de torbellinos del puente Kap Shui Mun utilizando el software SAP2000 es de 2.6m bajo condiciones de resonancia, también indica que la respuesta ante el flameo y bataneo del puente Kap Shui Mun utilizando el software SAP2000 es de 0.3m, mucho menor que el producido por desprendimiento de torbellinos. Como se puede ver, con más claridad, en esta tesis se calcula las amplitudes de movimiento producidos por el fenómeno de interés bajo condiciones de resonancia, en la que se puede apreciar su gran magnitud.

1.4. Justificación

Durante la formación del ingeniero civil, proyectar estructuras capaces de soportar las diferentes solicitaciones que se podrían presentar debe ser una tarea que pueda realizarla con total seguridad utilizando los conocimientos adquiridos, para ello, es necesario conocer las normas vigentes en nuestro país en cuanto a diseños óptimos; la normativa nacional presenta las consideraciones en cuanto al factor viento y establece una metodología para evaluarlo mediante una carga estática equivalente.

Sin embargo, dado que el viento es una carga dinámica es necesario considerarla como tal, sobre todo en estructuras sensibles al viento, en la actualidad el Manual de Puentes de nuestro país incluye una breve parte sobre los fenómenos aeroelásticos que acarrea la naturaleza del viento, no obstante, son poco conocidos los métodos para realizar el análisis y evaluación de los fenómenos en cuestión. Los puentes colgantes peatonales son muy comunes en la ceja de selva del Perú, especialmente en los pequeños centros poblados, en su mayoría estos puentes presentan tableros constituidos por piezas de madera, aunque, en la última década se ha empezado a utilizar los perfiles metálicos por ser de mayor durabilidad, mejor apariencia, entre otras ventajas; estos puentes deben salvar grandes obstáculos, por lo que la luz que deben poseer tiene que ser por consecuencia igual de grande que dichos obstáculos.

En base a lo expuesto, es imprescindible conocer a fondo los fenómenos que provoca el viento, más aún, considerándolos como dinámicos y no estáticos, según se ha explicado anteriormente, los cuales pueden afectar a unos de los componentes de la estructura del puente colgante peatonal ocasionando problemas que tendrán que solucionarse a la brevedad para mantener la continuidad de la transitabilidad de los usuarios. También cabe resaltar que este fenómeno ha sido poco estudiado en nuestro país.

1.5. Presuposición filosófica

El principio fundamental en la que está basada esta investigación es la última frase del lema de esta prestigiosa universidad: Sé innovador. La innovación en la búsqueda de nuevos problemas a desarrollar en las diferentes áreas de la ingeniería civil, el adquirir nuevos conocimientos en cuanto a temas poco tratados como el mencionado en párrafos anteriores, cuyo propósito es el de dar a conocer nuevos conocimientos, que va a servir como hito para el desarrollo de nuevas investigaciones en esta rama de la ingeniería civil, el de la dinámica de viento aplicado a puentes soportados por cables (colgantes, atirantados o mixtos).

El otro principio, es la célebre frase del gran Leonardo da Vinci “Aprender es la única cosa de la que la mente nunca se cansa, nunca teme, nunca se arrepiente”. La búsqueda de conocimiento nunca debe parar, siempre va a existir algo por descubrir, más aún en la rama tratada, ya que si bien es cierto mucho de lo escrito en la literatura ha sido probado, existen otros que deben ser puestos a prueba e incluso podría existir nuevos conceptos, todo ello pudiendo lograrse mediante la investigación. Ambos principios de innovación y aprendizaje constante fundamentan el desarrollo de este proyecto, los cuales deben estar presentes en cada uno de los profesionales de la ingeniería civil.

1.6. Objetivos

1.6.1. Objetivo general

Evaluar el fenómeno desprendimiento de torbellinos bajo condiciones de resonancia en puentes colgantes peatonales.

1.6.2. Objetivos específicos

- Establecer los espectros de viento para analizar la necesidad de evaluación del fenómeno desprendimiento de torbellinos bajo condiciones de resonancia en puentes colgantes peatonales.
- Calcular las respuestas de los puentes colgantes peatonales ante el fenómeno desprendimiento de torbellinos bajo condiciones de resonancia.
- Elaborar reconfiguraciones de la estructura de los puentes colgantes para poder mitigar las amplitudes de movimiento y aceleración producidas por el fenómeno desprendimiento de torbellinos bajo condiciones de resonancia.

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

2.1. El viento

El viento, según Andrades y Múñez (2012, p.31) se origina de la siguiente manera:

La superficie terrestre se calienta por la radiación solar; esta radiación no se recibe con la misma intensidad en todas las zonas del planeta, por lo que se origina un desigual calentamiento de las mismas. El aire de las capas atmosféricas más bajas se calienta bajo la influencia de esta superficie terrestre, siendo su caldeoamiento más o menos intenso según la temperatura que alcancen las zonas con las que se mantiene en contacto.

El aire más caliente se dilata y se hace menos denso, por lo que disminuye la presión atmosférica en la zona que abarca la masa de aire caliente. El aire menos caliente se dilata menos y es más denso, aumentando la presión atmosférica en la zona que abarca la masa de aire más frío. Por consiguiente, el desigual calentamiento de la superficie terrestre y de las masas de aire que se asientan sobre ella originan unas zonas de la atmósfera que tienen distinta presión atmosférica.

En los mapas de isobaras aparecen centros de altas presiones en donde la presión disminuye desde el centro a los bordes; a este descenso se denomina gradiente de presión. Estos gradientes existen siempre de altas a bajas presiones, y será la fuerza que desplazará a las masas de aire originando el viento.

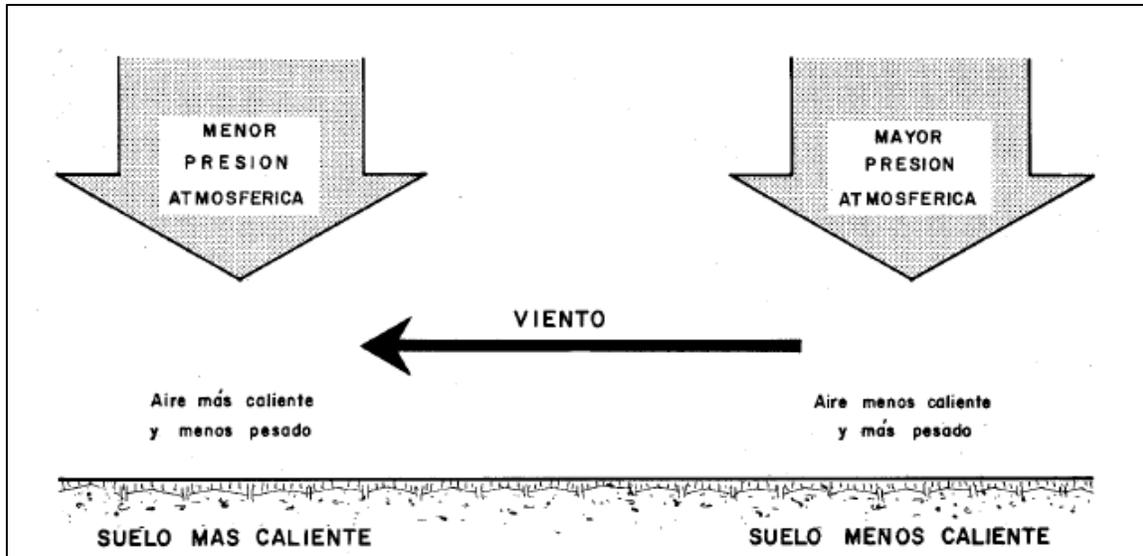


Figura 1. Gradiente de presión y viento (De Andrades y Múñez, 2012)

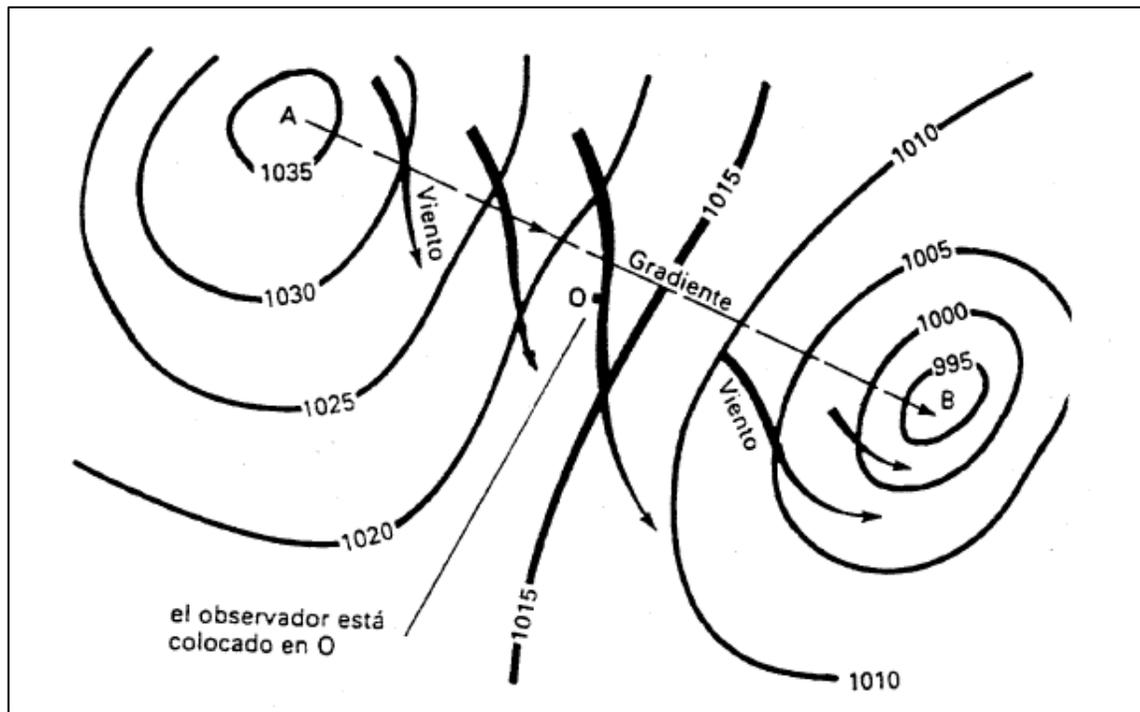


Figura 2. Desplazamiento de las masas de aire por la gradiente de presión (De Andrades y Múñez, 2012)

2.2. Capa límite atmosférica

Holmes (2001) indica que a medida que se acerca a la superficie de la tierra, las fuerzas friccionantes toman un papel importante en el balance de las fuerzas con respecto al aire en movimiento, y la capa límite atmosférica es la región de influencia friccionante.

Xu (2013), por su parte, la define como “la región del viento afectado por la rugosidad de la superficie de la tierra”.

Entonces los efectos de la rugosidad afectan a los vientos hasta una altura de 1000 m. Holmes (2001). De la siguiente figura (Figura 3), se puede extraer algunas características de la capa límite atmosférica.

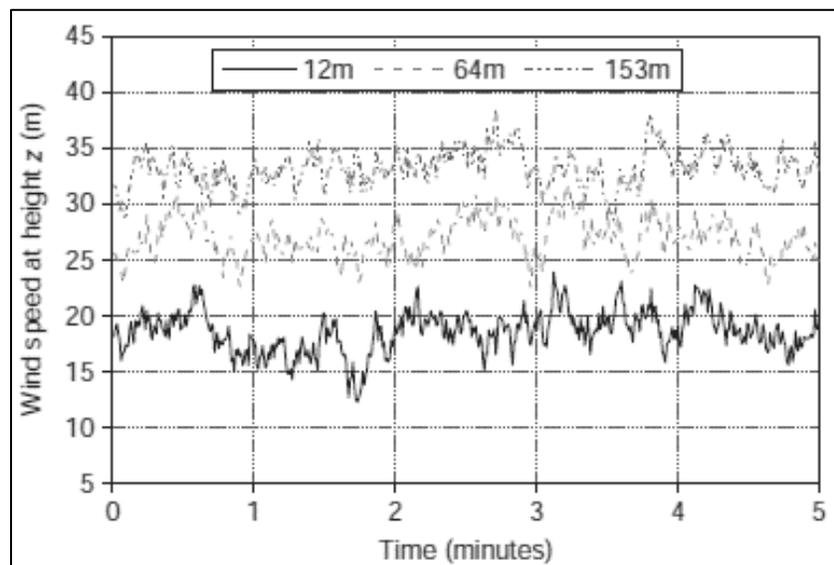


Figura 3. Velocidades de viento a tres alturas durante un vendaval (De Xu, 2013)

Estas características, según Holmes (2001, p.46) y Xu (2013, p.26) son las siguientes:

- El incremento de la velocidad promedio del viento a medida que la altura incrementa.
- La naturaleza ventosa o turbulenta de la velocidad del viento en todas las alturas.
- El amplio rango de frecuencias en las ráfagas en el flujo de aire.

- Hay algunas similitudes en los patrones de ráfagas en todas las alturas, especialmente para las ráfagas más cambiantes lentamente, o frecuencias más bajas.

Además, Xu (2013, p.26-27) explica que:

Dentro de la capa límite atmosférica y sobre un terreno plano homogéneo, la velocidad del viento puede ser descompuesta en una velocidad media de viento en la dirección principal del viento y tres componentes turbulentas perpendiculares en un tiempo lo suficientemente grande, por decir, diez minutos. Con los ejes x en la dirección de la velocidad media del viento, los ejes y en la horizontal y los ejes z positivos hacia arriba, las velocidades de viento en un punto dado (x, y, z) y un tiempo dado t puede ser expresado como:

$$\bar{U}(z) + u(x, y, z, t) \quad (\text{en la dirección longitudinal}) \dots\dots\dots (1)$$

$$v(x, y, z, t) \quad (\text{en la dirección lateral}) \dots\dots\dots (2)$$

$$w(x, y, z, t) \quad (\text{en la dirección vertical}) \dots\dots\dots (3)$$

Donde:

$\bar{U}(z)$ es la velocidad media de viento dependiendo de la altura z sobre la tierra;

u , v y w son las partes fluctuantes del viento en las direcciones x , y y z , en la cual u es la componente de turbulencia en la dirección del viento o la dirección longitudinal;

v es la componente de turbulencia horizontal perpendicular a la dirección del viento;

w es la componente de turbulencia perpendicular a u y v .

Ahora bien, según Xu (2013), definiendo $U(x, y, z, t)$ como la velocidad instantánea de viento registrada por un anemómetro en la dirección principal del viento y T es el tiempo promedio. La velocidad media de viento $\bar{U}(z)$ mostrada en la Ecuación 1, puede calcularse como:

$$\bar{U}(z) = \frac{1}{T} \int_0^T U(x, y, z, t) dt \dots\dots\dots (4)$$

Y la componente de turbulencia en la dirección longitudinal puede calcularse como:

$$u(x, y, z, t) = U(x, y, z, t) - \bar{U}(z) \dots\dots\dots (5)$$

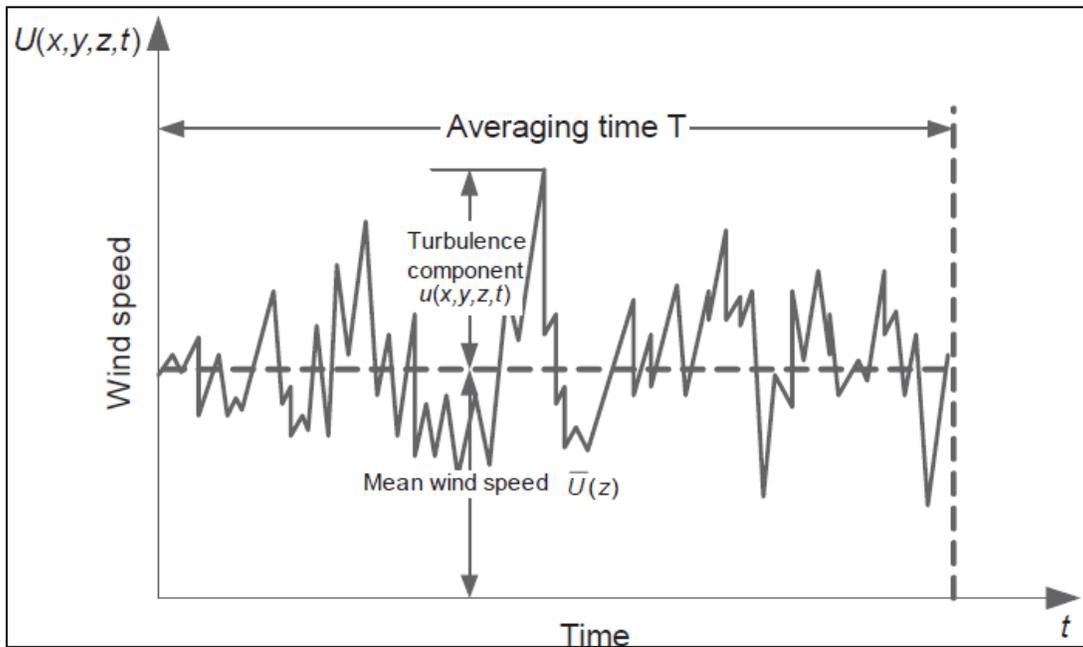


Figura 4. Velocidad instantánea, media y de turbulencia de viento (De Xu, 2013)

2.3. Perfiles de velocidad media de viento

2.3.1. La ley logarítmica

Según Holmes (2001) la ley logarítmica es, en condiciones de fuertes vientos, la expresión matemática más acertada para calcular la velocidad media. Al respecto Xu (2013) sostiene que ésta “fue originalmente derivada para la capa límite atmosférica en un

terreno llano, pero esta ha sido encontrada válida en una forma sin modificar para vientos fuertes en la capa límite atmosférica cerca de la tierra”. De esto se tiene según Mohammadi y Mukherjee (2013):

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} \dots\dots\dots (6)$$

Donde:

u_* es la velocidad de fricción

τ es el esfuerzo de corte en la superficie de la tierra [kg/m2]

ρ es la densidad del aire [kg/m3]

De esta velocidad de fricción, Xu (2013) establece una constante adimensional de corte de viento:

$$\frac{d\bar{U}_z}{dz} \frac{z}{u_*} = \frac{1}{k} \dots\dots\dots (7)$$

$$\bar{U}(z) = \frac{1}{k} u_* \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \dots\dots\dots (8)$$

Donde:

$\bar{U}(z)$ es la velocidad media de viento [m/s]

z_0 es la longitud de rugosidad de la superficie [m]

k es la constante de von Karman con un valor de 0.4.

Otra medida de la rugosidad del terreno según Holmes (2001, p.48) es “el coeficiente de arrastre de la superficie, κ , el cual es un esfuerzo de corte adimensional”, definido como:

$$\kappa = \frac{\tau_0}{\rho U_{10}^2} = \frac{u_*^2}{U_{10}^2} \dots\dots\dots (9)$$

Donde \bar{U}_{10} es la velocidad media del viento a 10m de altura.

Relacionando la Ecuación 6 y la Ecuación 7, con z igual a 10m, se tiene la siguiente expresión:

$$\kappa = \left[\frac{k}{\ln\left(\frac{10}{z_0}\right)} \right]^2 \dots\dots\dots (10)$$

La tabla mostrada a continuación, presenta los valores de longitud de rugosidad y coeficiente de arrastre para diferentes tipos de terreno:

Tabla 1

Tipos de terreno, longitud de rugosidad y coeficiente de arrastre de la superficie

z_0 (m)	Clasificación	Descripción del terreno	κ
≤ 0.0002	Mar	Agua en calma, llanuras nevadas	0.0014
0.005	Liso	Campos nevados	0.0028
0.03	Abierto	Terreno abierto y llano, hierba	0.0047
0.1	Abierto rugoso	Cultivos bajos, algunos obstáculos ocasionales	0.0075
0.25	Rugoso	Cultivos altos, obstáculos dispersos (árboles o setos)	0.012
0.5	Muy rugoso	Parques, matorrales, obstáculos numerosos	0.018
1	Cerrado	Densa cobertura de obstáculos (bosques)	0.030
≥ 2	Caótico	Bosques irregulares con claros	0.062

Fuente: (Figuerola, 2017)

Sin embargo, según Holmes (2001), aunque esta ley tiene bases matemáticas, ésta puede causar dificultades en cuanto al cálculo de logaritmos de números negativos y no se puede evaluar por debajo de ciertas alturas. Por estos motivos, a veces se opta por usar otras expresiones.

2.3.2. La ley de potencia

Según Holmes (2001, p. 49) “la ley de potencia no tiene bases teóricas, pero es fácilmente integrada sobre la altura”. Para relacionar la velocidad media a cualquiera altura, con una referencia de 10m, se puede establecer:

$$\bar{U}(z) = \bar{U}_{10} \left(\frac{z}{10} \right)^\alpha \dots\dots\dots (11)$$

$$\alpha = \left(\frac{1}{\ln \left(\frac{z_{ref}}{z_0} \right)} \right) \dots\dots\dots (12)$$

Donde:

z_{ref} es una altura de referencia, la cual se puede tomar como la mitad de la altura máxima que se desea evaluar

También Payán, Bojórquez y Reyes (2014, p.3) definen el exponente α como:

$$\alpha = 0.096 \log_{10} z_0 + 0.016 (\log_{10} z_0)^2 + 0.24 \dots\dots\dots (13)$$

2.4. Turbulencia

Según Xu (2013, p.31), con respecto a la turbulencia establece lo siguiente:

Para describir el flujo turbulento, los métodos estadísticos deben ser aplicados. Los tres componentes de turbulencia son tratados como procesos matemáticamente aleatorios estacionarios y son descritos por medias o sus desviaciones estándares, escalas de tiempo y escalas de longitud integral, funciones de densidad de potencia espectral que definen la distribución de frecuencia, y el co-espectro que especifica la correlación espacial del viento.

2.4.1. Desviación estándar

Xu (2013, p.31) la escribe como:

$$\sigma_u = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T u(t)^2 dt} \dots\dots\dots (14)$$

$$\sigma_v = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T v(t)^2 dt} \dots\dots\dots (15)$$

$$\sigma_w = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T w(t)^2 dt} \dots\dots\dots (16)$$

Donde u_t , v_t y w_t son las componentes de turbulencia en la dirección longitudinal, la dirección lateral horizontal y la dirección vertical respectivamente.

2.4.2. Intensidades de turbulencia

Según Holmes (2001, p. 53) es “la proporción de la desviación estándar de cada componente fluctuante con respecto al valor medio”.

$$I_u = \frac{\sigma_u}{U} \text{ (longitudinal)} \dots\dots\dots (17)$$

$$I_v = \frac{\sigma_v}{U} \text{ (lateral)} \dots\dots\dots (18)$$

$$I_w = \frac{\sigma_w}{U} \text{ (vertical)} \dots\dots\dots (19)$$

Otra forma de establecer la intensidad de turbulencia, en base a la altura y la longitud de rugosidad, es mediante la siguiente expresión:

$$I_u = \frac{1}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \dots\dots\dots (20)$$

$$I_v = 0.88I_u \dots\dots\dots (21)$$

$$I_w = 0.55I_u \dots\dots\dots (22)$$

2.4.3. Escalas de longitud

Según Xu (2013) la escala de longitud es el tiempo promedio en el cual existe correlación entre las fluctuaciones de las velocidades de viento, definido por:

$$T_u(z) = \int_0^{\infty} R(z, \tau) d\tau \dots\dots\dots (23)$$

$$L_u(z) = \bar{U}(z)T_u(z) \dots\dots\dots (24)$$

En cambio, Payán, Bojórquez y Reyes (2014, p.3), basándose en las normas europeas mencionan:

$$L_u = 300 \left(\frac{z}{200} \right)^v \dots\dots\dots (25)$$

$$v = 0.67 + 0.5 \ln(z_0) \dots\dots\dots (27)$$

2.4.4. Funciones de densidad de potencia espectral

Holmes (2001, p. 56) afirma que la contribución de la varianza, es decir el cuadrado de la desviación estándar, en el rango de las frecuencias está dada por $S_u(n)dn$, la cual es la función de densidad espectral, de esta manera se tiene:

$$\sigma_u^2 = \int_0^{\infty} S_u(n)dn \dots\dots\dots (28)$$

Ahora bien, existen muchas formas matemáticas para $S_u(n)$, de los cuales, según Payán, Bojórquez y Reyes (2014, p.4), las describen de esta manera:

Modelo von Karman (von Karman, 1948):

$$S_u(n) = \frac{4(5.7u_*^2) \frac{L_u(z)}{\bar{U}(z)}}{1.339 \left[1 + 39.48 \left(\frac{nL_u(z)}{\bar{U}(z)} \right)^2 \right]^{\frac{5}{6}}} \dots\dots\dots (29)$$

Modelo von Karman-Harris (Harris, 1968):

$$S_u(n) = \frac{4(\sigma_u^2) \frac{L_u(z)}{\bar{U}(z)}}{\left[1 + 70.8 \left(\frac{nL_u(z)}{\bar{U}(z)} \right)^2 \right]^{\frac{5}{6}}} \dots\dots\dots (30)$$

Modelo Kaimal (Kaimal, 1972):

$$S_u(n) = \frac{105u_*^2 \frac{z}{\bar{U}(z)}}{\left[1 + 33 \left(\frac{nz}{\bar{U}(z)} \right) \right]^{\frac{5}{3}}} \dots\dots\dots (31)$$

Modelo Kaimal modificado (Hiriart, 2001):

$$S_u(n) = \frac{100u_*^2 \frac{z}{\bar{U}(z)}}{\left[0.44 + 33 \left(\frac{nz}{\bar{U}(z)} \right) \right]^{\frac{5}{3}}} \dots\dots\dots (32)$$

Modelo Davenport (Davenport, 1961):

$$S_u(n) = \frac{2\sigma_u^2 \frac{L}{\bar{U}(z)}}{3 \left[1 + \left(\frac{nL}{\bar{U}(z)} \right)^4 \right]^{\frac{5}{3}}} \dots\dots\dots (33)$$

Modelo Solari (Solari, 1993):

$$S_u(n) = \frac{6.868\sigma_u^2 \frac{L_u(z)}{\bar{U}(z)}}{\left[1 + 10.302 \left(\frac{nL_u(z)}{\bar{U}(z)} \right)^5 \right]^{\frac{5}{3}}} \dots\dots\dots (34)$$

Donde:

n es la frecuencia de la parte turbulenta [Hz].

L es la longitud característica según Davenport y tiene un valor de 1200m

También, según von Karman, citado por Payán, Bojórquez y Reyes (2014), se establece la siguiente relación:

$$\sigma_u^2 = 5.7u_*^2 \dots\dots\dots (35)$$

Las anteriores expresiones corresponden al espectro de la componente longitudinal del viento, para puentes de grandes luces el espectro necesario es en la componente vertical, según lo indica Holmes (2001) en la siguiente expresión:

$$\frac{nS_w(n)}{\sigma_w^2} = \frac{2.15 \left(\frac{nz}{\bar{U}} \right)}{\left[1 + 11.16 \left(\frac{nz}{\bar{U}} \right)^5 \right]^{\frac{5}{3}}} \dots\dots\dots (36)$$

$$S_w(n) = \frac{2.15\sigma_w^2\left(\frac{z}{\bar{U}}\right)}{\left[1 + 11.16\left(\frac{nz}{\bar{U}}\right)^{\frac{5}{3}}\right]} \dots\dots\dots (37)$$

Finalmente, para construir la señal de velocidad de viento, para el caso de estudio en la dirección vertical, se debe utilizar las siguientes fórmulas (Figuerola, 2017):

$$U(t) = \bar{U} + \sum_{i=1}^N A_i \cos(n_i t + \varphi_i) \dots\dots\dots (38)$$

Donde:

A_i es la amplitud a la frecuencia n_i con $i = [1, N + 1]$ definido como:

$$A_i = \frac{2}{\pi} \sqrt{\frac{1}{2} [S_w(n_i) + S_w(n_{i+1})] [n_{i+1} - n_i]} \dots\dots\dots (39)$$

φ_i es la fase generada aleatoriamente dentro del rango $[-\pi, \pi]$.

2.5. Resonancia

Hernández, Fernandes y Albizuri (2005, p.9) indican que la resonancia:

Se produce cuando las acciones variables que actúan sobre las estructuras presentan una periodicidad bastante acusada, es decir, cuando los valores de la amplitud se repiten pasado un periodo de tiempo T_1 .

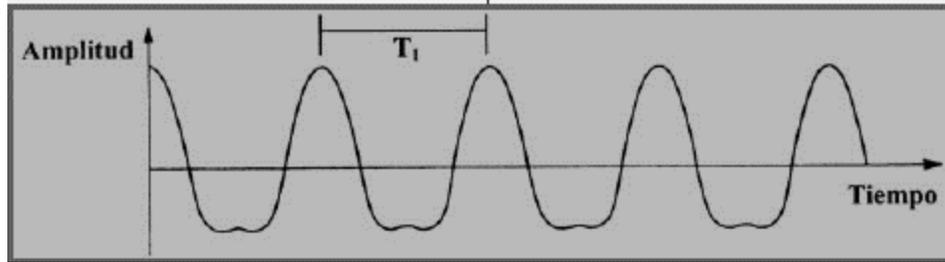


Figura 5. Función periódica en función al tiempo (De Hernández, et al, 2005)

Esta función periódica se puede descomponer en varias funciones sinusoidales de amplitud variable, de periodo T_1 y sus múltiplos, y representarla en el dominio de la frecuencia (Véase Figura 6).

Pues bien, si el valor inverso de T_1 , denominado frecuencia f_1 , o uno de sus primeros múltiplos, llamados armónicos (Figura 5) es muy similar a alguna de las frecuencias f_{si} correspondiente a una de las formas de vibración propias de la estructura, dicha forma o modo de vibración aumenta considerablemente su amplitud; es decir, se produce un efecto de amplificación de la respuesta de la estructura ante la acción exterior periódica (Figura 6), que también depende del amortiguamiento estructural, ξ . Cuando se da esta situación, se dice que dicha estructura ha entrado en resonancia.

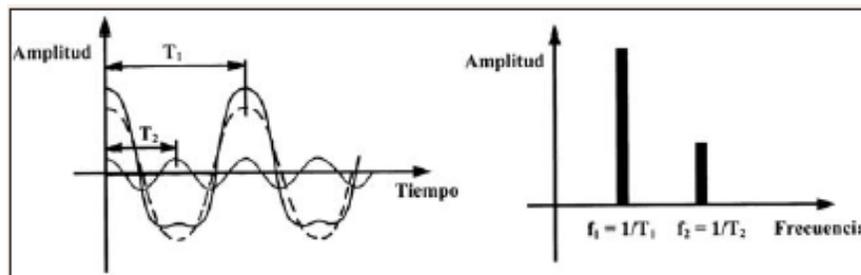


Figura 6. Descomposición de una función periódica (De Hernández, et al, 2005)

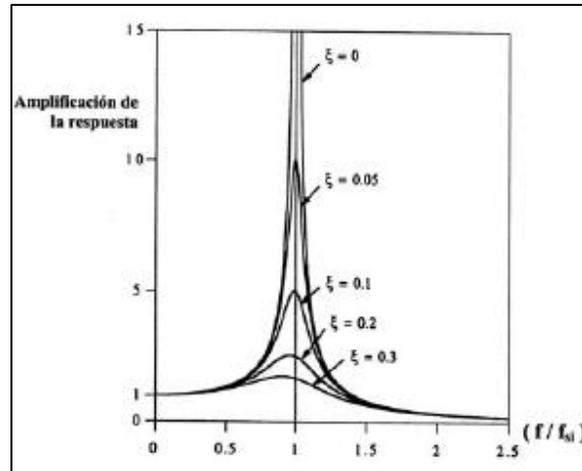


Figura 7. Amplificación de la respuesta de una estructura en función de la frecuencia (De Hernández, et al, 2005)

2.6. Aeroelasticidad y aerodinámica

Maqui (2017, p.11) sostiene que:

La aeroelasticidad es la ciencia que estudia la interacción entre el flujo de aire y las fuerzas que provoca en un sólido deformable inmerso en él, entre estas fuerzas están las inerciales, elásticas y aerodinámicas. La interacción fluido-estructura puede dar lugar a diversos fenómenos que reciben el nombre de fenómenos aeroelásticos, que implica analizar las interacciones existentes entre las fuerzas inerciales, elásticas y aerodinámicas, los cuales pueden tener carácter oscilatorio y ser creciente en el tiempo, en cuyo caso dan lugar a inestabilidades de carácter aeroelástico.

Estos fenómenos son el desprendimiento de torbellinos, el galope, el flameo, el bataneo, entre otros, los cuales se pueden presentar en los puentes según la naturaleza de la zona.

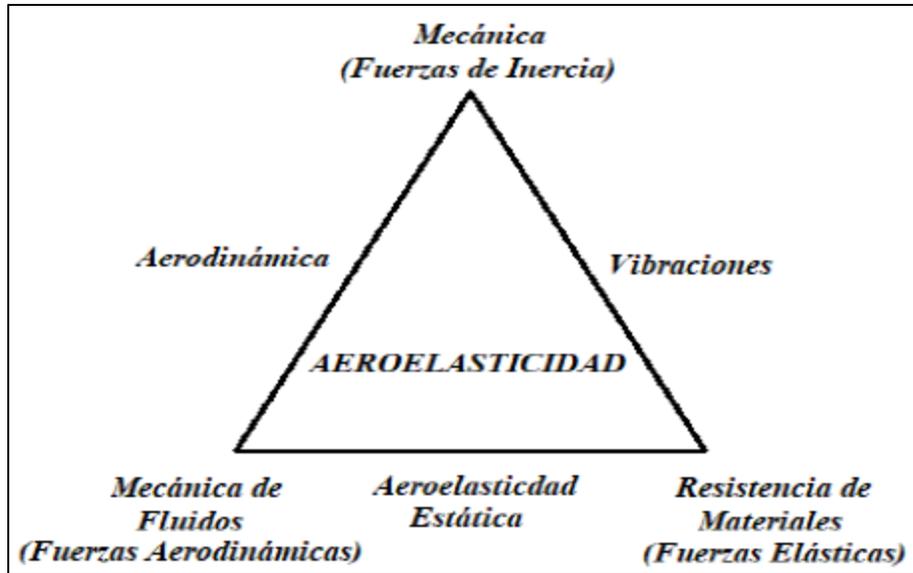


Figura 8. Triángulo de fuerzas aeroelásticas (De Maqui, 2017)

2.7. Respuesta dinámica de puentes colgantes frente a cargas de viento

Según Ubertini (2008, p.9) “los efectos del viento en la respuesta global dinámica de puentes soportados por cables pueden ser subdivididos en problemas de respuesta y estabilidad”.

La siguiente figura muestra a detalle estos problemas mencionados.

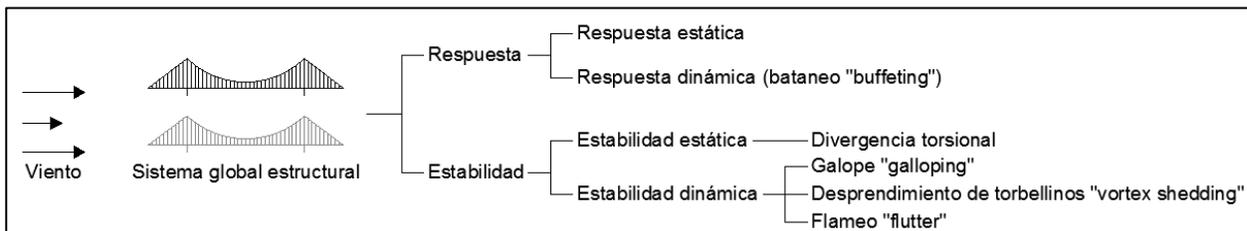


Figura 9. Efectos del viento en puentes colgantes (Basado en Ubertini, 2008)

La velocidad del viento a diferentes magnitudes hace que estos problemas se encuentren relacionados. Mohammadi y Mukherjee (2013) señalan que la relación entre las amplitudes de resonancia y las velocidades de viento provocan amplitudes para varios fenómenos de inestabilidad.

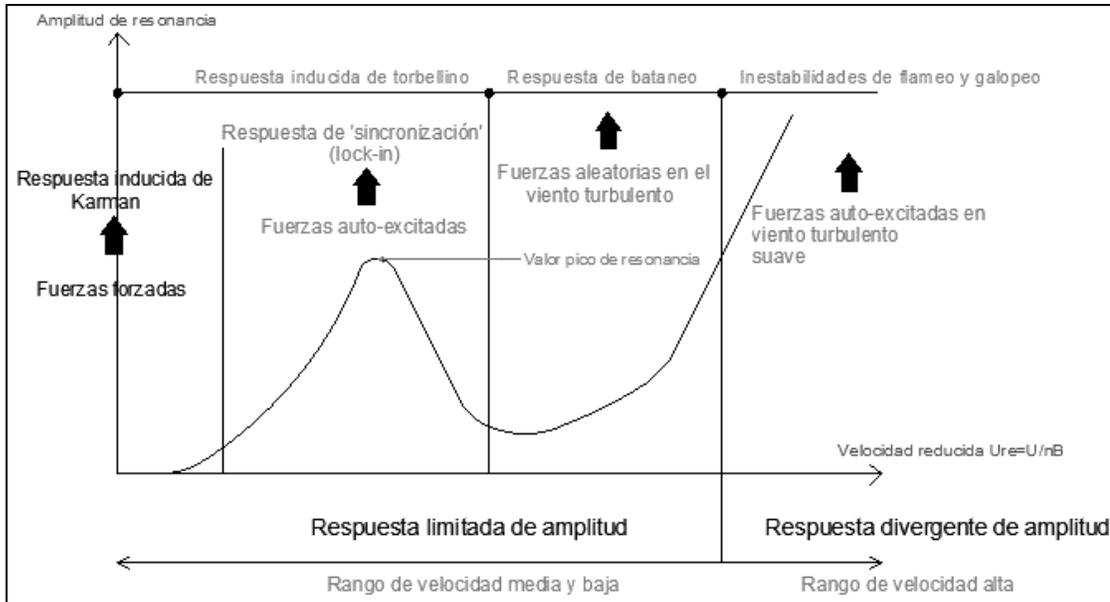


Figura 10. Relación entre velocidad de viento e inestabilidades aerodinámicas (Basado en Ubertini, 2008)

Según lo explica Xu (2013, p.83), “la vibración inducida por viento es una importante fuente de cargas en las estructuras de puentes, mientras que la inestabilidad aerodinámica inducida por viento es muy peligrosa para las estructuras del puente y puede causar que el puente colapse”.

Con respecto a cada uno de estos problemas, se puede tener una breve referencia a lo que representa en los puentes colgantes, de esta manera se tiene (p.83):

- La excitación del desprendimiento de torbellinos [*vortex shedding*] usualmente ocurre en velocidades bajas de viento y condiciones de baja turbulencia, pero puede causar vibración considerable del tablero del puente. La interacción del puente con el flujo del torbellino puede resultar en el llamado fenómeno de “sincronización” [*lock in*] que lleva a la vibración excesiva del puente. La respuesta inducida de torbellino del puente debería ser controlada a un límite seguro para garantizar un funcionamiento normal y evitar daños por fatiga al puente.

- La inestabilidad de galope [*galloping*] es causada por fuerzas auto-excitadas, y ocurre en modos verticales del tablero del puente. El galope sucede cuando el tablero del puente absorbe continuamente energía del flujo de viento entrante y la vibración se vuelve divergente. Sucede abruptamente y puede causar que el puente colapse, así que debería ser evitada en el diseño del puente.
- Las inestabilidades de flameo [*flutter*] de varios tipos ocurre en velocidades muy altas de viento para tableros, como resultado de fuerzas aerodinámicas auto-excitadas. El flameo siempre supone movimientos torsionales y también puede suponer movimientos verticales flexionantes así que, también, deberían ser evitadas en el diseño de puentes. Es el flameo que causó el colapso del original Puente Tacoma Narrows.
- La excitación de bataneo [*buffeting*] es causada por fuerzas fluctuantes inducidas por la turbulencia. Ocurre sobre un amplio rango de velocidades de viento y normalmente aumenta monótonicamente con el incremento de la velocidad del viento. El excesivo bataneo puede causar problemas de fatiga en los componentes y afectar la funcionalidad del puente. El bataneo debería ser considerado en la etapa de diseño.

2.7.1. Vibración inducida por el desprendimiento de torbellinos

Para Holmes (2001, p.244), “la excitación por el desprendimiento de torbellinos pues inducir significantes, pero limitadas, amplitudes de vibración”. Existen ciertas condiciones para que esto ocurra, pueden cumplirse la mayoría o todas de estas (p.244):

- Dirección del viento normal al eje longitudinal del puente.
- Condiciones de baja turbulencia (típicamente I_u menos que 0.05).
- Una velocidad de viento en un estrecho rango crítico (5-12m/s).
- Bajo amortiguamiento (1% del crítico o menos).

Las condiciones mencionadas pueden aplicarse tanto para puentes atirantados desde cortos a medianos y puentes colgantes más largos, los cuales pueden poseer números de Strouhal en el rango de 0.1 a 0.2, y frecuencias en el rango de 0.1 a 0.6 Hz, además, las velocidades críticas de 6 a 15m/s podrían producir ciertas amplitudes significantes (p.244).

“Las condiciones de baja turbulencia pueden ocurrir en condiciones atmosféricas ‘estables’, frecuentemente en la madrugada o noche” (p.244).

2.7.1.1. Número de Reynolds y desprendimiento de torbellinos

Según Xu (2013, p.84) las vibraciones inducidas por torbellinos “son movimientos inducidos en una estructura la cual está interactuando con un flujo externo y son producidos por el desprendimiento de torbellinos del flujo”.

Con respecto a este fenómeno Bénard (1908), citado por Hernández, Fernandes y Albizuri (2005, p. 11) señalan que:

Se comenzó a estudiar en detalle durante los primeros años del siglo XX y establece que, para determinados valores del número de Reynolds, el flujo corriente abajo de un cilindro circular situado perpendicularmente a una corriente incidente uniforme se caracteriza por el desprendimiento alternado y periódico de remolinos que giran en sentido horario y antihorario de forma alternativa (Figura 11).

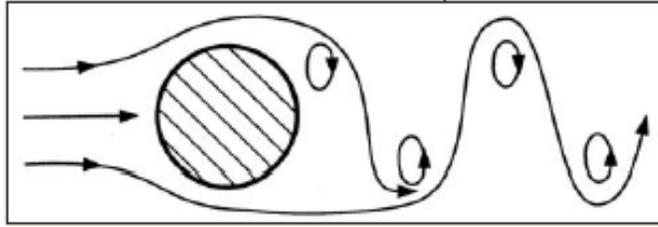


Figura 11. Desprendimiento de torbellinos (De Hernández, et al, 2005)

Esta circunstancia genera sobre el cilindro fuerzas laterales periódicas que son la causa de las vibraciones en un plano perpendicular a la corriente incidente.

Hernández, et al (2005) expresan que ciertos investigadores como Theodore Von Karman que según sus ensayos experimentales esta teoría de desprendimiento de remolinos también podía aplicarse a otros tipos de estructuras que no sean cilíndricas como los puentes colgantes. Por ello se puede establecer una existencia de acciones periódicas.

El número de Reynolds se puede establecer como:

$$Re = \frac{\bar{U}D}{\nu} \dots\dots\dots (40)$$

Donde:

\bar{U} es la velocidad media del viento [m/s]

D es el diámetro de la sección de la estructura [m]

ν es la viscosidad cinemática del aire = $1.5 \times 10^{-5} m^2 / s$

En la siguiente tabla se puede apreciar el patrón del viento alrededor de un cilindro en diferentes rangos de números de Reynolds (Xu, 2001).

Tabla 2

Rangos de números de Reynolds y características de desprendimiento

Rango	Número de Reynolds	Características de desprendimiento
Subcrítico	$30 - 2 \times 10^5$	Regular (frecuencia constante)
Supercrítico	$2 \times 10^5 - 4 \times 10^6$	Aleatoria (frecuencia variable)
Hiper-crítico	$> 4 \times 10^6$	Regular (frecuencia constante)

Fuente: (Xu, 2013)

Mohammadi y Mukherjee (2013) afirman que el número de Reynolds es una variable de la cual depende la naturaleza del desprendimiento de torbellinos en estructuras de sección circular, en cambio, los tableros de puentes colgantes dependen del número de Strouhal, el cual a su vez depende de la turbulencia del viento, la rugosidad de la superficie y la forma de la sección transversal.

2.7.1.2. Número de Strouhal y Sincronización

Xu (2013, p.85) explica que “el número de Strouhal, el cual es nombrado por un científico checo, representa la característica del desprendimiento de torbellinos de una estructura y relaciona la frecuencia del desprendimiento con la velocidad del flujo y una dimensión característica de la estructura”.

$$n_{st} = \frac{S_t \bar{U}}{D} \dots\dots\dots (41)$$

Donde:

n_{st} es la frecuencia de desprendimiento de torbellinos de una estructura

[Hz]

D es la dimensión característica, usualmente el ancho perpendicular al viento, de la estructura (la profundidad del tablero) [m]

\bar{U} es la velocidad media del flujo de viento [m/s]

S_t es el número de Strouhal

A medida que la velocidad incrementa lentamente, la frecuencia de desprendimiento de torbellinos crecerá de acuerdo a la ecuación anterior.

“Como cada torbellino es desprendido de una estructura, una fuerte fuerza perpendicular al viento es provocada hacia el lugar del torbellino desprendido. De esta forma, el desprendimiento alterno de torbellinos provoca una fuerza perpendicular al viento casi armónica” (p.86).

Entonces, la resonancia puede ocurrir cuando la frecuencia de desprendimiento de torbellinos llega a ser igual que la frecuencia natural más baja de la estructura, además, el incremento de la velocidad causará resonancia nuevamente cuando la frecuencia del desprendimiento es igual a la próxima frecuencia natural de la estructura, y así sucesivamente. (Xu, 2013).

Se puede suponer, de acuerdo a esta afirmación, que la resonancia puede, teóricamente, ocurrir en cualquier frecuencia natural del puente.

Cuando la resonancia ocurre, la vibración de la estructura puede ser suficientemente grande para que la vibración estructural pueda controlar la frecuencia del desprendimiento de torbellinos, resultando en un fenómeno conocido como ‘sincronización’. La sincronización significa que la resonancia puede mantener completamente un cierto rango de velocidad de viento. Finalmente, cuando la velocidad del viento es incrementada por encima de lo que causa la sincronización, la frecuencia de desprendimiento será controlada por el viento de nuevo, en lugar de la frecuencia estructural. La velocidad de viento referido a la sincronización es a veces llamada velocidad crítica de viento. (p.86).

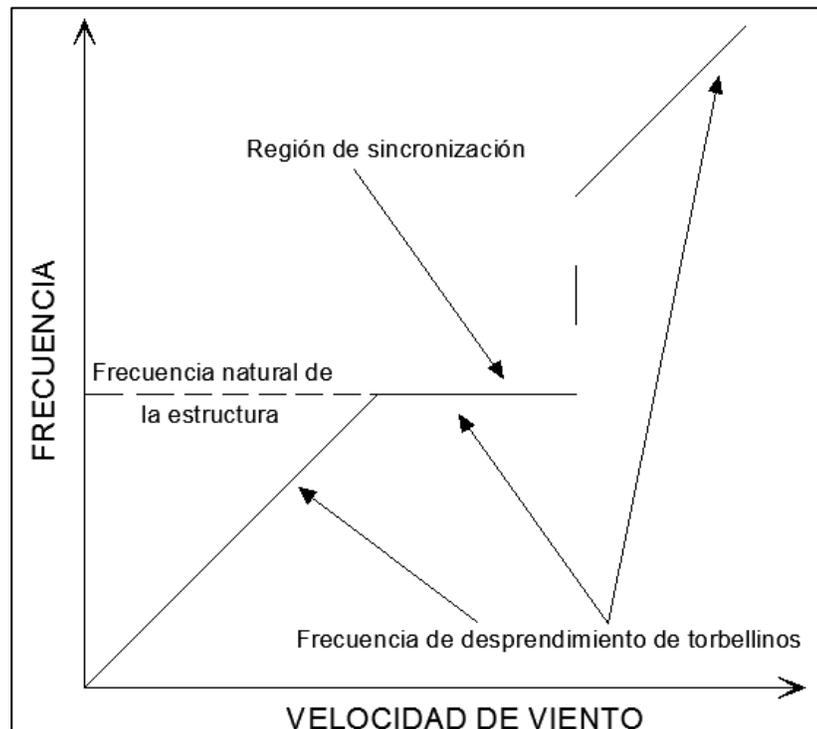


Figura 12. Fenómeno de sincronización en vibración provocada por torbellinos (Basado en Xu, 2013)

2.7.1.3. Vibración inducida de torbellinos

Xu (2013 p.86) explica que en los puentes colgantes:

El fenómeno de sincronización sucede cuando la frecuencia del desprendimiento de torbellinos llega a estar cerca de uno de las frecuencias naturales de un componente del puente, como el tablero o cable. Cuando esto sucede, las grandes vibraciones ocurren y llegan a ser una importante fuente de daño por fatiga...

Debido a la complejidad de las formas geométricas de las estructuras, la vibración provocada por torbellinos ha sido investigada para secciones más simplificadas, y en condiciones de baja turbulencia. (Xu, 2013).

La ecuación gobernante para una estructura bajo carga provocada por torbellinos es:

$$M \ddot{X} + C \dot{X} + KX = L_{vs} \dots\dots\dots (42)$$

Donde:

M , C y K son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente.

X , \dot{X} , \ddot{X} son los vectores de respuesta de desplazamiento nodal, velocidad y aceleración, respectivamente.

L_{vs} es la fuerza de elevación producido por los torbellinos.

Debido a lo complejo de la interacción del fluido-estructura, los modelos simplificados analíticos sirven para simular la fuerza provocada por los torbellinos.

Esta fuerza es asumida como armónica. Se tiene entonces (Xu, 2013):

$$m \left(\ddot{y} + 2\xi n_n \dot{y} + n_n^2 y \right) = \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 DC_L \text{sen}(n_{st}t + \phi) \dots\dots\dots (43)$$

Donde:

m es la masa de la estructura [kg]

y es el desplazamiento vertical [m]

ξ es la proporción de amortiguamiento estructural

n_n es la frecuencia natural estructural [Hz]

C_L es el coeficiente de la fuerza de elevación

n_{st} es la frecuencia de desprendimiento de torbellinos [Hz]

ϕ es el ángulo de fase [rad]

Cuando $n_n = n_{st}$ la solución de la Ecuación 41 da la respuesta de sincronización de la estructura:

$$y_{m\acute{a}x} = \frac{DC_L \rho \bar{U}^2}{4m\xi n_n^2} = \frac{DC_L}{16\pi^2 S_c S_t^2} \dots\dots\dots (44)$$

Donde S_c es el número de Scruton, el cual es un parámetro importante adimensional de masa-amortiguamiento de respuesta estructural inducido por viento, definido como:

$$S_c = \frac{2\delta_s m}{\rho D^2} \dots\dots\dots (45)$$

Mediante la suposición de que la estructura es un oscilador de Van del Pol, el coeficiente de elevación C_L debe satisfacer lo siguiente:

$$\ddot{C}_L + a_1 \dot{C}_L + a_2 C_L^3 + a_3 C_L = a_4 \dot{y} \dots\dots\dots (46)$$

Donde $a_i = (i = 1 - 4)$ son parámetros a ser determinados por experimentos.

“Un modelo más orientado a la ingeniería fue propuesto por Simiu y Scanlan en 1986, en la cual la fuerza inducida por los torbellinos puede expresarse como” (Xu, 2013, p.88):

$$L_{vs} = \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 D \left[Y_1(K) \frac{y}{U} + Y_2(K) \frac{y}{D} + C_L(K) \text{sen}(n_n t + \phi) \right] \dots\dots\dots (47)$$

Donde:

$K = nB / \bar{U}$ es la frecuencia reducida.

$Y_1(K), Y_2(K)$ y $C_L(K)$ son las funciones de la frecuencia reducida K en sincronización, a ser determinadas por experimentos.

“En 1990, Ehsan y Scanlan revisaron el anterior modelo añadiendo un coeficiente de amortiguamiento aeroelástico no lineal. El modelo revisado puede expresarse como” (p. 88):

$$L_{vs}(t) = \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 D \left[Y_1(K) \left(1 - \varepsilon \frac{y^2}{D^2} \right) \frac{\dot{y}}{\bar{U}} + Y_2(K) \frac{y}{D} + C_L(K) \text{sen}(n_n t + \phi) \right] \dots\dots (48)$$

Donde ε es el parámetro de amortiguamiento aeroelástico no lineal. Los parámetros Y_1 y ε se extraen de los resultados de la prueba de túnel de viento, satisfaciendo la siguiente expresión:

$$\frac{y_0}{D} = 2 \left[\frac{Y_1 - 8\pi \cdot S_c \cdot S_t}{\varepsilon \cdot Y_1} \right]^{1/2} \dots\dots\dots (49)$$

Donde:

y_0/D es la amplitud reducida

y_0 es la amplitud de vibración del desplazamiento vertical

$S_c = 2\delta_s m / \rho D^2$ es el número de Scruton

$S_t = n_{st} D / \bar{U}$ es el número de Strouhal

$n_n = n_{st}$ es la frecuencia de desprendimiento de torbellinos o la frecuencia natural

2.7.2. Modelos analíticos simplificados para analizar la fuerza debido al desprendimiento de torbellinos

Para analizar la fuerza debido al desprendimiento de torbellinos se puede utilizar el modelo sinusoidal o el modelo de banda forzada aleatoria limitada, según Giosan (p.9) el modelo de banda forzada aleatoria limitada difiere del sinusoidal por:

- Tiene en cuenta una fuerza de elevación de torbellino aleatoria (en lugar de una armónica). Ésta emplea una función de fuerza diferente que el modelo sinusoidal.

- Tiene en cuenta la energía asociada con el desprendimiento de torbellinos a ser distribuida sobre la frecuencia dominante (en lugar de concentrada sobre la frecuencia dominante). Ésta emplea un término de ancho de banda, B , el cual es una medida de la distribución de la energía.
- Tiene en cuenta la naturaleza tridimensional del flujo, la pérdida de correlación de las fuerzas de elevación a lo largo del miembro. Ésta emplea un término para la longitud de correlación, L , que es una medida de la longitud, en diámetros, que los torbellinos permanecen en fase.
- Tiene en cuenta la turbulencia del viento natural (la turbulencia lleva a la reducción en la longitud de correlación del desprendimiento de torbellinos y lleva a una reducción pequeña en la intensidad de las fuerzas de desprendimiento).
- Tiene en cuenta la variación de la velocidad del viento con la altura. Esta emplea el exponente del perfil de velocidad de viento de la ley de potencia, α , para obtener un aparente estrechamiento entre el viento y el miembro.

Es generalmente aceptado a ser más acertado para tratar la excitación como un proceso de banda limitada aleatoria y asumir que la fuerza tiende a llegar a ser armónica solo cuando el movimiento de los miembros es lo suficientemente grande para ordenar los torbellinos del desprendimiento. Esto tiende a ocurrir cuando la amplitud pico del movimiento es del orden de 2% a 5% del diámetro o el ancho de la sección transversal, y más grande (Giosan, p.9).

2.7.2.1. Modelo sinusoidal

Sobre este modelo, Mohammadi y Mukherjee (2013, p.31) afirman que:

La excitación y vibración causada debido al desprendimiento de torbellinos es analizada como una carga de frecuencia dependiente del tiempo. El fenómeno de desprendimiento de torbellinos es muy complejo en la naturaleza y como un resultado de carga inducida es descrito por un método probabilístico. La carga es armónica y sinusoidal en la naturaleza.

“La carga inducida por el desprendimiento de torbellinos por unidad de longitud actuando en cualquier lugar x a lo largo de la estructura debe ser tomada como” (Giosan p.16):

$$L_{vs}(x,t) = \frac{1}{2} \rho \bar{U}_{crit}^2 C_L D \text{sen}(2\pi \cdot n_n \cdot t) \text{ N/m} \dots \dots \dots (50)$$

Donde:

ρ es la densidad del aire [kg/m³]

\bar{U}_{crit} es la velocidad media crítica [m/s] obtenida mediante la Ecuación 41 al igualar la frecuencia natural de la estructura con la frecuencia de desprendimiento de torbellinos $n_n = n_{st}$

C_L es el coeficiente de la fuerza de elevación

D es la profundidad del tablero [m]

n_n es la frecuencia natural de la estructura [Hz]

t es el tiempo [s]

Para calcular el número de Strouhal, necesario para calcular la velocidad media crítica bajo condiciones de resonancia, se puede utilizar el siguiente gráfico:

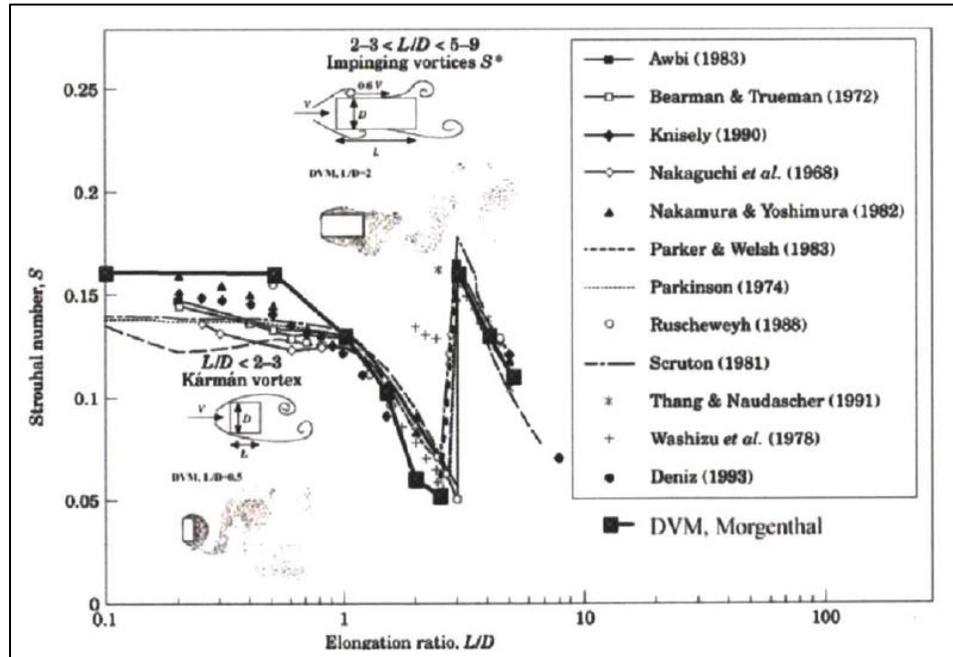


Figura 13. Número de Strouhal en función de la relación L/D (De Zhang, 2012)

Adicionalmente, se puede utilizar la metodología de los Eurocódigos (1998, p.115) para encontrar este parámetro:

Tabla 3

Número de Strouhal en función de las dimensiones de la sección del tablero

Sección		S_t
	$L/D \leq 5$	0.154
	$5 < L/D < 10$	$\left(\frac{1}{1.1 \frac{L}{D} + 1} \right)$
	$L/D \geq 10$	
		0.083

Fuente: (Extracto de Eurocódigo 1, 1998)

El coeficiente de fuerza de elevación se puede calcular mediante la suposición de $y_{\max} = y_0$ en la Ecuación 44, se tiene entonces:

$$C_L = \frac{16\pi^2 \cdot S_c \cdot S_t^2}{D} \dots\dots\dots (51)$$

Para el cálculo del número de Scruton, es necesario el valor del amortiguamiento estructural ξ . El Eurocódigo 1 (1998, p.133) presenta una forma de calcular el decremento logarítmico estructural de la siguiente manera:

$$\delta_s = a_1 n_1 + b_1 \geq \delta_{\min} \dots\dots\dots (52)$$

Donde:

n_1 es la frecuencia fundamental de flexión [Hz]

a_1, b_1, δ_{\min} son parámetros definidos en la siguiente tabla.

Tabla 4

Parámetros a_1, b_1, δ_{\min} en función del tipo estructural

Tipo estructural	a_1	b_1	δ_{\min}	
Edificios de hormigón armado	0.045	0.05	0.10	
Edificios de acero	0.045	0	0.05	
Estructuras mixtas acero-hormigón	0.08	0	0.08	
Torres de hormigón armado	0.050	0	0.025	
Chimeneas de hormigón armado	0.075	0	0.03	
Conductos de acero soldados sin revestir	0	0.015	0	
Conductos de acero con una capa de revestimiento, o aislante térmico	0	0.025	0	
Conductos de acero con dos o más capas de revestimiento	0	0.030	0	
Acero con recubrimiento de fábrica	0	0.07	0	
Conductos emparejados sin revestir	0	0.015	0	
Conductos de acero sujetos por cables sin revestir	0	0.04	0	
Puentes de acero	Soldados	0	0.02	0
+ Torres de celosía de acero	Con tornillos de alta resistencia	0	0.03	0
	Con tornillos ordinarios	0	0.05	0
Puentes mixtos		0	0.04	0
Puentes de hormigón	Pretensados sin fisuras	0	0.04	0
	Con fisuras	0	0.10	0
Cables	Cables paralelos	0	0.006	0
	Cables en espiral	0	0.020	0

Fuente: (Eurocódigo 1, 1998)

“Mediante el decremento logarítmico, se puede obtener una buena aproximación del amortiguamiento sabiendo que se cumple la relación” (De Miguel, 2011, p.83):

$$\xi = \frac{\delta_s}{\sqrt{4\pi^2 + \delta_s^2}} \dots\dots\dots (53)$$

2.7.2.2. Modelo de banda forzada aleatoria limitada

Sobre este modelo, Giosan (p.17) expresa lo siguiente:

Tratando el desprendimiento de torbellinos como un proceso sinusoidal es una aproximación que lleva a estimaciones conservadoras. La variación de la velocidad del viento con la altura, turbulencia del viento natural y la presencia de señales y otros accesorios tienden a perturbar la correlación espacial de la excitación...

La metodología de abajo simula el desprendimiento de torbellinos de efectos inducidos para amplitudes más pequeñas que 2.5%D usando una aproximación de banda aleatoria limitada.

Para aplicar esta metodología se tiene que ejecutar un análisis de vibración forzada.

Los máximos esfuerzos en un miembro debido a la excitación del desprendimiento de torbellinos tendrían que ser calculados por la carga en los miembros con las cargas pico de inercia actuando estáticamente.

La magnitud de la carga pico de inercia por unidad de longitud en cualquier ubicación x a lo largo del miembro para el modo de vibración i tendría que ser tomada como:

$$L_i(x) = (2\pi n_i)^2 y_i(x) m(x) \dots \dots \dots (54)$$

Donde:

$L_i(x)$ es la carga pico de inercia del miembro en la ubicación x para el modo de vibración i [N/m]

n_i es la $i^{ésima}$ frecuencia natural de la estructura [Hz]

$m(x)$ es la masa por unidad de longitud del miembro en la ubicación x [kg/m]

$y_i(x)$ es el desplazamiento pico del miembro debido a la excitación del desprendimiento de torbellinos en la ubicación x para el modo de vibración i [m]

$$y_i(x) = a_i(x) \mu_i(x) \dots \dots \dots (55)$$

Donde:

$a_i(x)$ es el coeficiente modal de magnitud del desplazamiento oscilatorio para el modo de vibración i .

$\mu_i(x)$ es la amplitud de la forma del modo en la ubicación x para el modo de vibración i .

$$a_i = \frac{3.5C_L \rho D^2 \pi^{0.25} C}{\sqrt{B \xi (4\pi S_i)^2 GM_i}} \dots\dots\dots (56)$$

Si $y_i(x)$ excede $0.025D$:

$$a_i = \frac{\sqrt{2} C_L \rho D^3 \int_0^l |\mu_i(x) dx|}{\xi (4\pi S_i)^2 GM_i} \dots\dots\dots (57)$$

Donde:

$$C = \sqrt{\frac{(l/D)^2}{1+l/2LD} \int_0^l \frac{x^{3\alpha} \mu_i^2(x)}{l^{1+3\alpha}} dx} \dots\dots\dots (58)$$

l es la luz del puente colgante [m]

α es el exponente de la ley de potencia

L es la longitud de correlación sobre la cual los torbellinos son asumidos que actúan en fase [m]

GM_i es la masa generalizada por modo de vibración i [kg]

$$GM_i = \int_0^l m(x) \mu_i^2(x) dx \dots\dots\dots (59)$$

Sobre el parámetro B , definido como el ancho de banda de frecuencia, “es asumido que hay un rango de velocidades de viento sobre la cual la frecuencia del desprendimiento de torbellinos y la frecuencia natural de la estructura se sincronizan con otra y resulta en grandes vibraciones”. (Giosan, p.11)

Por ello se establece un rango de frecuencias en la que este fenómeno puede ocurrir, definido como:

$$n_i^L \leq n_i \leq n_i^U \dots\dots\dots (60)$$

Donde:

n_i es la $i^{ésima}$ frecuencia natural de la estructura [Hz]

n_i^L es la $i^{ésima}$ frecuencia natural del límite más bajo de la estructura [Hz]

n_i^U es la $i^{ésima}$ frecuencia natural del límite más alto de la estructura [Hz]

$$n_i^L = n_i \left[1 - \frac{\sigma_{u,v,w}}{U(z)} \right] \dots\dots\dots (61)$$

$$n_i^U = n_i \left[1 + \frac{\sigma_{u,v,w}}{U(z)} \right] \dots\dots\dots (62)$$

2.8. Puente colgante peatonal

Un puente colgante peatonal es aquel que solo presta servicio para el paso de peatones, animales de campo, y en algunas ocasiones, motocicletas. Según Huamani (2015, p.23) “los puentes colgantes peatonales se componen de tres elementos básicos: el tablero, los cables o tirantes, y las pilas”. Dentro de los cables o tirantes se pueden mencionar, además de los cables principales, las péndolas y el sistema cortavientos, y dentro de las pilas se puede ubicar a los estribos y las cámaras de anclaje.

El tablero es el elemento que debe recibir mayor atención, ya que el fenómeno estudiado va a interactuar en éste, se puede definirlo como el elemento que recibe directamente las cargas vivas mediante una superficie de madera o de planchas de acero, está conformado por vigas

transversales unidas a las péndolas y por vigas longitudinales llamadas largueros, unidos a las transversales.



*Figura 14. Tablero de madera y de planchas metálicas, respectivamente
(Elaboración propia)*

2.9. Formulación de hipótesis

2.9.1. Hipótesis general

Sí se produce el fenómeno desprendimiento de torbellinos bajo condiciones de resonancia en puentes colgante peatonales.

2.9.2. Hipótesis específicas

- Los espectros de viento contienen las frecuencias para analizar el fenómeno desprendimiento de torbellinos bajo condiciones de resonancia en puentes colgantes peatonales.
- Las respuestas de los puentes colgantes peatonales ante el fenómeno desprendimiento de torbellinos bajo condiciones de resonancia son inaceptables.

- Las reconfiguraciones de la estructura de los puentes colgantes peatonales a través de la variación de rigidez y masa pueden mitigar las amplitudes de movimiento y aceleración producidas por el fenómeno desprendimiento de torbellinos bajo condiciones de resonancia.

CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Tipo y nivel de investigación

3.1.1. Tipo de investigación

Corresponde a la Investigación Básica, ya que según Valderrama (p.164) “está destinada a aportar un cuerpo organizado de conocimientos científicos”.

3.1.2. Nivel de investigación

El nivel de investigación es Descriptivo porque “este nivel mide y describe las características de los hechos o fenómenos” (Valderrama, p.168). Es decir, se va a medir y describir el fenómeno desprendimiento de torbellinos bajo condiciones de resonancia en los puentes colgantes peatonales.

3.2. Diseño de investigación

Se realizará un diseño experimental ya que según Valderrama (p. 176) “en el diseño experimental se manipulan en forma deliberada una o más variables independientes para observar sus efectos en la(s) variable(s) dependiente(s)”.

3.3. Objeto de estudio

Para esta investigación se va a escoger 3 puentes colgantes peatonales que cumplan con el requisito de sensibilidad al viento, es decir su longitud entre su ancho debe ser mayor a 30, según el Manual de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones [MTC], (2016), a continuación, se detallan los puentes a utilizar:

Tabla 5

Puentes colgantes peatonales para la investigación

Nombre	Ubicación	Longitud	Ancho	L/b
Campanayoc	Quellouno, La Convención - Cusco	100m	2.4m	41.67
Matoriato	Quellouno, La Convención - Cusco	75m	2.4m	31.25
Carmen Alto	Quellouno, La Convención - Cusco	60m	2.0m	30.00

Fuente: (Elaboración propia)

3.4. Metodología

3.4.1. Recolección de datos

Para empezar con la evaluación se necesita los datos de velocidades de viento en los puentes, para el caso de los dos últimos puentes se va a tomar los datos de velocidad de viento de los mapas eólicos de la zona por razones de accesibilidad, ya que los datos de interés son la velocidad promedio y su desviación estándar, en el caso del primer puente se va a realizar el registro mediante el uso de un anemómetro digital, por un periodo de una semana, durante las horas de la madrugada, tal y como lo recomienda la teoría, ya que a estas horas se presentan las condiciones propicias para el desarrollo del proyecto, la medición se realizará por un periodo total de 10min, registrando los datos cada minuto. En caso de verificarse que la velocidad obtenida es menor a la de los mapas eólicos, se va

multiplicar por un escalar para ubicarse en el rango. Posteriormente se realizará el procesamiento detallado a continuación.

3.4.2. Procesamiento de datos

Para realizar el procesamiento de datos se va a adoptar la siguiente metodología:

Tabla 6

Procesamiento detallado de datos

Pasos	Método de procesamiento	Herramienta
Obtención de los espectros de viento	Fórmulas presentadas	M.S Office Excel 2016
Modelamiento de la estructura existente de los puentes colgantes Campanayoc, Matoriato y Carmen alto reales (PCR-C, M, CA respectivamente) y obtención de parámetros de interés	Fórmulas presentadas	CSI SAP2000 v.20
Evaluación de la presencia de desprendimiento de torbellinos bajo condiciones de resonancia mediante el modelo sinusoidal en los modelos PCR-C, M, CA y obtención de resultados	Fórmulas presentadas	CSI SAP2000 v.20
Análisis del modelo optimizado del puente, (PCO-C, M, CA), considerando los resultados obtenidos mediante la variación de rigidez y masa, y	Fórmulas presentadas	CSI SAP2000 v.20

obtención de resultados finales para

interpretación y conclusiones

Fuente: (Elaboración propia)

3.5. Validación del instrumento

Las fórmulas presentadas en el Marco Teórico son validadas por autores reconocidos en el área de puentes como Holmes y Xu, en cuanto a los modelos para la evaluación del fenómeno de interés son validados en la tesis de Mohammadi y Mukherjee y la de Zhang. Ahora bien, para la obtención de los modelos computacionales se va a tener las siguientes consideraciones:

- Se va a modelar el cable principal con un diámetro equivalente al real, considerando elementos tipo barra que solo trabajen a tracción, por lo que no existirá momentos en dichos elementos.
- La curva que va describir el cable es de una parábola, dentro de la teoría elástica.
- El tablero se va a considerar con la contra flecha para el modelo computacional, tal y como se presenta en los puentes existentes.
- Para que el modelo computacional represente de la manera más realista a los tableros de los puentes, se deberán comprobar las tensiones en los cables mediante las fórmulas de la teoría elástica, y éstas deben ser prácticamente las mismas.
- Los elementos que componen el tablero se van a modelar, las planchas que van sobre los largueros se van a considerar como carga distribuida, y se aplicarán sobre los largueros.
- El primer modo de vibración natural de interés será el primer modo de flexión vertical. Se debe considerar, en el análisis modal, la no linealidad geométrica debida a los cables, y se deberá incluir dentro de la matriz de rigidez el efecto P-Delta.

- La carga que se va a obtener mediante el modelo sinusoidal será considerada dentro del modelo computacional como una función tiempo-historia.
- La frecuencia de la carga sinusoidal será la misma que la frecuencia natural del tablero para simular la resonancia.
- Se trabajará con un promedio de 40s a 50s de vibración forzada, y 20 ciclos por cada paso dentro del programa SAP2000.
- Los tiempos de los pasos de salida en el programa SAP2000, para la obtención de resultados, serán múltiplos de 5 para no generar inestabilidades numéricas. Es decir, si se tiene una frecuencia de 0.450Hz, se tendría pasos de salida a cada 0.222s, pero se tendrá que redondear a 0.25s según lo anterior.

CAPÍTULO IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Velocidad del viento en las zonas de estudio

Para la obtención de las velocidades características de la zona se realizaron medidas *in situ* utilizando un anemómetro digital durante las horas de la tarde, ya que en ese momento se presentaban vientos de regular consideración. El puente de referencia fue el de Campanayoc y las velocidades medias para los otros puentes se calculó utilizando las fórmulas propuestas anteriormente; se obtuvieron las siguientes velocidades.

Tabla 7

Velocidades de viento tomadas entre las 15:00 y 16:00

Muestra	Velocidades (m/s)				
	Día 1	Día 2	Día 3	Día 4	Día 5
1	7.1	6.3	6.5	6.8	4.4
2	6.2	5.8	5.0	6.8	5.4
3	4.8	4.4	5.3	6.2	7.0
4	6.0	6.3	5.4	4.8	4.7
5	5.4	6.2	6.4	5.0	5.0
6	4.9	5.5	5.5	4.6	4.2
7	5.5	5.6	5.1	6.1	3.3
8	4.5	4.4	5.1	5.2	3.4
9	6.3	4.0	5.2	5.1	3.2
10	7.0	3.4	5.8	5.0	4.5

Fuente: (Elaboración propia)

De estos datos se pudo obtener una velocidad media de 5.31m/s, y, a partir de esta velocidad se procedió a calcular las velocidades medias para los otros dos puentes utilizando las

Ecuaciones 11 y 12. La altitud a la que se encuentra Campanayoc es de 650 m.s.n.m, asimismo 560 y 685 m.s.n.m, Matoriato y Carmen Alto respectivamente. Adicionalmente se utilizó la longitud de rugosidad z_0 mostrado en la Tabla 1, y de acuerdo a las características particulares de la zona donde se encuentra cada puente se estableció que la longitud de rugosidad para Campanayoc es 0.25 por no encontrarse obstáculos muy próximos, y un valor de 1 para Matoriato y Carmen Alto por presentarse bosques muy densos.

$$\text{Matoriato} \quad \bar{U}(35) = 5.31 \left(\frac{35}{10} \right)^{0.24}$$

$$\alpha = 0.096 \log_{10} 1 + 0.016 (\log_{10} 1)^2 + 0.24$$

$$\alpha = 0.24$$

$$\bar{U} = 7.17 \text{ m/s}$$

$$\text{Carmen Alto} \quad \bar{U}(-90) = 5.31 - 5.31 \left(\frac{90}{10} \right)^{0.24}$$

$$\alpha = 0.096 \log_{10} 1 + 0.016 (\log_{10} 1)^2 + 0.24$$

$$\alpha = 0.24$$

$$\bar{U} = 3.69 \text{ m/s}$$

4.2. Funciones de densidad de potencia espectral y espectros de viento

Para la obtención de estas funciones se hizo uso de las velocidades de turbulencia de los datos medidos en campo, y se consideró que para los tres puentes predominaba dichas turbulencias, bajo el concepto de que el viento es un proceso estocástico.

La desviación estándar de las velocidades medidas resultó 0.98m/s, por tanto, para cada una de las zonas se va a tomar dicho valor y se va a escalar con respecto a la zona de Campanayoc,

luego se procedió a calcular las intensidades de turbulencia longitudinal para cada zona donde se encuentra cada puente utilizando la Ecuación 17.

$$\text{Campanayoc} \quad I_u = \frac{0.98}{5.31}$$

$$I_u = 0.18$$

$$\text{Matoriato} \quad I_u = \frac{1.32}{7.17}$$

$$I_u = 0.18$$

$$\text{Carmen Alto} \quad I_u = \frac{0.68}{3.69}$$

$$I_u = 0.18$$

A partir de esta intensidad de turbulencia longitudinal se procedió a establecer la intensidad de turbulencia vertical, la cual es de interés, resultando igual a 0.10. Posteriormente, mediante la Ecuación 19 se estimó los valores de desviación estándar de las componentes verticales para cada zona.

$$\text{Campanayoc} \quad \sigma_w = 0.10 * 5.31$$

$$\sigma_w = 0.53m/s$$

$$\text{Matoriato} \quad \sigma_w = 0.10 * 7.17$$

$$\sigma_w = 0.72m/s$$

$$\text{Carmen Alto} \quad \sigma_w = 0.10 * 3.69$$

$$\sigma_w = 0.37m/s$$

El rango de frecuencias que se utilizó abarca desde los 0.01Hz hasta 10Hz, con un incremento de 0.01Hz, ya que se tiene esperado frecuencias por debajo de 1Hz por tratarse de estructuras muy flexibles. Finalmente, tomando como referencia una altura de 5m, se utilizó la función DPE (Densidad de Potencia Espectral) de Busch y Panofski plasmada en la Ecuación 36 para hallar los espectros de viento. El cálculo detallado de cada uno está detallado en el Anexo A.

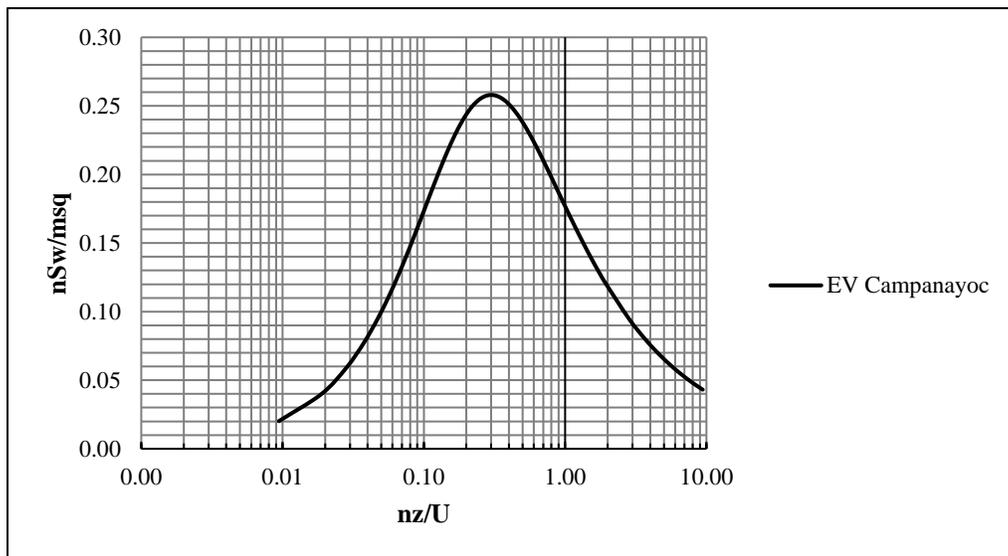


Figura 15. Espectro vertical de viento-Campanayoc (Elaboración propia)

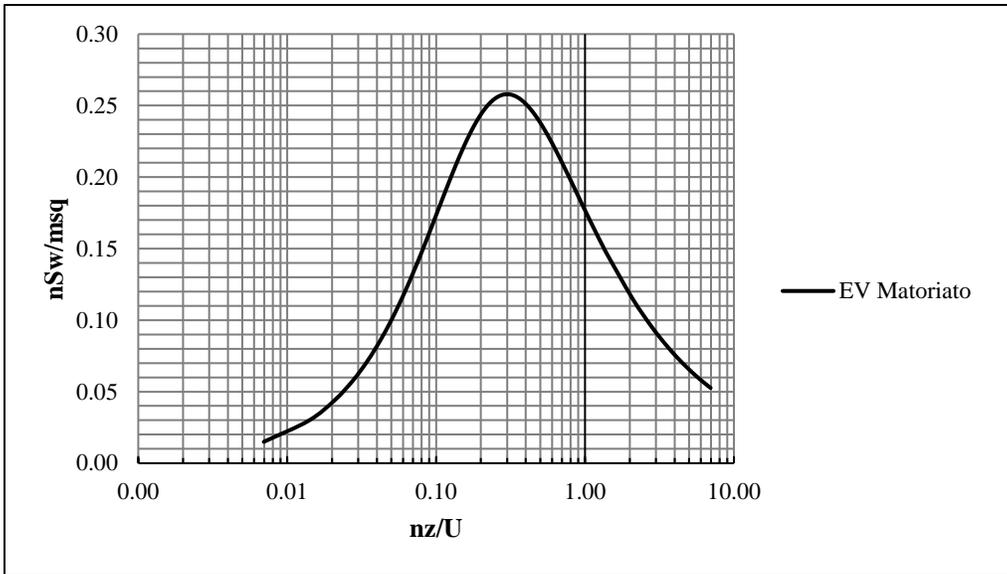


Figura 16. Espectro vertical de viento-Matoriato (Elaboración propia)

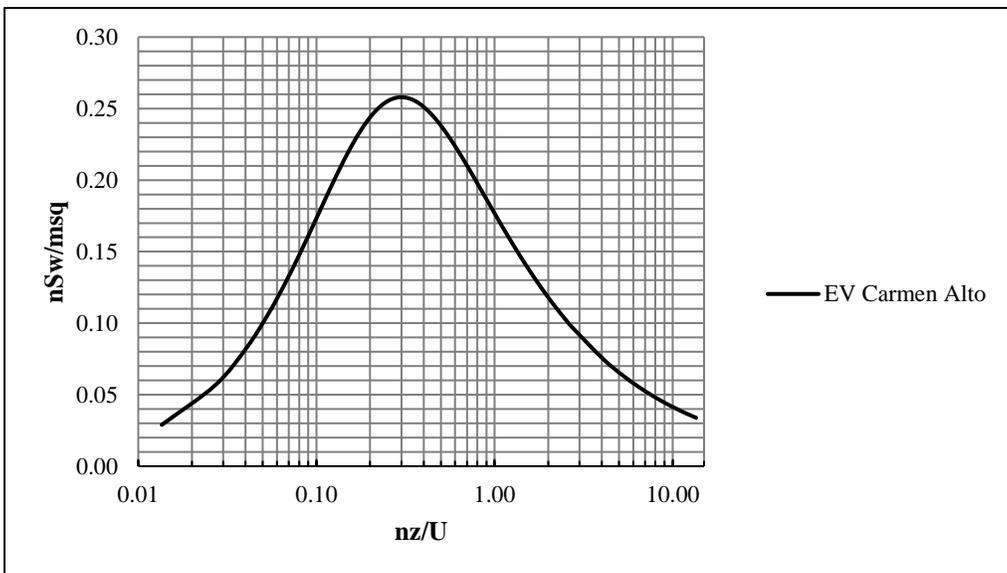


Figura 17. Espectro vertical de viento-Carmen Alto (Elaboración propia)

Los anteriores espectros o funciones de DPE corresponden a velocidades medidas en un solo mes, ahora bien, fue necesario realizar una última función que correspondería a toda la zona de influencia de los puentes, por lo que se recurrió a los mapas eólicos de Cusco, la siguiente figura muestra la velocidad media de la zona específica.

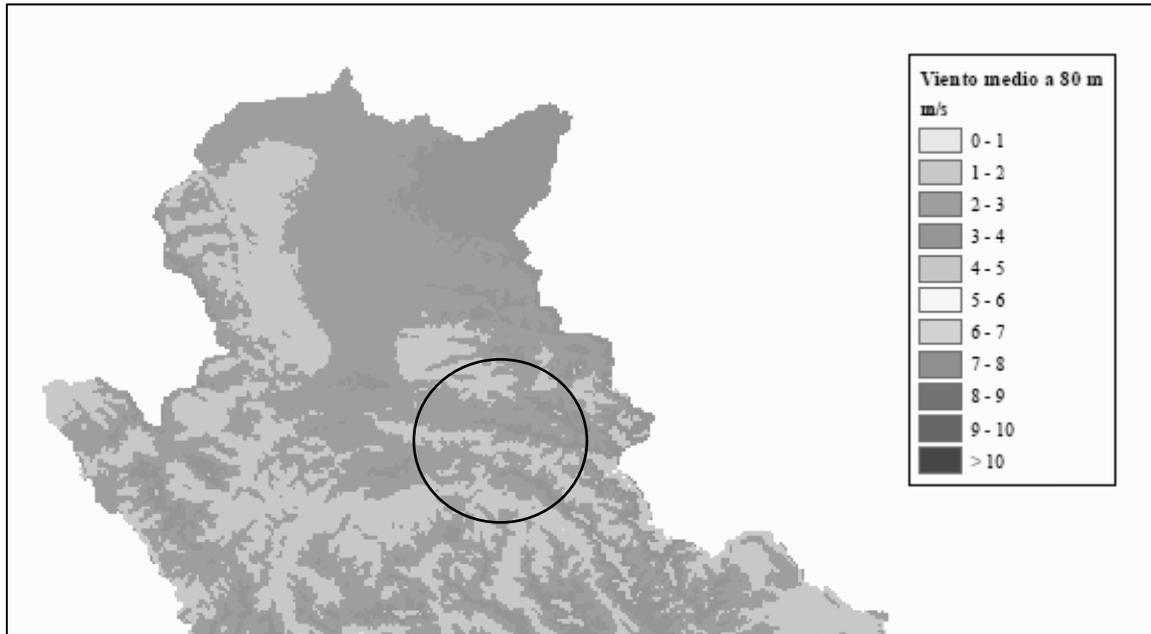


Figura 18. Mapa eólico de la zona (De Ministerio de Energía y Minas [MINEM], 2008)

Se puede apreciar que la velocidad de viento oscila entre 2 a 4m/s, por lo que se asumió una velocidad media de 3m/s para toda la zona, de esta manera se procedió a establecer la función DPE para toda la zona que incluye a los 3 puentes.

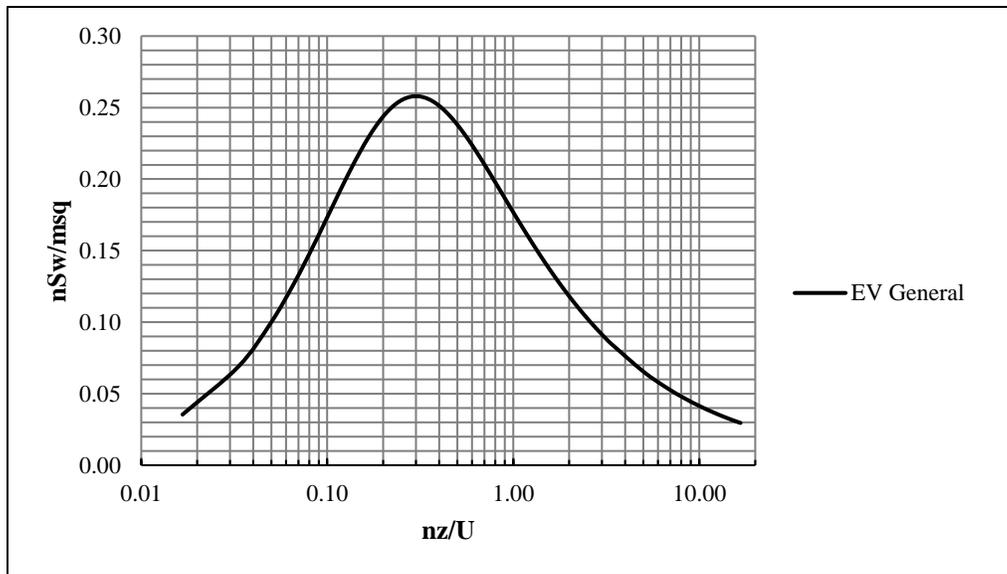


Figura 19. Espectro vertical de viento-General (Elaboración propia)

Se puede apreciar en el último gráfico que las frecuencias adimensionales en el rango de 0.10 hasta 1.00 se presenta el pico del espectro, lo que significa que las estructuras cuyas frecuencias naturales estén dentro de ese rango necesitarán de una evaluación dinámica, iniciando dicha evaluación con el desprendimiento de torbellinos. La siguiente tabla muestra las frecuencias naturales de los puentes, la frecuencia adimensional y el valor de potencia espectral. El cálculo detallado de las frecuencias naturales se desarrolla posteriormente.

Tabla 8

Frecuencia adimensional y potencia espectral de los puentes de estudio

Puente	Frecuencia natural (Hz)	Frecuencia adimensional	Potencia espectral
Campanayoc	0.390	0.650	0.2169
Matoriato	0.506	0.843	0.1929
Carmen Alto	0.508	0.847	0.1925

Fuente: (Elaboración propia)

4.3. Características y geometría de los puentes estudiados

En el capítulo anterior se ha mencionado a grandes rasgos la geometría de los puentes a estudiar, en la siguiente tabla se muestra los detalles característicos y geométricos de estas estructuras

Tabla 9

Detalle de los puentes a estudiar

Puente	Cables		Tablero			Péndolas
	Principales	Secundarios (SCV)	Vigas	Largueros	Plataforma	
Campanayoc	3x1 1/2"	1x3/4"	4"x4"x3mm	1 1/2"x 2 1/2"x3mm	2.4mx1mx2.5mm	5/8"
Material	Acero tipo boa	Acero tipo boa	Acero LAC	Acero LAC	Acero LAC	Acero liso
Matoriato	1x1 1/4"	1x3/4"	4"x4"x3mm	1 1/2"x 2 1/2"x3mm	2.4mx1mx2.5mm	3/4"
Material	Acero tipo boa	Acero tipo boa	Acero LAC	Acero LAC	Acero LAC	Acero liso
Carmen Alto	2x1"	1x1/2"	4"x4"x3mm	40mmx60mmx3mm	2.4mx1mx2.9mm	1/2"
Material	Acero tipo boa	Acero tipo boa	Acero LAC	Acero LAC	Acero LAC	Acero liso

Nota: SCV=Sistema Corta Vientos

Fuente: (Elaboración propia)

Los materiales utilizados en la construcción de estos puentes poseen características específicas de acuerdo a la función que desempeñan, tal es el caso del acero tipo boa que es mucho más resistente que el acero de refuerzo estructural; para el desarrollo de esta investigación se han establecido las siguientes propiedades de materiales de acuerdo a las normas de fabricación.

Tabla 10

Propiedades asumidas de materiales

Material	Módulo de Elasticidad (tn/m²)	Peso específico (tn/m³)	Esfuerzo de fluencia (kg/cm²)	Esfuerzo de rotura (kg/cm²)	Norma
Acero laminado en caliente (LAC)	2.039x10 ⁷	7.85	3235.00	4360.00	ASTM A500
Acero liso	2.039x10 ⁷	7.85	2531.05	4077.80	ASTM A36
Cable de acero	2.09x10 ⁷	7.85	18048.98	21658.78	ASTM A1064

Fuente: (Elaboración propia)

El Anexo E muestra los detalles de dimensiones de los puentes y sus tableros.

Estas características han sido utilizadas para determinar los parámetros número de Strouhal, número de Scruton y coeficiente de elevación.

El número de Strouhal se ha calculado en función de la sección transversal de los tableros de los puentes, haciendo uso de la Tabla 3.

Campanayoc
$$\frac{L}{D} = \frac{2.40}{0.1625} = 14.77 \geq 10$$

$$S_r = 0.083$$

Matoriato
$$\frac{L}{D} = \frac{2.40}{0.1625} = 14.77 \geq 10$$

$$S_r = 0.083$$

Carmen Alto

$$\frac{L}{D} = \frac{2.00}{0.16} = 12.50 \geq 10$$

$$S_t = 0.083$$

Para el cálculo del número de Scruton, se tomó el peso proveniente del modelo matemático de SAP2000 para obtener la masa del tablero, y el amortiguamiento estructural que se utilizó, fue calculado mediante el decremento logarítmico del sistema tomado de la Tabla 4.

Campanayoc

$$\delta_s = 0.04$$

$$\xi = \frac{0.04}{\sqrt{4\pi^2 + 0.04^2}}$$

$$\xi = 0.06\% \cong 1\%$$

El peso del tablero fue de 168.95kgf/m (peso propio), el cual representa una masa de 168.95kg/m (se utilizó el kilogramo como unidad de masa a diferencia del programa que hace uso de unidad técnica de masa equivalente a 9.81kg).

La densidad del aire a la altura del puente Campanayoc es de 1.136kg/m³, de ello ya se pudo calcular el número de Scruton mediante la Ecuación 46.

$$S_c = \frac{2 * 0.04 * 168.95}{1.136 * 0.1625^2}$$

$$S_c = 450.57$$

A partir de estos dos parámetros, se obtuvo el coeficiente de elevación mediante la Ecuación 52

$$C_L = \frac{16\pi^2 * 450.57 * 0.083^2}{0.1625}$$

$$C_L = 3016.37$$

Matoriato

$$\delta_s = 0.04$$

$$\xi = \frac{0.04}{\sqrt{4\pi^2 + 0.04^2}}$$

$$\xi = 0.06\% \cong 1\%$$

El peso del tablero fue de 134.63kgf/m, es decir una masa de 134.63kg/m.

La densidad del aire a la altura del puente Matoriato es de 1.149kg/m³, de ello ya se pudo calcular el número de Scruton mediante la Ecuación 46.

$$S_c = \frac{2 * 0.04 * 134.63}{1.149 * 0.1625^2}$$

$$S_c = 354.98$$

A partir de estos dos parámetros, se obtuvo también el coeficiente de elevación.

$$C_L = \frac{16\pi^2 * 354.98 * 0.083^2}{0.1625}$$

$$C_L = 2376.44$$

Carmen Alto

$$\delta_s = 0.04$$

$$\xi = \frac{0.04}{\sqrt{4\pi^2 + 0.04^2}}$$

$$\xi = 0.06\% \cong 1\%$$

El peso del tablero fue de 119.71kgf/m, es decir una masa de 119.71kg/m.

La densidad del aire a la altura del puente Carmen Alto es de 1.133kg/m³, de ello ya se pudo calcular el número de Scruton.

$$S_c = \frac{2 * 0.04 * 119.71}{1.133 * 0.16^2}$$

$$S_c = 320.10$$

A partir de estos dos parámetros, se obtuvo también el coeficiente de elevación.

$$C_L = \frac{16\pi^2 * 320.10 * 0.083^2}{0.16}$$

$$C_L = 2176.41$$

4.4. Análisis modal

Para la verificación de los resultados obtenidos por el programa de análisis, se procedió a calcular de manera manual las tensiones en los cables suponiendo que se comportan según la teoría elástica, de este modo los resultados fueron prácticamente los mismos:

4.4.1. Verificación de tensiones en el cable

La ecuación gobernante para el cable principal es la siguiente:

$$y = \left(\frac{W}{2H_{\min}} \right) * x^2$$

Donde:

y es la componente vertical (m)

W es la carga sobre el cable (tn/m)

H_{\min} es la tensión mínima en el cable (tn)

x es la componente horizontal (m)

El cálculo detallado de la carga W , para cada puente, se aprecia en el Anexo B.

Para el puente Campanayoc, la tensión mínima se obtuvo cuando la componente vertical y , es decir la flecha del cable, es igual a la máxima y la componente horizontal x , es decir la luz del puente, es igual a la mitad, entonces:

$$H_{\min} = \left(\frac{0.38}{2 * 9.6} \right) * 50^2$$

$$H_{\min} = 50.05tn$$

A partir de la tensión mínima se procedió a calcular la tensión máxima, siendo igual a:

$$H_{\max} = \sqrt{H_{\min}^2 + (Wx)^2}$$

$$H_{\max} = \sqrt{50.05^2 + (0.38 * 50)^2}$$

$$H_{\max} = 53.62tn$$

Estas tensiones fueron prácticamente las mismas que las que se obtuvieron mediante el programa, lo que demuestra que el modelo computacional es el apropiado, las tensiones calculadas por el programa son las que se muestran en las siguientes figuras.

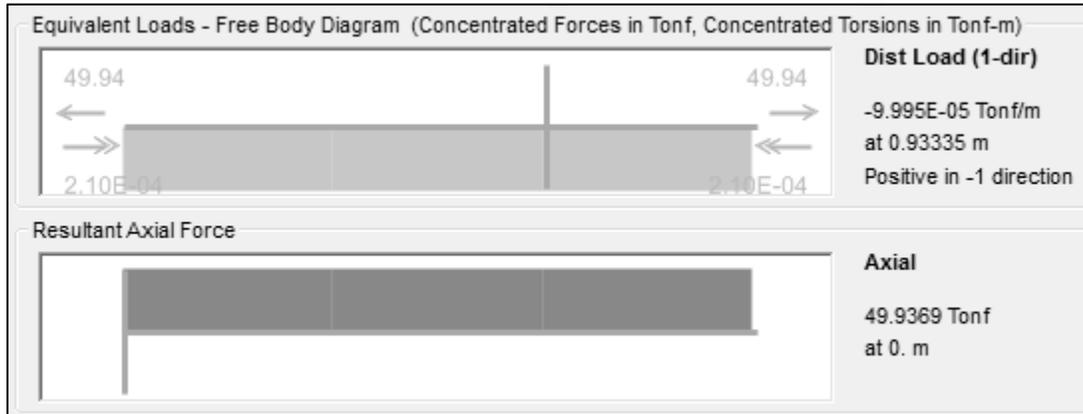


Figura 20. Tensión mínima del cable en SAP2000-Campanayoc (Elaboración propia)

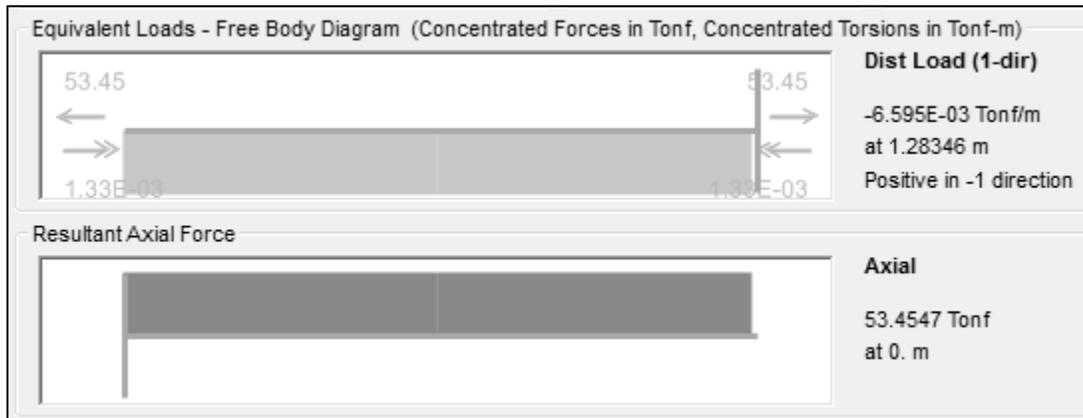


Figura 21. Tensión máxima del cable en SAP2000-Campanayoc (Elaboración propia)

En cuanto al puente Matoriato, la tensión mínima calculada mediante las fórmulas fue:

$$H_{\min} = \left(\frac{0.37}{2 * 4} \right) * 37.5^2$$

$$H_{\min} = 64.57tn$$

Y, a partir de la tensión mínima también se procedió a calcular la tensión máxima, siendo igual a:

$$H_{m\acute{a}x} = \sqrt{64.57^2 + (0.37 * 37.5)^2}$$

$$H_{m\acute{a}x} = 66.02tn$$

Al igual que la estructura anterior, las tensiones obtenidas mediante los dos procedimientos fueron congruentes.

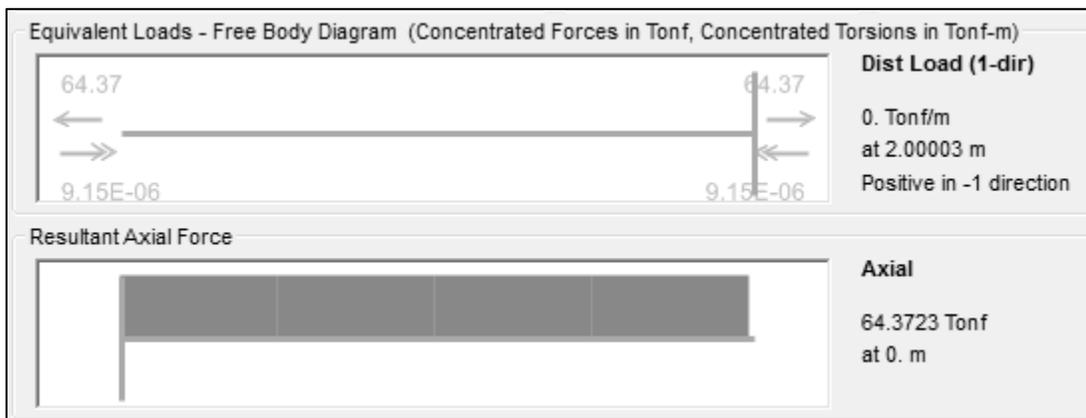


Figura 22. Tensión mínima del cable en SAP2000-Matoriato (Elaboración propia)

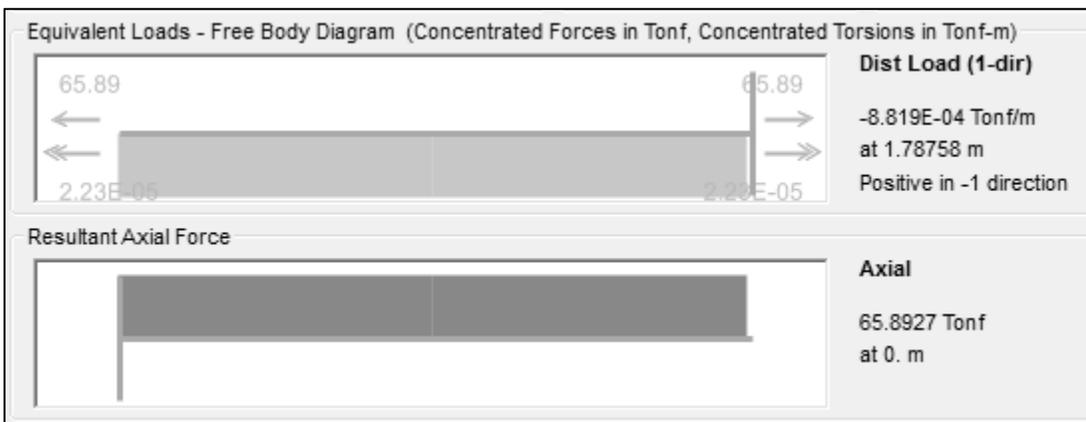


Figura 23. Tensión máxima del cable en SAP2000-Matoriato (Elaboración propia)

Finalmente, respecto al puente Carmen Alto, la tensión mínima calculada mediante las fórmulas fue:

$$H_{\min} = \left(\frac{0.31}{2 * 4.8} \right) * 30^2$$

$$H_{\min} = 29.35tn$$

Y, a partir de la tensión mínima, se procedió a calcular de igual manera la tensión máxima, siendo igual a:

$$H_{\max} = \sqrt{29.35^2 + (0.31 * 30)^2}$$

$$H_{\max} = 30.82tn$$

Al igual que las demás estructuras, las tensiones obtenidas mediante los dos procedimientos fueron igual de coherentes.

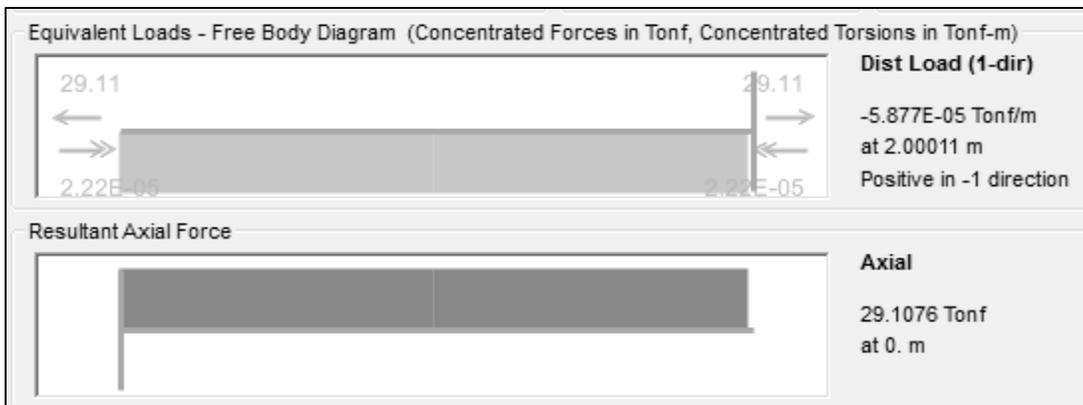


Figura 24. Tensión mínima del cable en SAP2000-Carmen Alto (Elaboración propia)

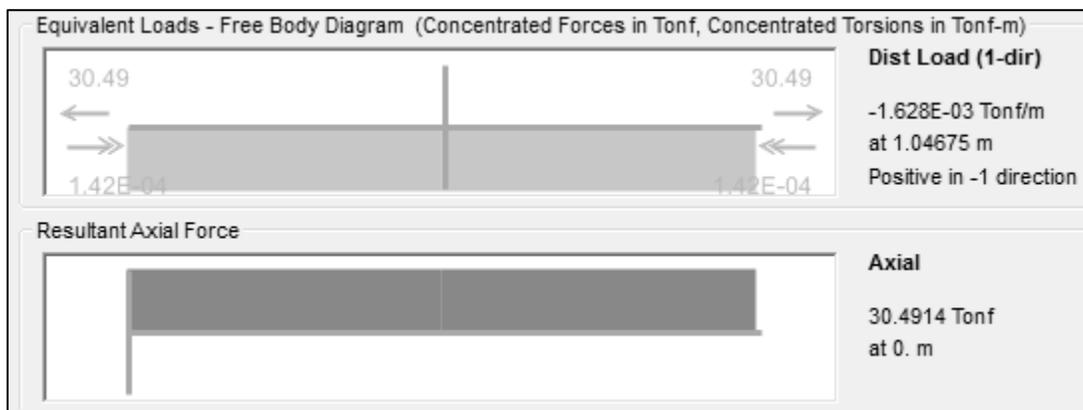


Figura 25. Tensión máxima del cable en SAP2000-Carmen Alto (Elaboración propia)

Tabla 11

Resumen de tensiones en los cables

Puente	Teoría Elástica		SAP2000	
	T mín. (tn)	T máx. (tn)	T mín. (tn)	T máx. (tn)
Campanayoc	50.05	53.62	49.94	53.45
Matoriato	64.57	66.02	64.37	65.89
Carmen Alto	29.35	30.82	29.11	30.49

Fuente: (Elaboración propia)

4.4.2. Frecuencias naturales

Para la obtención de las frecuencias naturales, se ha utilizado 3 casos de fuente de masa, el primero considerando solamente los elementos del puente, es decir $SC=0\%$, el segundo se consideró la presencia de peatones a cada 25m, con un peso promedio de 80kg por persona, obteniéndose una $SC=6\%$, y finalmente, se consideró peatones a cada 5m obteniéndose $SC=30\%$; cabe mencionar que la rigidez con la que se trabajó es la proveniente de un caso de carga no lineal producido por el efecto P-Delta, según lo indica Computers & Structures, Inc. [CSI] el efecto P-Delta “puede ser un colaborador muy importante de la rigidez de puentes colgantes, puentes atirantados, y otras estructuras de cables. La rigidez lateral de los cables es debido casi completamente a tensión, ya que son muy flexibles sin esfuerzos” (2017, p. 424); de ello se obtuvo las siguientes frecuencias naturales y modos de vibración.

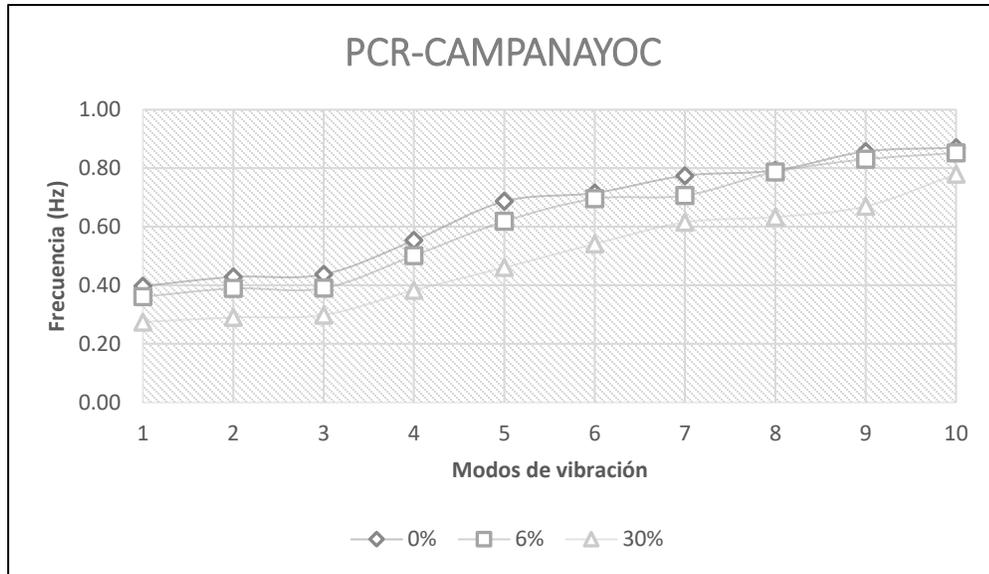


Figura 26. Frecuencia por modo de vibración-Campanayoc (Elaboración propia)

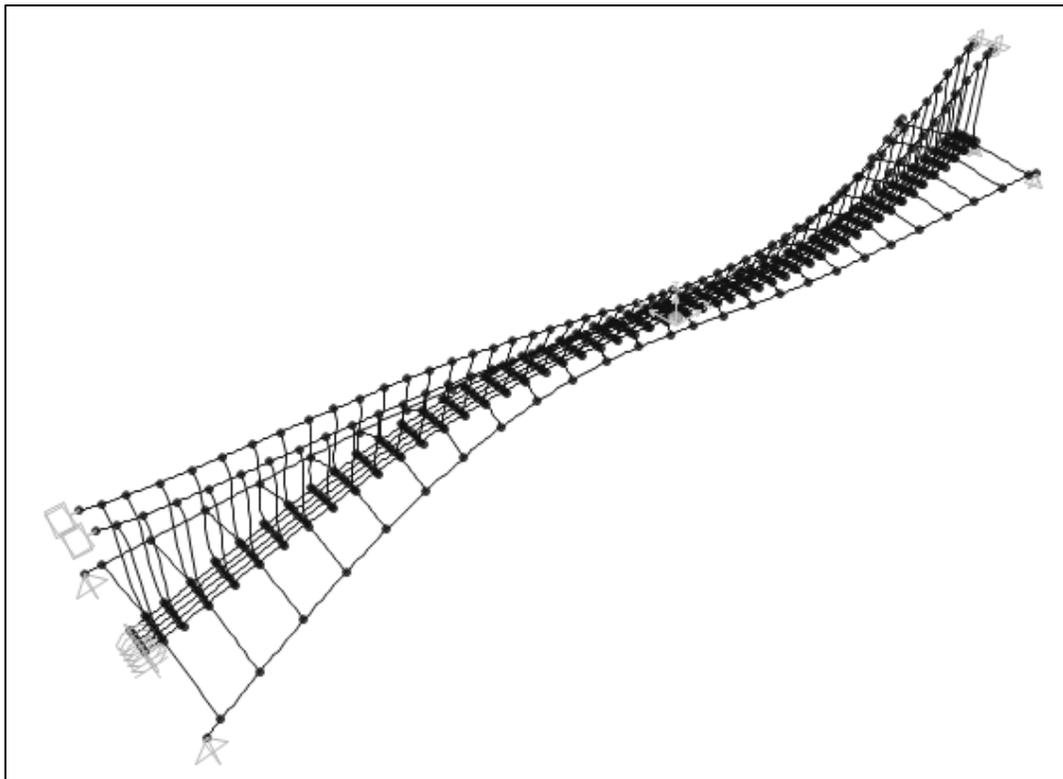


Figura 27. Forma de modo Caso 1: SC=0% modo 2, $n=0.429\text{Hz}$ (Elaboración propia)

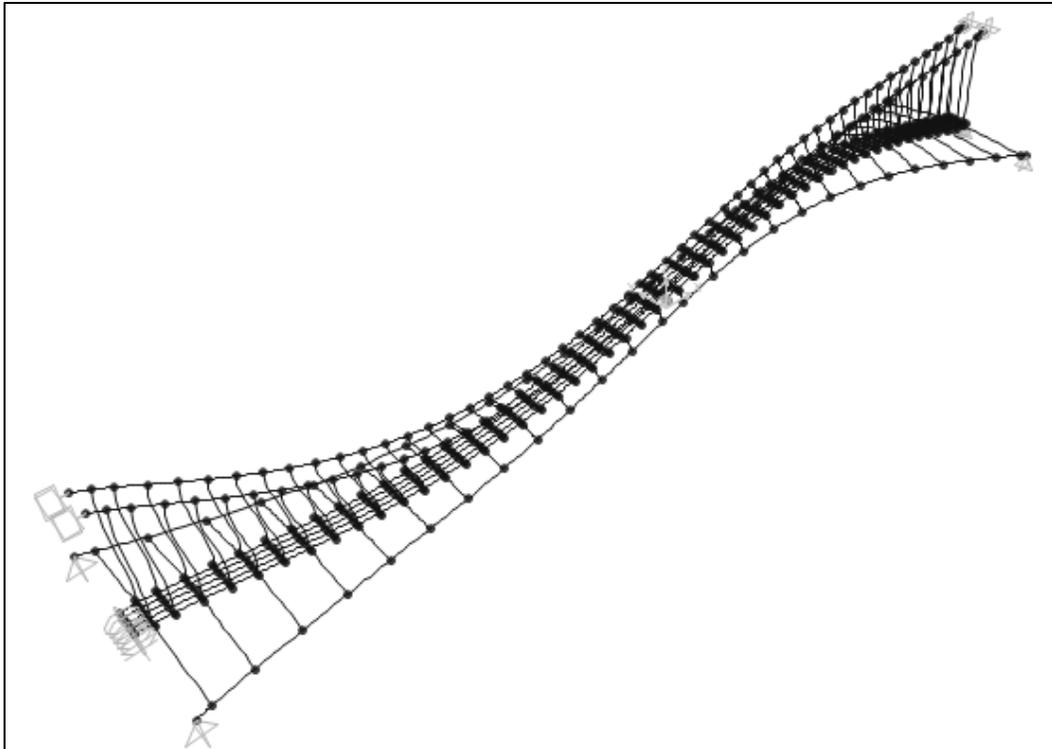


Figura 28. Forma de modo Caso 2: $SC=6\%$ modo 2, $n=0.390\text{Hz}$ (Elaboración propia)

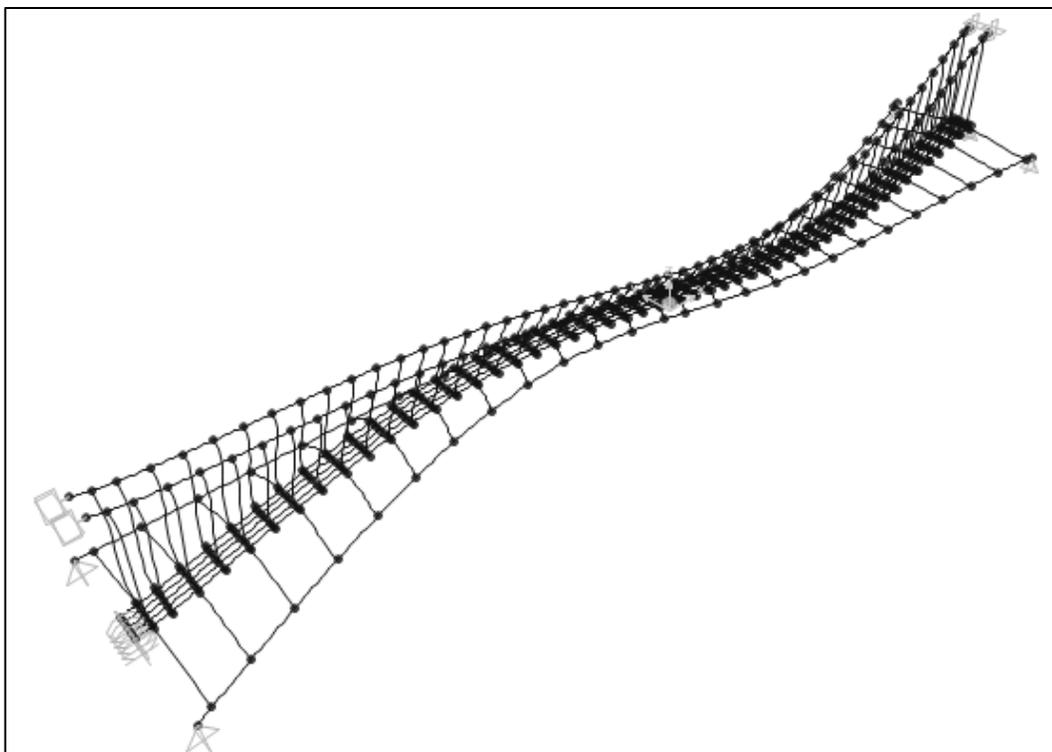


Figura 29. Forma de modo Caso 3: $SC=30\%$ modo 3, $n=0.299\text{Hz}$ (Elaboración propia)

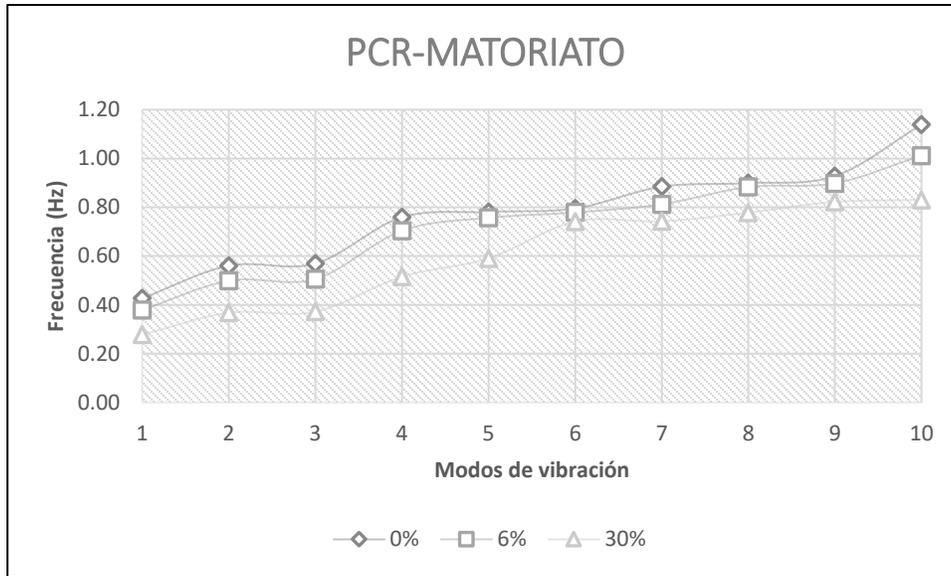


Figura 30. Frecuencia por modo de vibración-Matoriato (Elaboración propia)

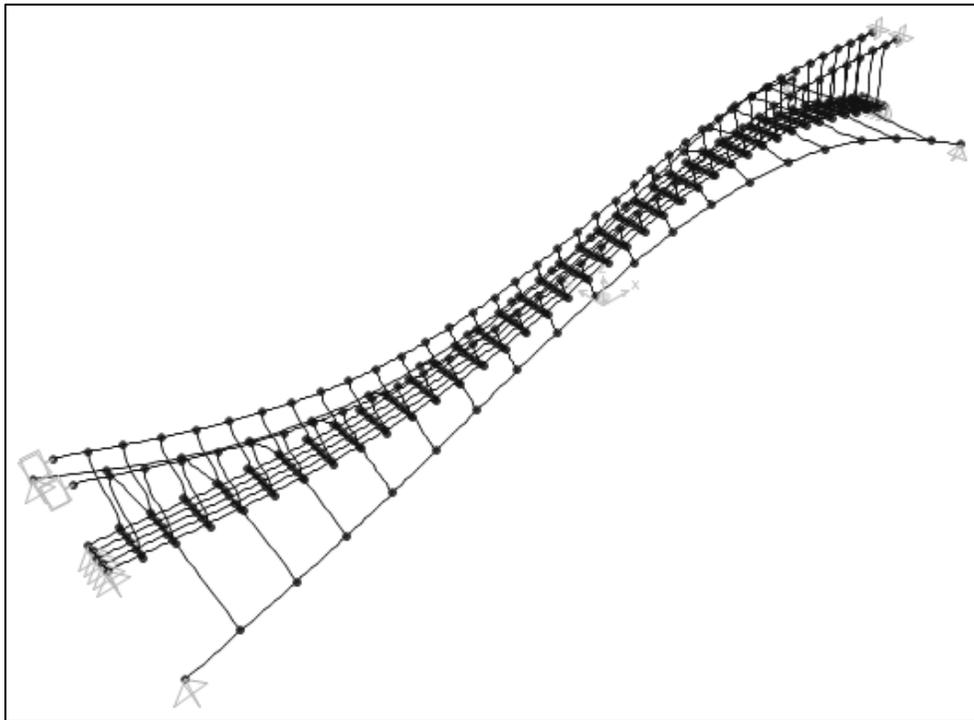
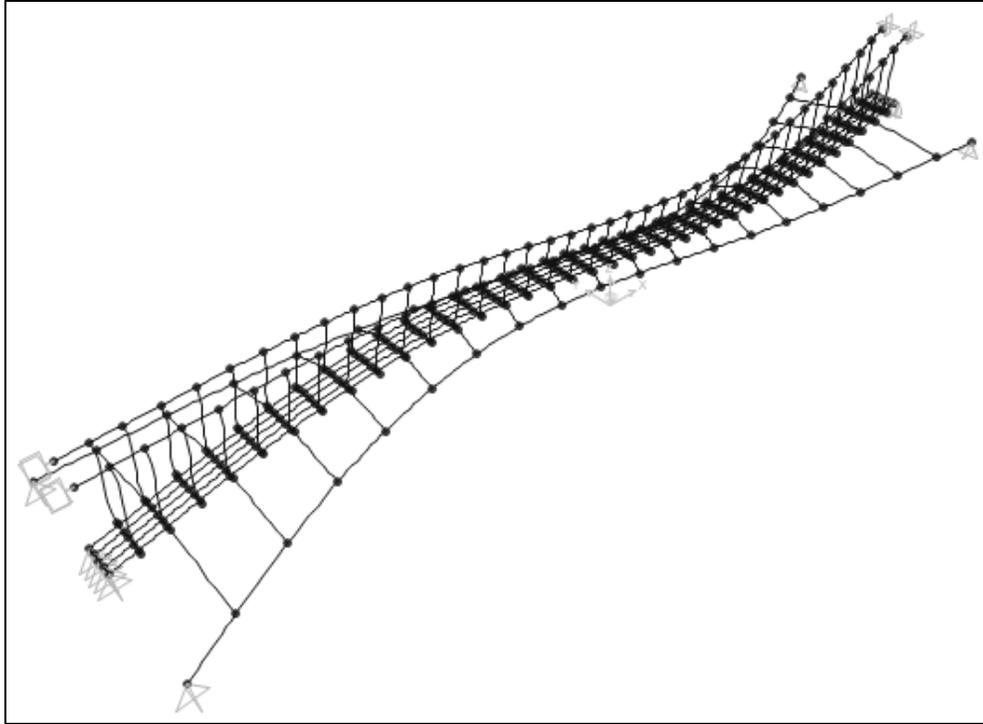
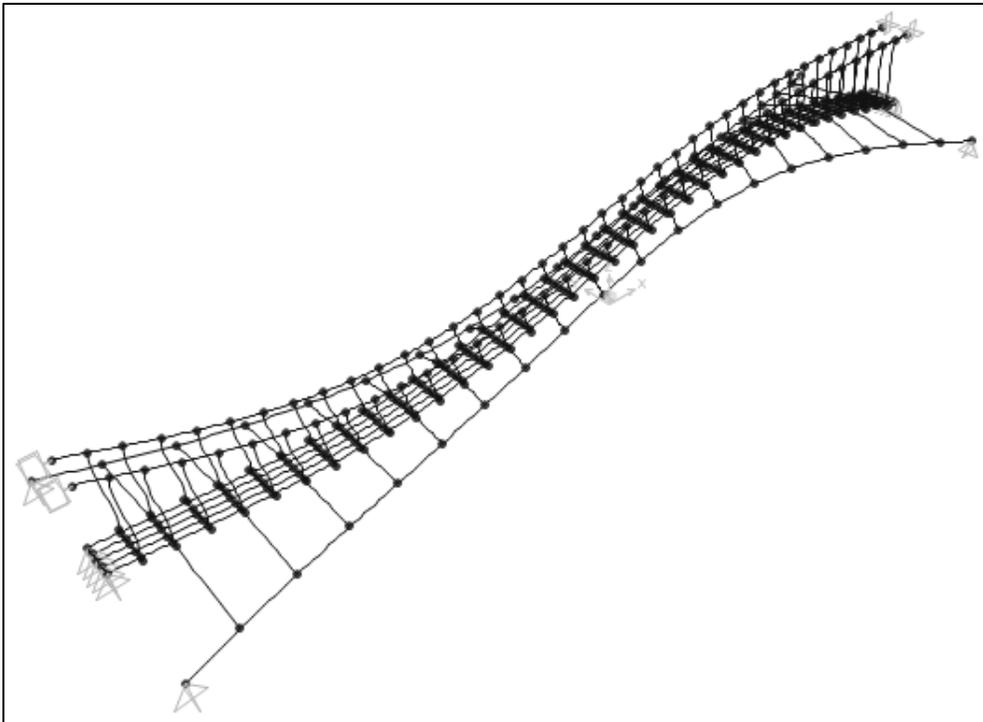


Figura 31. Forma de modo Caso 1: SC=0% modo 3, $n=0.569\text{Hz}$ (Elaboración propia)



*Figura 32. Forma de modo Caso 2: SC=6% modo 3, $n=0.506\text{Hz}$
(Elaboración propia)*



*Figura 33. Forma de modo Caso 3: SC=30% modo 3, $n=0.372\text{Hz}$
(Elaboración propia)*

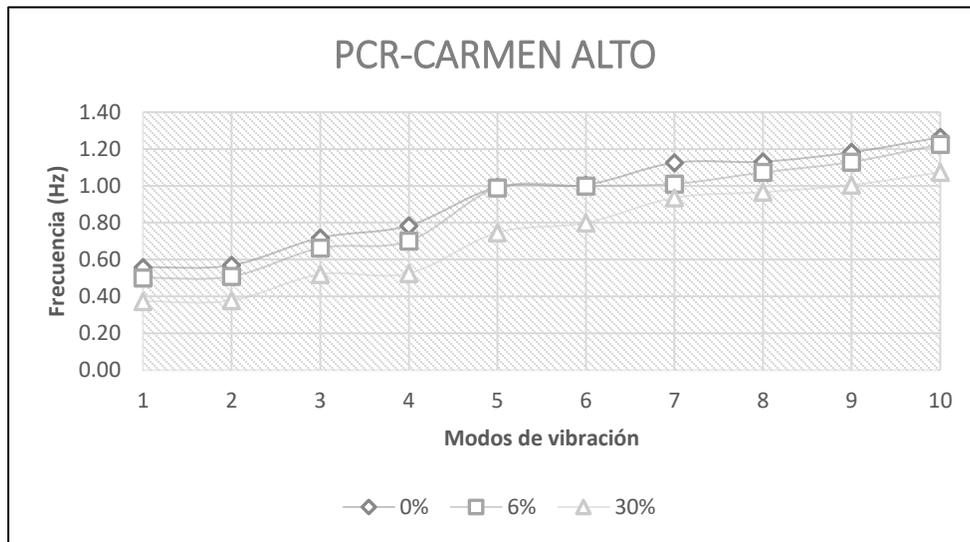


Figura 34. Frecuencia por modo de vibración-Carmen Alto (Elaboración propia)

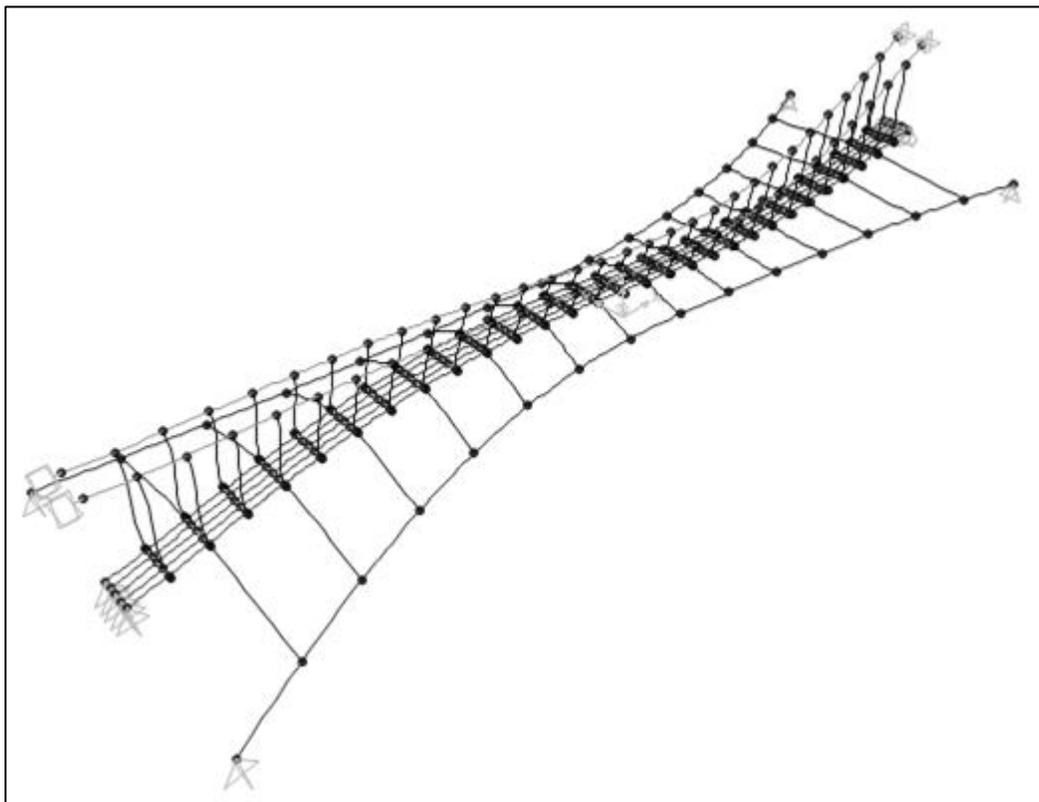
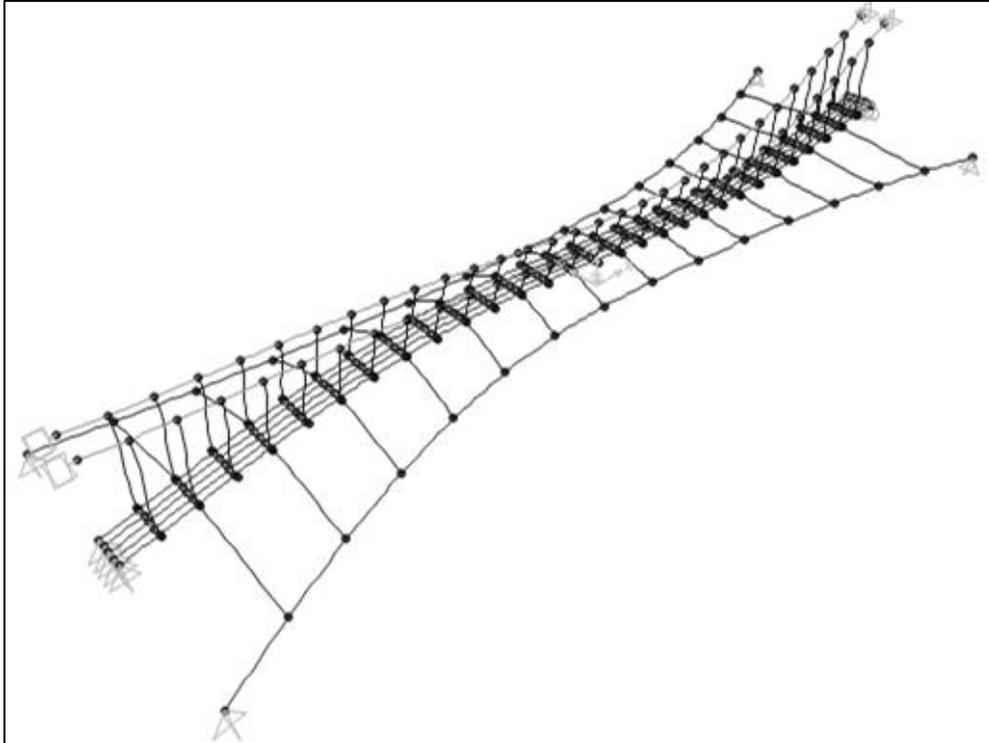
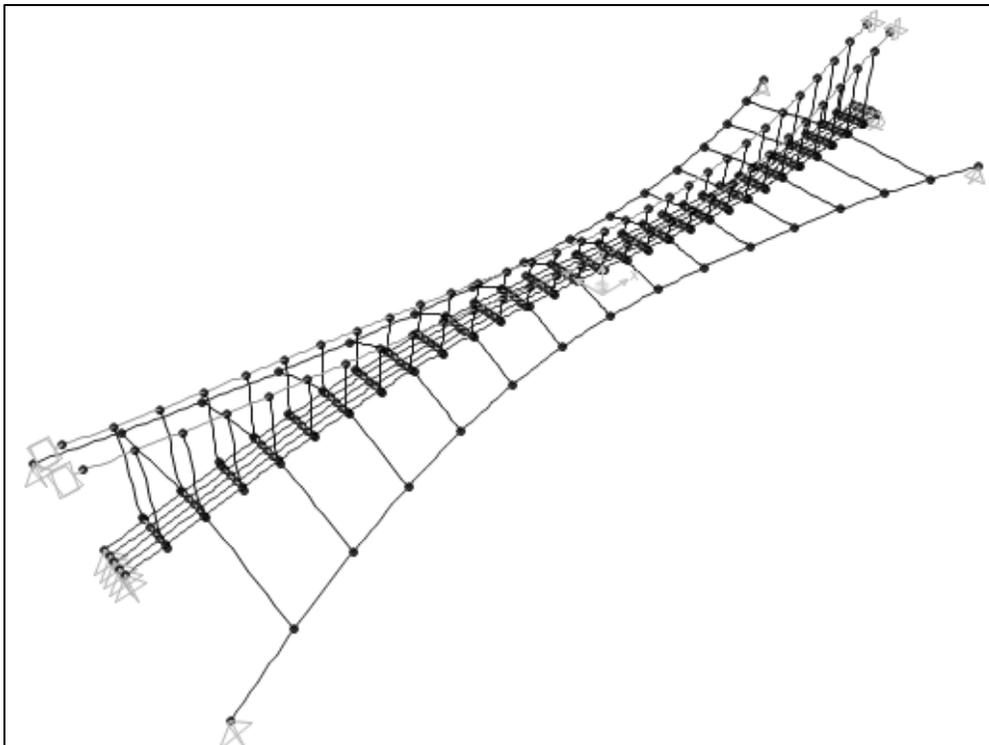


Figura 35. Forma de modo Caso 1: SC=0% modo 2, $n=0.569\text{Hz}$ (Elaboración propia)



*Figura 36. Forma de modo Caso 2: SC=6% modo 2, $n=0.508\text{Hz}$
(Elaboración propia)*



*Figura 37. Forma de modo Caso 3: SC=30% modo 2, $n=0.378\text{Hz}$
(Elaboración propia)*

Se puede observar que, en ciertos modos, las frecuencias corresponden a modos de flexión vertical, estas se pueden ver con detalle en la tabla siguiente:

Tabla 12

Resumen de frecuencias de los puentes de estudio para cada caso

Modo/Frecuencia	Campanayoc			Matoriato			Carmen Alto		
	0%	6%	30%	0%	6%	30%	0%	6%	30%
1	0.398	0.361	0.275	0.427	0.379	0.278	0.558	0.501	0.373
2	0.429	0.390	0.290	0.561	0.499	0.368	0.569	0.508	0.378
3	0.438	0.390	0.299	0.569	0.506	0.372	0.718	0.663	0.520
4	0.553	0.502	0.383	0.759	0.704	0.516	0.784	0.700	0.525
5	0.687	0.619	0.461	0.781	0.757	0.591	0.992	0.989	0.746
6	0.716	0.696	0.541	0.795	0.779	0.742	1.005	0.999	0.799
7	0.775	0.707	0.615	0.885	0.812	0.743	1.125	1.010	0.935
8	0.793	0.788	0.633	0.899	0.883	0.778	1.131	1.073	0.966
9	0.857	0.831	0.670	0.928	0.898	0.822	1.182	1.130	1.005
10	0.870	0.852	0.780	1.139	1.012	0.830	1.263	1.225	1.073

Fuente: (Elaboración propia)

4.5. Análisis en el dominio del tiempo

4.5.1. Fuerza por desprendimiento de torbellinos

Para la obtención de la fuerza por desprendimiento de torbellinos se procedió a calcular la velocidad crítica por desprendimiento de torbellinos y la posibilidad de ocurrencia del fenómeno en los puentes de estudio.

La velocidad crítica se calculó mediante la Ecuación 41.

$$\text{Campanayoc} \quad n_n = 0.390\text{Hz}$$

$$\bar{U}_{crít} = \frac{0.390 * 0.1625}{0.083}$$

$$\bar{U}_{crít} = 0.76m/s$$

Matoriato

$$n_n = 0.506Hz$$

$$\bar{U}_{crít} = \frac{0.506 * 0.1625}{0.083}$$

$$\bar{U}_{crít} = 0.99m/s$$

Carmen Alto

$$n_n = 0.508Hz$$

$$\bar{U}_{crít} = \frac{0.508 * 0.16}{0.083}$$

$$\bar{U}_{crít} = 0.98m/s$$

Las frecuencias fundamentales de flexión para cada puente que se usaron fueron las del Caso 2, ya que en este caso se consideró la presencia de sobrecarga en las estructuras.

Según el Eurocódigo 1 (1998, p.114) “se puede suponer que no se dan condiciones resonantes críticas si”:

$$\bar{U}_{crít} > 1.25\bar{U}$$

Se puede deducir entonces que la velocidad crítica por desprendimiento de torbellinos se puede presentar hasta en un rango igual o menor de 25% por encima de la velocidad media. La velocidad media que se utilizó para cada puente fue la obtenida en el espectro general por ser la velocidad media más baja que se registra en la zona. Por tanto,

para el cálculo de la presencia del desprendimiento de torbellinos se tuvo los siguientes resultados:

Campanayoc

$$\bar{U} = 3m / s$$

$$\bar{U}_{crit} \leq 1.25\bar{U}$$

$$0.76 \leq 1.25 * 3$$

$$0.76 \leq 3.75$$

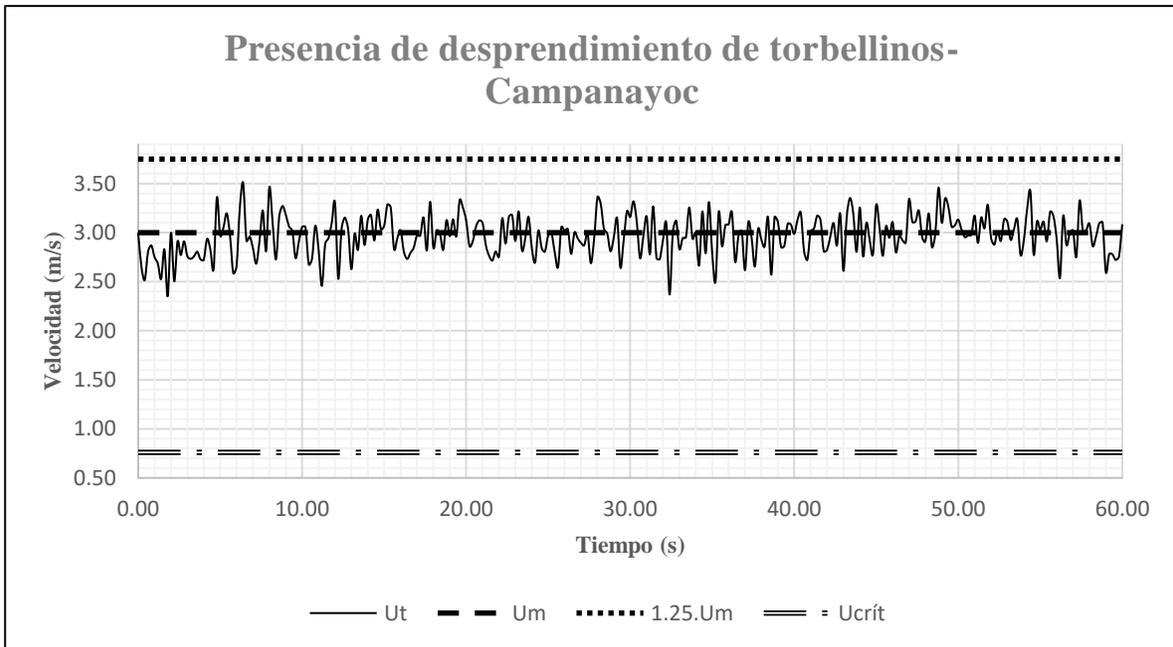


Figura 38. Presencia de desprendimiento de torbellinos-Campanayoc (Elaboración propia)

Matoriato

$$\bar{U} = 3m / s$$

$$0.99 \leq 1.25 * 3$$

$$0.99 \leq 3.75$$

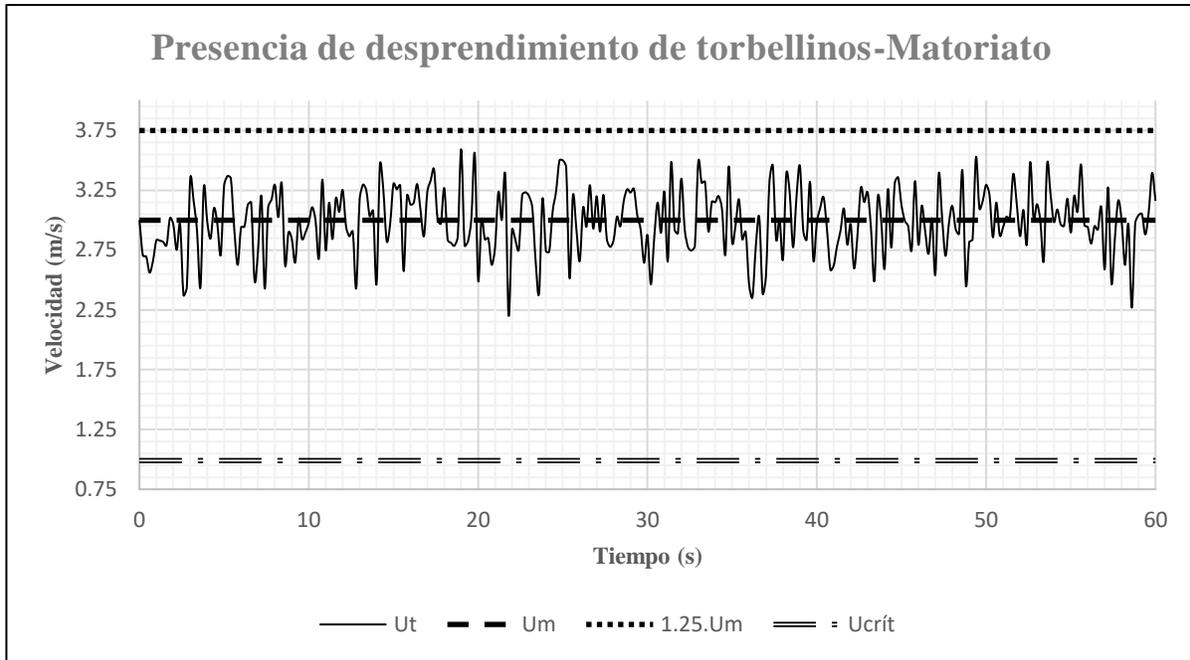


Figura 39. Presencia de desprendimiento de torbellinos-Matoriato (Elaboración propia)

Carmen Alto

$$\bar{U} = 3m/s$$

$$0.98 \leq 3.75$$

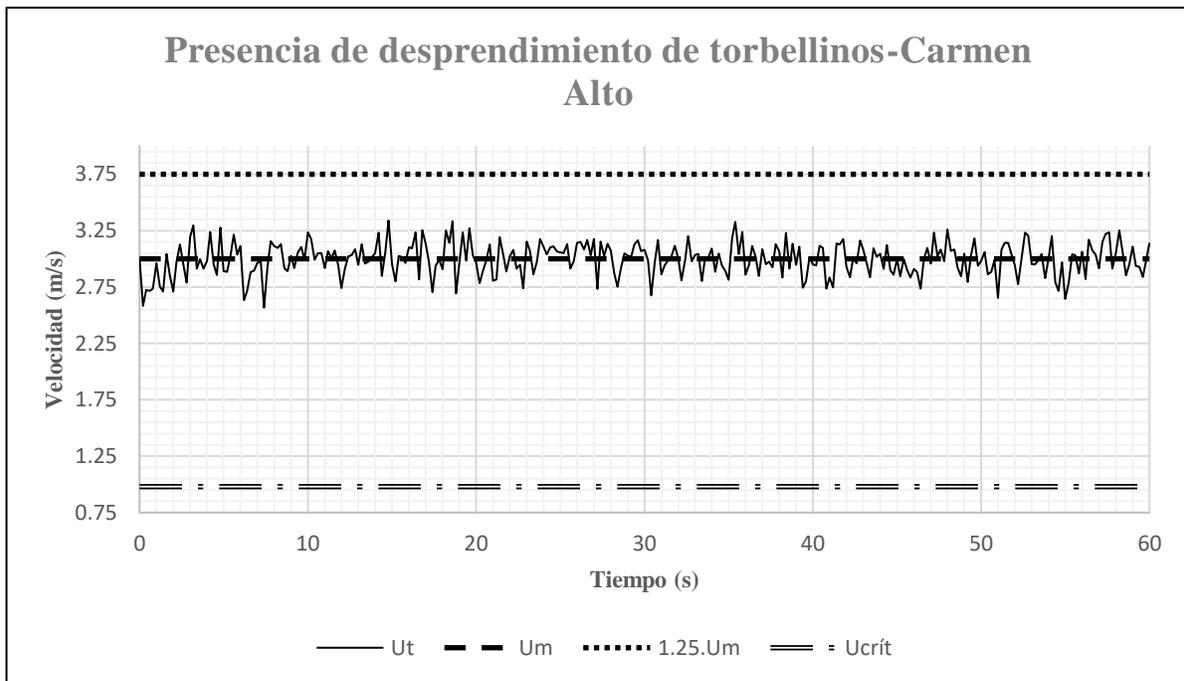


Figura 40. Presencia de desprendimiento de torbellinos-Carmen Alto (Elaboración propia)

La fuerza por desprendimiento de torbellinos fue calculada mediante el modelo sinusoidal de acuerdo a la Ecuación 51. Esta fuerza se ingresará al programa mediante una función tiempo-historia con un periodo equivalente a la frecuencia calculada para cada puente. De ello, se obtuvo las siguientes fuerzas por unidad de longitud para cada puente.

Campanayoc

$$L_{VS}(x,t) = \frac{1}{2} * 1.136 * 0.76^2 * 3016.37 * 0.1625 \text{sen}(2\pi \cdot 0.390t) \text{ N/m}$$

$$L_{VS}(x,t) = 161.97 \text{sen}(2.45t) \text{ N/m}$$

$$L_{VS}(x,t) = 16.52 \text{sen}(2.45t) \text{ kgf/m}$$

Matoriato

$$L_{VS}(x,t) = \frac{1}{2} * 1.149 * 0.99^2 * 2376.44 * 0.1625 \text{sen}(2\pi \cdot 0.506t) \text{ N/m}$$

$$L_{VS}(x,t) = 217.62 \text{sen}(3.18t) \text{ N/m}$$

$$L_{VS}(x,t) = 22.19 \text{sen}(3.18t) \text{ kgf/m}$$

Carmen Alto

$$L_{VS}(x,t) = \frac{1}{2} * 1.133 * 0.98^2 * 2176.41 * 0.16 \text{sen}(2\pi \cdot 0.508t) \text{ N/m}$$

$$L_{VS}(x,t) = 189.18 \text{sen}(3.19t) \text{ N/m}$$

$$L_{VS}(x,t) = 19.29 \text{sen}(3.19t) \text{ kgf/m}$$

4.5.2. Análisis Tiempo-Historia

Según CSI (2017, p. 397) “el análisis tiempo-historia es un análisis paso a paso de la respuesta dinámica de una estructura a una carga especificada que varía con el tiempo”. Se utilizó funciones tiempo historia del tipo senoidales, casos de carga del tipo historia modal lineal, y, los modos del tipo vectores Ritz considerando los efectos P-Delta.

En términos de límites en vibraciones producidas por el desprendimiento de torbellinos, Buckland (1972) citado por González (2013, p. 91) señala que:

Los límites recomendados de aceleración del tablero son de 2% de la aceleración de la gravedad, para velocidades de viento al nivel del tablero por debajo de los 48km/h [13.33m/s] y de un 5% de la aceleración de la gravedad para velocidades de viento por encima de los 48km/h.

En base a ello, se obtuvieron los siguientes resultados para cada estructura.

Campanayoc

La función tiempo historia senoidal para el puente Campanayoc es la que se muestra a continuación. La frecuencia corresponde a 0.390Hz o 2.45rad/s, igual a un periodo de 2.5669s.

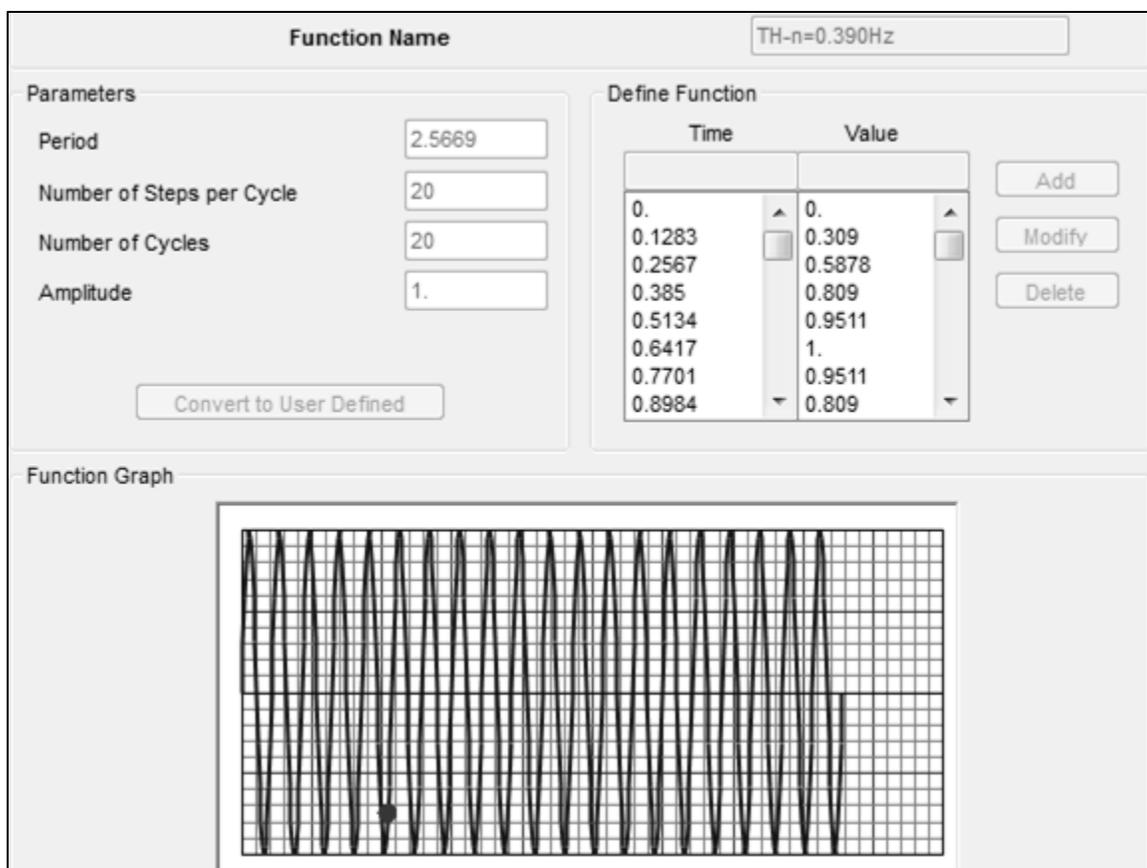


Figura 41. Función sinusoidal para el análisis tiempo-historia-Campanayoc (Elaboración propia)

Del análisis se obtuvo una amplitud de movimiento de 0.0069m en la parte central del tablero, y una aceleración del tablero en conjunto de 0.1201m/s², lo que representa un 1.22% de aceleración de la gravedad.

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m
TAB161	VSWIND5	LinModHist	Max	0.000109	1.455E-06	0.006923
TAB161	VSWIND5	LinModHist	Min	-0.00011	-1.528E-06	-0.006328
TAB162	VSWIND5	LinModHist	Max	0.000109	1.254E-06	0.006998
TAB162	VSWIND5	LinModHist	Min	-0.00011	-1.329E-06	-0.006406
TAB163	VSWIND5	LinModHist	Max	0.00011	5.807E-07	0.007018
TAB163	VSWIND5	LinModHist	Min	-0.000111	-6.592E-07	-0.00646
TAB164	VSWIND5	LinModHist	Max	0.000111	1.42E-07	0.006963

Figura 42. Desplazamientos del tablero-Campanayoc (Elaboración propia)

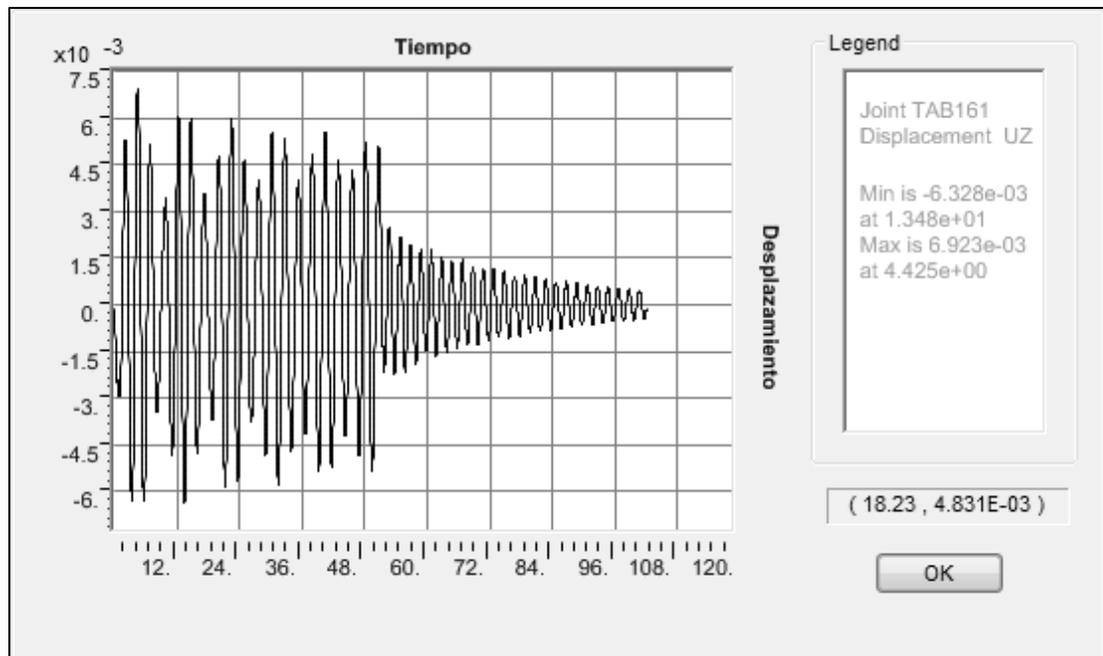


Figura 43. Amplitud de movimiento en función del tiempo-Campanayoc (Elaboración propia)

Se observó que la aceleración alcanzada del tablero con respecto a la aceleración de la gravedad está dentro de lo recomendado, con 0.78% menos del límite, por lo que no se procedió a realizar reconfiguraciones.

Matoriato

La función tiempo historia senoidal para el puente Matoriato es la que se muestra a continuación. La frecuencia corresponde a 0.506Hz o 3.17rad/s, igual a un periodo de 1.9768s.

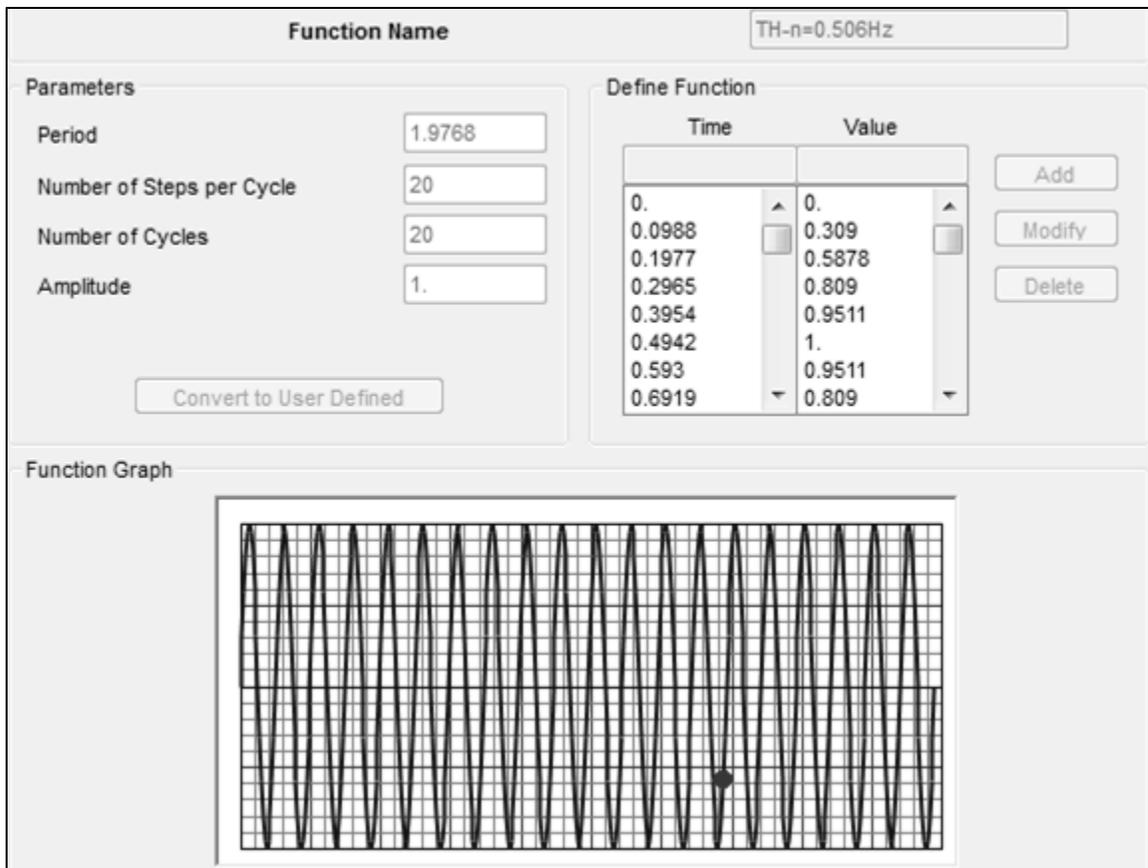


Figura 44. Función sinusoidal para el análisis tiempo-historia-Matoriato (Elaboración propia)

El análisis resultó en una amplitud de movimiento de 0.0760m en la parte central del tablero, y una aceleración del tablero en conjunto de 0.8761m/s², lo que representa un 8.93% de aceleración de la gravedad.

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m
TAB359	VSWIND5	LinModHist	Max	0.001647	1.177E-06	0.076034
TAB359	VSWIND5	LinModHist	Min	-0.00151	-1.316E-06	-0.071738
TAB360	VSWIND5	LinModHist	Max	0.001647	1.289E-06	0.074799
TAB360	VSWIND5	LinModHist	Min	-0.00151	-1.442E-06	-0.071348
TAB361	VSWIND5	LinModHist	Max	0.001646	1.471E-06	0.071051
TAB361	VSWIND5	LinModHist	Min	-0.001507	-1.64E-06	-0.070224
TAB362	VSWIND5	LinModHist	Max	0.001644	1.55E-06	0.065336

Figura 45. Desplazamientos del tablero-Matoriato (Elaboración propia)

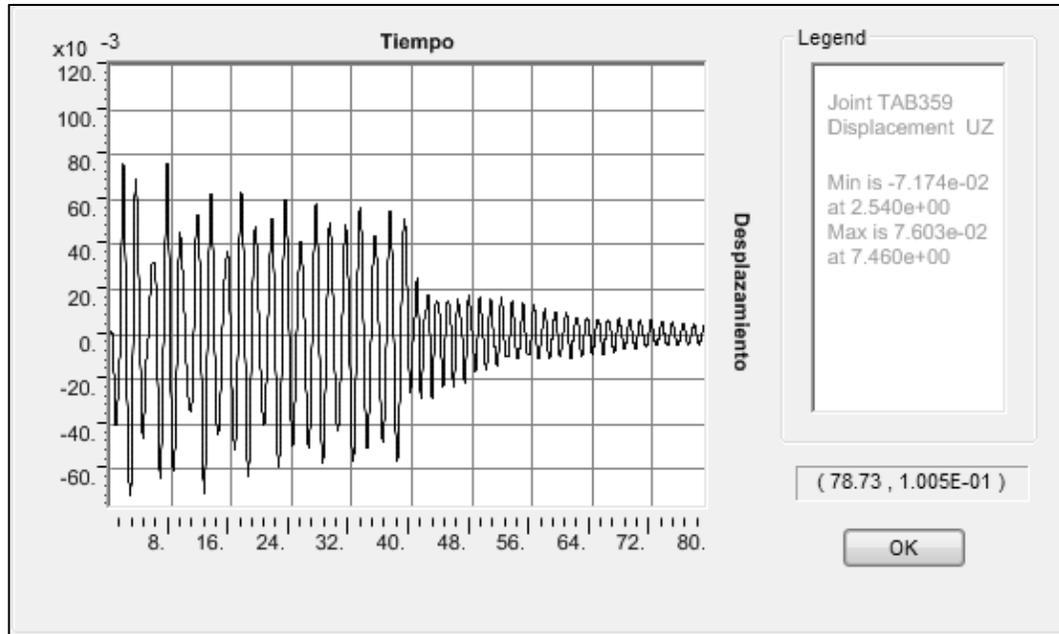


Figura 46. Amplitud de movimiento en función del tiempo-Matoriato (Elaboración propia)

Se observó que la aceleración alcanzada del tablero con respecto a la aceleración de la gravedad está fuera de lo recomendado, excediendo en 6.93% del límite, por lo que se procedió a realizar reconfiguraciones para reducir la amplitud de movimiento y la aceleración máxima permitida.

Carmen Alto

La función tiempo historia senoidal para el puente Carmen Alto es la que se muestra a continuación. La frecuencia corresponde a 0.508Hz o 3.19rad/s, igual a un periodo de 1.9673s.

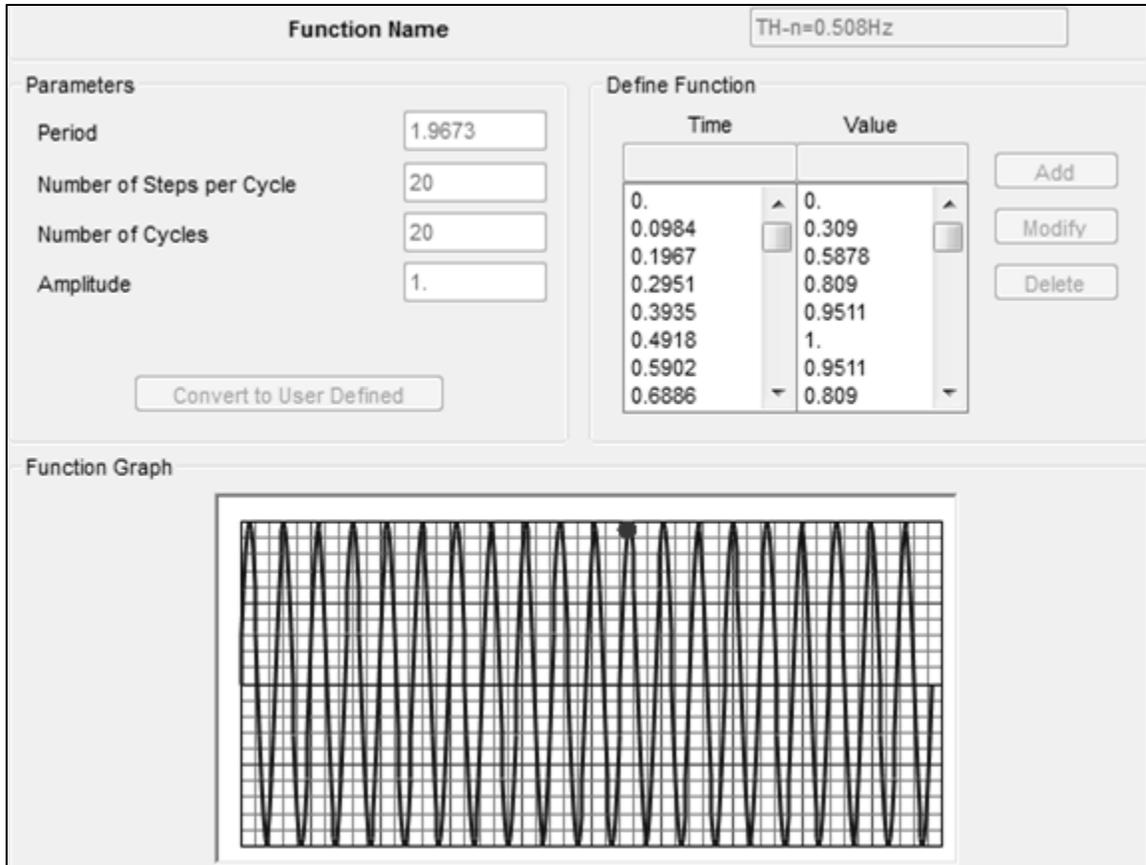


Figura 47. Función sinusoidal para el análisis tiempo-historia-Carmen Alto (Elaboración propia)

El análisis resultó en una amplitud de movimiento de 0.0132m en la parte central del tablero, y una aceleración del tablero en conjunto de 0.2996m/s², lo que representa un 3.05% de aceleración de la gravedad.

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m
TAB48	VSWIND5	LinModHist	Max	0.000347	1.956E-08	0.011841
TAB48	VSWIND5	LinModHist	Min	-0.000339	-2.006E-08	-0.01319
TAB49	VSWIND5	LinModHist	Max	0.00061	2.743E-08	0
TAB49	VSWIND5	LinModHist	Min	-0.000604	-2.88E-08	0
TAB50	VSWIND5	LinModHist	Max	0.000606	2.138E-08	0.00186
TAB50	VSWIND5	LinModHist	Min	-0.000615	-2.203E-08	-0.001584
TAB51	VSWIND5	LinModHist	Max	0.000622	2.968E-08	0.003562

Figura 48. Desplazamientos del tablero-Carmen Alto (Elaboración propia)

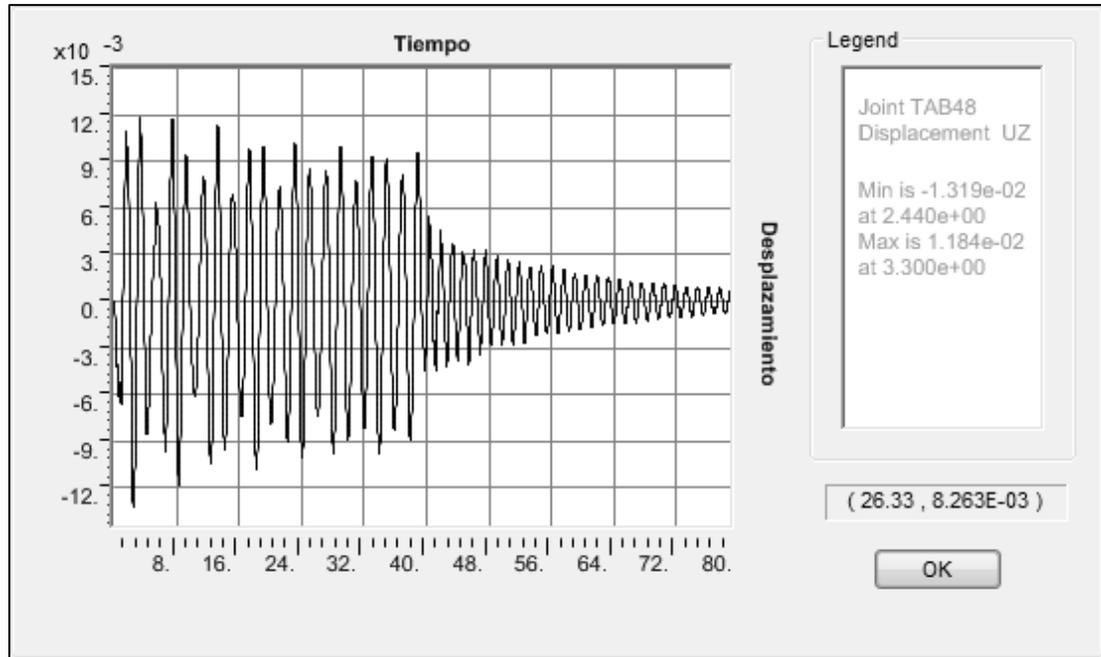


Figura 49. Amplitud de movimiento en función del tiempo-Carmen Alto (Elaboración propia)

Finalmente, se observó que la aceleración alcanzada del tablero también está fuera de lo recomendado, excediendo en 1.05% del límite, por lo que se procedió a realizar reconfiguraciones para reducir la amplitud de movimiento y la aceleración máxima permitida.

4.6. Reconfiguración de tableros

Se ha podido ver que, de los tres puentes colgantes peatonales, dos de ellos han excedido los límites recomendados, por lo que se ha buscado la forma de solucionar dichos problemas mediante la premisa de que, a menor frecuencia natural, menor velocidad crítica, esto como primera medida, lo que implicó variar la masa de los tableros mediante la adición de elementos diagonales en lugares estratégicos según el comportamiento de las formas de modo de vibración de los tableros, para ello se ha hecho uso de los modos en vibración libre y se ha colocado dichos elementos adicionales en las zonas donde se presentan los mayores desplazamientos. En síntesis, a menor rigidez y mayor masa (del original), menor respuesta, lo que conlleva a menor aceleración.

Matoriato-Primera reconfiguración

La primera reconfiguración consistió en añadir vigas en forma de diagonales a L/4 del tablero, lo que supuso un aumento de masa de 35.33kg/m, llegando a poseer una masa de 169.96kg/m. Es decir, se añadió un 26.24% al modelo optimizado.

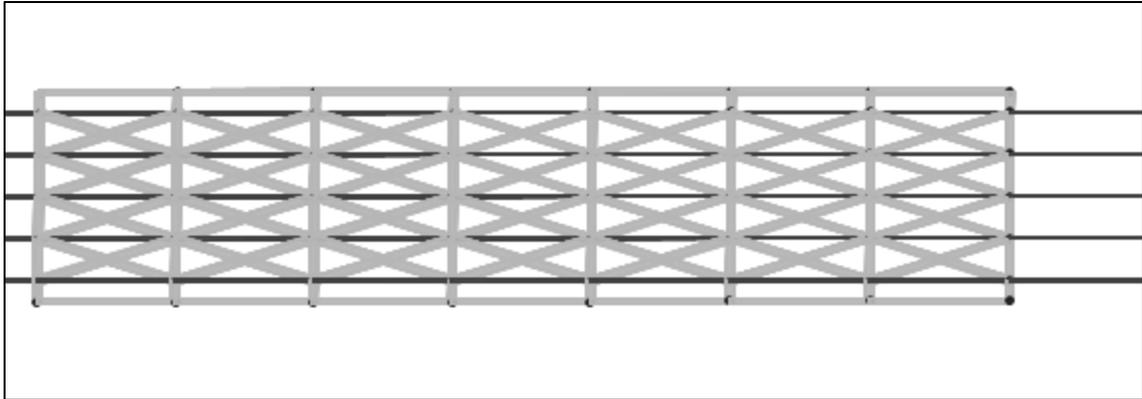


Figura 50. Detalle de los elementos añadidos-PCO-MIR (Elaboración propia)

La frecuencia natural de este modelo optimizado resultó 0.492Hz, lo que modificó también la velocidad crítica.

$$\bar{U}_{crit} = \frac{0.492 * 0.1625}{0.083}$$

$$\bar{U}_{crit} = 0.96m/s$$

Al modificarse la masa el número de Scruton también se vio afectado, incluyendo el coeficiente de fuerza de elevación, y desde luego, la fuerza por desprendimiento de torbellinos.

$$S_c = \frac{2 * 0.04 * 169.96}{1.149 * 0.1625^2}$$

$$S_c = 448.14$$

$$C_L = \frac{16\pi^2 * 448.14 * 0.083^2}{0.1625}$$

$$C_L = 3000.10$$

$$L_{vs}(x,t) = \frac{1}{2} * 1.149 * 0.96^2 * 3000.10 * 0.1625 \text{sen}(2\pi * 0.492t) \text{ N/m}$$

$$L_{vs}(x,t) = 274.50 \text{sen}(3.09t) \text{ N/m}$$

$$L_{vs}(x,t) = 27.99 \text{sen}(3.09t) \text{ kgf/m}$$

De ello se procedió al análisis el cual resultó en una amplitud de movimiento de 0.0884m en la parte central, y una aceleración de 2.1982m/s², la cual representa un 22.41% de la aceleración de la gravedad.

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m
TAB359	VSWIND	LinModHist	Max	0.003105	2.279E-06	0.075863
TAB359	VSWIND	LinModHist	Min	-0.002467	-2.534E-06	-0.088446
TAB360	VSWIND	LinModHist	Max	0.003108	2.138E-06	0.072957
TAB360	VSWIND	LinModHist	Min	-0.002467	-2.491E-06	-0.086425
TAB361	VSWIND	LinModHist	Max	0.003118	2.196E-06	0.070005
TAB361	VSWIND	LinModHist	Min	-0.002473	-2.679E-06	-0.08312
TAB362	VSWIND	LinModHist	Max	0.003132	2.142E-06	0.067543

Figura 51. Desplazamientos del tablero reconfigurado-PCO-MIR (Elaboración propia)

Matoriato-Segunda reconfiguración

La segunda reconfiguración también consistió en añadir vigas en forma de diagonales a L/4 del tablero, lo que supuso un aumento de masa de 15.14kg/m, llegando a poseer una masa de 149.77kg/m. Es decir, se añadió un 11.25% al modelo optimizado.

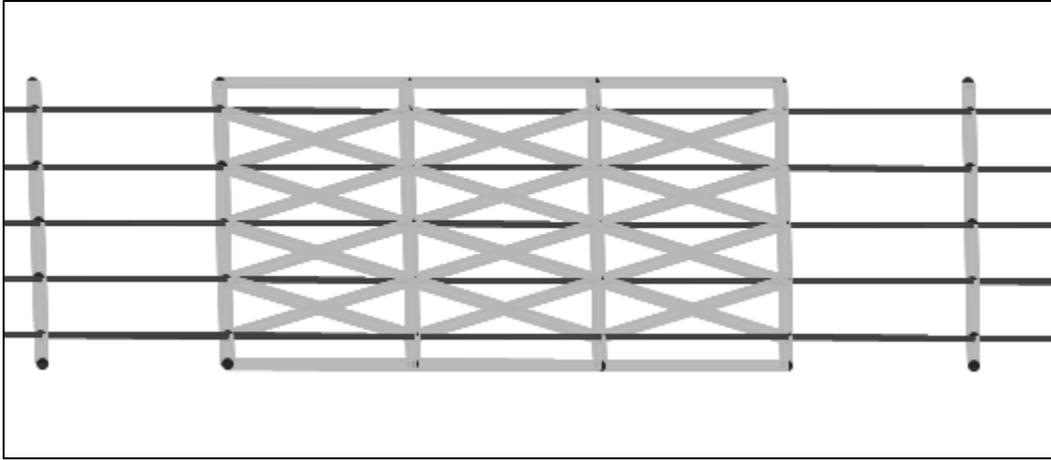


Figura 52. Detalle de los elementos añadidos-PCO-M2R (Elaboración propia)

La frecuencia natural de este modelo optimizado resultó 0.495Hz, lo que modificó también la velocidad crítica.

$$\bar{U}_{crít} = \frac{0.495 * 0.1625}{0.083}$$

$$\bar{U}_{crít} = 0.97m/s$$

Al modificarse la masa, se vieron afectados el número de Scruton, el coeficiente de fuerza de elevación y la fuerza por desprendimiento de torbellinos.

$$S_c = \frac{2 * 0.04 * 149.97}{1.149 * 0.1625^2}$$

$$S_c = 394.90$$

$$C_L = \frac{16\pi^2 * 394.90 * 0.083^2}{0.1625}$$

$$C_L = 2643.68$$

$$L_{vs}(x,t) = \frac{1}{2} * 1.149 * 0.97^2 * 2643.68 * 0.1625 \text{sen}(2\pi * 0.495t) \text{ N/m}$$

$$L_{vs}(x,t) = 232.22 \text{sen}(3.11t) \text{ N/m}$$

$$L_{vs}(x,t) = 23.68 \text{sen}(3.11t) \text{ kgf/m}$$

El análisis resultó en una amplitud de movimiento de 0.0636m en la parte central, y una aceleración de 1.3240m/s², la cual representa un 13.50% de la aceleración de la gravedad.

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m
TAB359	VSWIND	LinModHist	Max	0.002352	1.647E-06	0.063641
TAB359	VSWIND	LinModHist	Min	-0.002022	-1.48E-06	-0.063002
TAB360	VSWIND	LinModHist	Max	0.002355	1.802E-06	0.06097
TAB360	VSWIND	LinModHist	Min	-0.002023	-1.697E-06	-0.061492
TAB361	VSWIND	LinModHist	Max	0.002366	1.952E-06	0.055974
TAB361	VSWIND	LinModHist	Min	-0.002025	-1.887E-06	-0.059237
TAB362	VSWIND	LinModHist	Max	0.002389	1.924E-06	0.055191

Figura 53. Desplazamientos del tablero reconfigurado-PCO-M2R (Elaboración propia)

Matoriato-Tercera reconfiguración

Esta vez se añadió largueros en lugar de vigas en forma de diagonales a L/4 del tablero, lo que supuso un aumento de masa de 7.34kg/m, llegando a poseer una masa de 141.97kg/m. Es decir, se añadió un 5.45% al modelo optimizado.

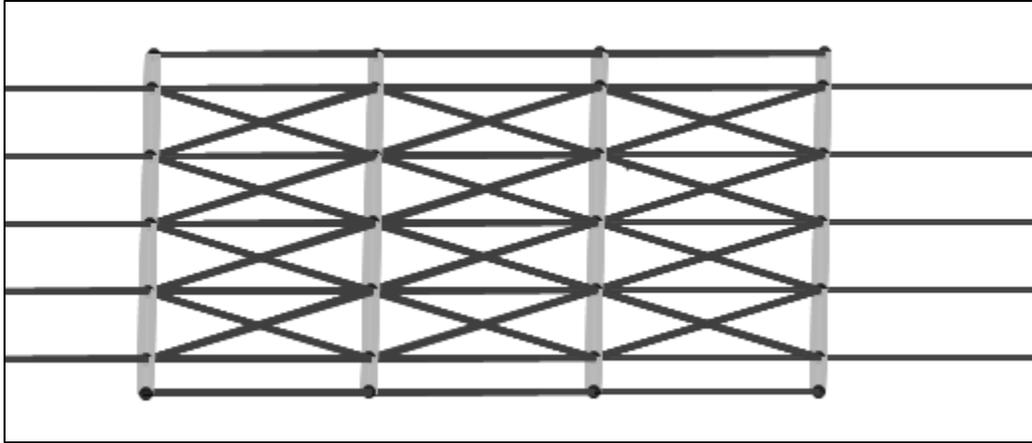


Figura 54. Detalle de los elementos añadidos-PCO-M3R (Elaboración propia)

La frecuencia natural de este modelo optimizado fue de 0.499Hz, lo que modificó también la velocidad crítica.

$$\bar{U}_{crít} = \frac{0.499 * 0.1625}{0.083}$$

$$\bar{U}_{crít} = 0.98m / s$$

Al variar la masa, se vieron afectados el número de Scruton, el coeficiente de fuerza de elevación y la fuerza por desprendimiento de torbellinos.

$$S_c = \frac{2 * 0.04 * 141.97}{1.149 * 0.1625^2}$$

$$S_c = 374.33$$

$$C_L = \frac{16\pi^2 * 374.33 * 0.083^2}{0.1625}$$

$$C_L = 2505.98$$

$$L_{vs}(x,t) = \frac{1}{2} * 1.149 * 0.98^2 * 2505.98 * 0.1625 \text{sen}(2\pi \cdot 0.499t) \text{ N/m}$$

$$L_{vs}(x,t) = 224.68 \text{sen}(3.14t) \text{ N/m}$$

$$L_{vs}(x,t) = 22.91 \text{sen}(3.14t) \text{ kgf/m}$$

El análisis resultó en una amplitud de movimiento de 0.0491m en la parte central, y una aceleración de 0.2704m/s², la cual representa un 2.76% de la aceleración de la gravedad.

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m
TAB359	VSWIND	LinModHist	Max	0.00148	2.26E-06	0.049101
TAB359	VSWIND	LinModHist	Min	-0.00148	-2.26E-06	-0.049101
TAB360	VSWIND	LinModHist	Max	0.00148	2.468E-06	0.04864
TAB360	VSWIND	LinModHist	Min	-0.00148	-2.468E-06	-0.04864
TAB361	VSWIND	LinModHist	Max	0.001486	2.621E-06	0.047659
TAB361	VSWIND	LinModHist	Min	-0.001486	-2.621E-06	-0.047659
TAB362	VSWIND	LinModHist	Max	0.0015	2.559E-06	0.046193

Figura 55. Desplazamientos del tablero reconfigurado-PCO-M3R (Elaboración propia)

Matoriato-Cuarta reconfiguración

Se añadió largueros en forma de diagonales a L/4 del tablero, sin embargo, en este modelo se eliminó los largueros del centro paralelos al tablero, la masa fue de 6.86kg/m más que la del real, llegando a poseer una masa de 141.50kg/m. Es decir, se añadió un 5.10% al modelo optimizado.

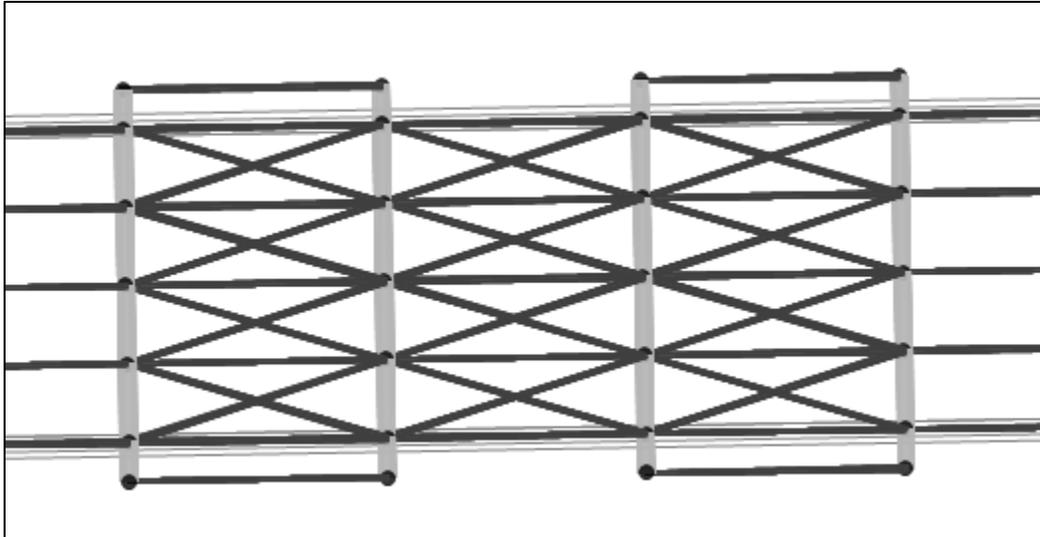


Figura 56. Detalle de los elementos añadidos-PCO-M4R (Elaboración propia)

La frecuencia natural de este modelo optimizado fue de 0.500Hz.

$$\bar{U}_{crít} = \frac{0.500 * 0.1625}{0.083}$$

$$\bar{U}_{crít} = 0.98m / s$$

Al variar la masa, se vieron afectados el número de Scruton, el coeficiente de fuerza de elevación y la fuerza por desprendimiento de torbellinos.

$$S_c = \frac{2 * 0.04 * 141.50}{1.149 * 0.1625^2}$$

$$S_c = 373.10$$

$$C_L = \frac{16\pi^2 * 373.10 * 0.083^2}{0.1625}$$

$$C_L = 2497.74$$

$$L_{vs}(x,t) = \frac{1}{2} * 1.149 * 0.98^2 * 2497.74 * 0.1625 \text{sen}(2\pi \cdot 0.500t) \text{ N/m}$$

$$L_{vs}(x,t) = 223.95 \text{sen}(3.14t) \text{ N/m}$$

$$L_{vs}(x,t) = 22.84 \text{sen}(3.14t) \text{ kgf/m}$$

Los resultados indican una amplitud de movimiento de 0.0491m en la parte central, y una aceleración de 0.2695m/s², la cual representa un 2.75% de la aceleración de la gravedad.

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m
TAB359	VSWIND	LinModHist	Max	0.001443	1.667E-06	0.049067
TAB359	VSWIND	LinModHist	Min	-0.001443	-1.667E-06	-0.049067
TAB360	VSWIND	LinModHist	Max	0.001443	1.496E-06	0.048775
TAB360	VSWIND	LinModHist	Min	-0.001443	-1.496E-06	-0.048775
TAB361	VSWIND	LinModHist	Max	0.001448	1.151E-06	0.047956
TAB361	VSWIND	LinModHist	Min	-0.001448	-1.151E-06	-0.047956
TAB362	VSWIND	LinModHist	Max	0.001462	6.949E-07	0.04665

Figura 57. Desplazamientos del tablero reconfigurado-PCO-M4R (Elaboración propia)

Matoriato-Quinta reconfiguración

Se añadió también largueros en forma de diagonales a L/4 del tablero, sin embargo, esta vez se eliminó todos los largueros paralelos al tablero, la masa fue de 5.92kg/m más que la del real, llegando a un total de 140.55kg/m. Es decir, se añadió un 4.40% al modelo optimizado.

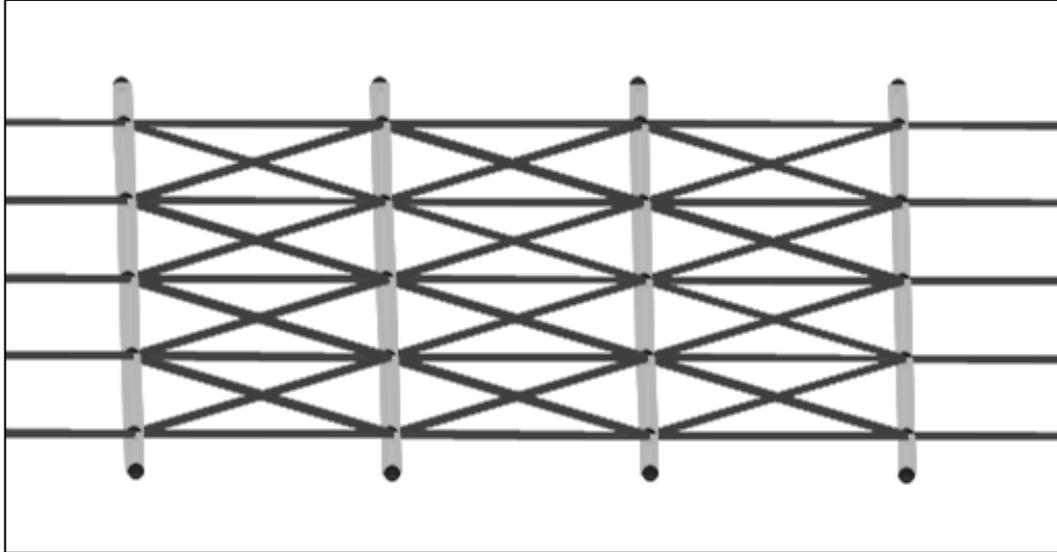


Figura 58. Detalle de los elementos añadidos-PCO-M5R (Elaboración propia)

La frecuencia natural de este modelo optimizado fue de 0.501Hz.

$$\bar{U}_{crit} = \frac{0.501 * 0.1625}{0.083}$$

$$\bar{U}_{crit} = 0.98m / s$$

Al variar la masa, se vieron afectados el número de Scruton, el coeficiente de fuerza de elevación y la fuerza por desprendimiento de torbellinos.

$$S_c = \frac{2 * 0.04 * 140.55}{1.149 * 0.1625^2}$$

$$S_c = 370.59$$

$$C_L = \frac{16\pi^2 * 370.59 * 0.083^2}{0.1625}$$

$$C_L = 2480.94$$

$$L_{vs}(x,t) = \frac{1}{2} * 1.149 * 0.98^2 * 2480.94 * 0.1625 \text{sen}(2\pi \cdot 0.501t) \text{ N/m}$$

$$L_{vs}(x,t) = 222.44 \text{sen}(3.15t) \text{ N/m}$$

$$L_{vs}(x,t) = 22.68 \text{sen}(3.15t) \text{ kgf/m}$$

Los resultados indican una amplitud de movimiento de 0.0490m en la parte central, y una aceleración de 0.2671m/s², la cual representa un 2.72% de la aceleración de la gravedad.

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m
TAB359	VSWIND	LinModHist	Max	0.00137	7.959E-07	0.048993
TAB359	VSWIND	LinModHist	Min	-0.00137	-7.959E-07	-0.048993
TAB360	VSWIND	LinModHist	Max	0.00137	8.257E-08	0.049009
TAB360	VSWIND	LinModHist	Min	-0.00137	-8.257E-08	-0.049009
TAB361	VSWIND	LinModHist	Max	0.001375	1.22E-06	0.04848
TAB361	VSWIND	LinModHist	Min	-0.001375	-1.22E-06	-0.04848
TAB362	VSWIND	LinModHist	Max	0.001386	2.263E-06	0.047443

Figura 59. Desplazamientos del tablero reconfigurado-PCO-M5R (Elaboración propia)

Matoriato-Sexta reconfiguración

Finalmente, en este modelo se añadió también largueros en forma de diagonales a L/4 del tablero, pero, esta vez se eliminó aquellos diagonales de los extremos, la masa fue de 3.95kg/m más que la del real, llegando a un total de 138.58kg/m. Es decir, se añadió un 2.93% al modelo optimizado.

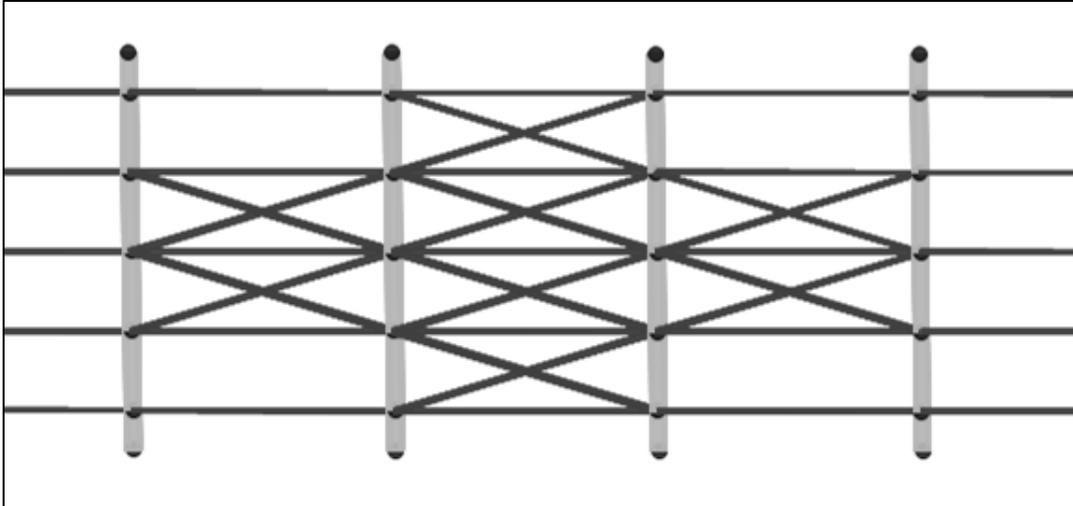


Figura 60. Detalle de los elementos añadidos-PCO-M6R (Elaboración propia)

La frecuencia natural de este modelo fue de 0.502Hz.

$$\bar{U}_{crít} = \frac{0.502 * 0.1625}{0.083}$$

$$\bar{U}_{crít} = 0.98m / s$$

Al variar la masa, se vieron afectados el número de Scruton, el coeficiente de fuerza de elevación y la fuerza por desprendimiento de torbellinos.

$$S_c = \frac{2 * 0.04 * 138.58}{1.149 * 0.1625^2}$$

$$S_c = 365.40$$

$$C_L = \frac{16\pi^2 * 365.40 * 0.083^2}{0.1625}$$

$$C_L = 2446.20$$

$$L_{vs}(x,t) = \frac{1}{2} * 1.149 * 0.98^2 * 2446.20 * 0.1625 \text{sen}(2\pi \cdot 0.502t) \text{ N/m}$$

$$L_{vs}(x,t) = 219.32 \text{sen}(3.15t) \text{ N/m}$$

$$L_{vs}(x,t) = 22.36 \text{sen}(3.15t) \text{ kgf/m}$$

Los resultados indican una amplitud de movimiento de 0.0578m en la parte central, y una aceleración de 0.6213m/s², la cual representa un 6.33% de la aceleración de la gravedad.

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m
TAB359	VSWIND	LinModHist	Max	0.00145	1.043E-06	0.057751
TAB359	VSWIND	LinModHist	Min	-0.001355	-1.013E-06	-0.056385
TAB360	VSWIND	LinModHist	Max	0.001449	5.908E-07	0.058374
TAB360	VSWIND	LinModHist	Min	-0.001354	-5.739E-07	-0.056706
TAB361	VSWIND	LinModHist	Max	0.001452	4.51E-07	0.058026
TAB361	VSWIND	LinModHist	Min	-0.001354	-4.376E-07	-0.056136
TAB362	VSWIND	LinModHist	Max	0.001461	2.757E-07	0.056771

Figura 61. Desplazamientos del tablero reconfigurado-PCO-M6R (Elaboración propia)

Carmen Alto-Primera reconfiguración

Para este modelo se utilizó largueros, añadiéndolos también en forma de diagonales a L/4 del tablero, resultando en una masa de 7.31kg/m más que la del real, llegando a un total de 127.01kg/m. Es decir, se añadió un 6.11% al modelo optimizado.

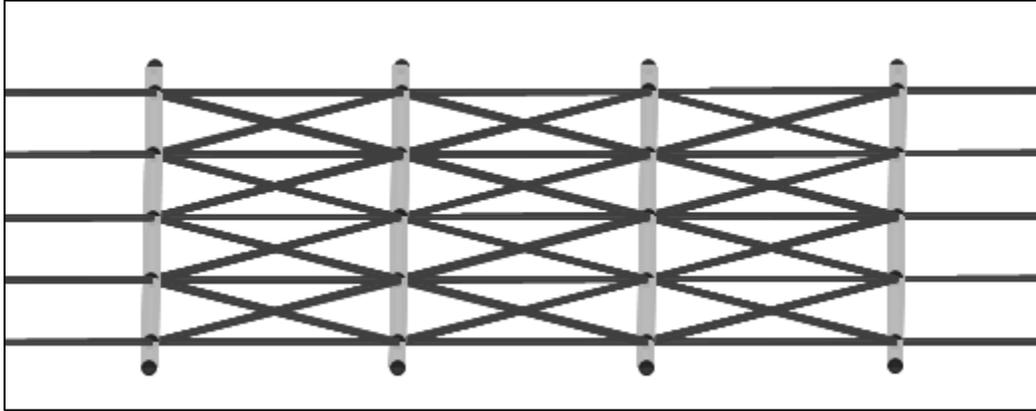


Figura 62. Detalle de los elementos añadidos-PCO-CAIR (Elaboración propia)

La frecuencia natural de este modelo fue de 0.503Hz.

$$\bar{U}_{crít} = \frac{0.502 * 0.16}{0.083}$$

$$\bar{U}_{crít} = 0.97m/s$$

Al variar la masa, se vieron afectados el número de Scruton, el coeficiente de fuerza de elevación y la fuerza por desprendimiento de torbellinos.

$$S_c = \frac{2 * 0.04 * 127.01}{1.133 * 0.16^2}$$

$$S_c = 350.31$$

$$C_L = \frac{16\pi^2 * 350.31 * 0.083^2}{0.16}$$

$$C_L = 2381.82$$

$$L_{vs}(x,t) = \frac{1}{2} * 1.133 * 0.97^2 * 2381.82 * 0.16 \text{sen}(2\pi * 0.503t) \text{ N/m}$$

$$L_{vs}(x,t) = 203.13 \text{sen}(3.16t) \text{ N/m}$$

$$L_{vs}(x,t) = 20.71 \text{sen}(3.16t) \text{ kgf/m}$$

Del análisis se obtuvo una amplitud de movimiento de 0.0103m en la parte central, y una aceleración de 0.3872m/s², la cual representa un 3.95% de la aceleración de la gravedad.

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m
TAB48	VSWIND	LinModHist	Max	0.000315	2.398E-07	0.00996
TAB48	VSWIND	LinModHist	Min	-0.000305	-2.317E-07	-0.010318
TAB49	VSWIND	LinModHist	Max	0.000688	7.394E-07	0
TAB49	VSWIND	LinModHist	Min	-0.000685	-7.538E-07	0
TAB50	VSWIND	LinModHist	Max	0.000618	6.282E-07	0.002325
TAB50	VSWIND	LinModHist	Min	-0.000613	-6.38E-07	-0.001902
TAB51	VSWIND	LinModHist	Max	0.000569	4.383E-07	0.003941

Figura 63. Desplazamientos del tablero reconfigurado-PCO-CAIR (Elaboración propia)

Carmen Alto-Segunda reconfiguración

En este modelo se utilizó largueros en un solo tramo, añadiéndolos también en forma de diagonales a L/4 más un tramo hacia el centro del tablero, resultando en una masa de 2.44kg/m más que la del real, llegando a un total de 122.14kg/m. Es decir, se añadió un 2.04% al modelo.

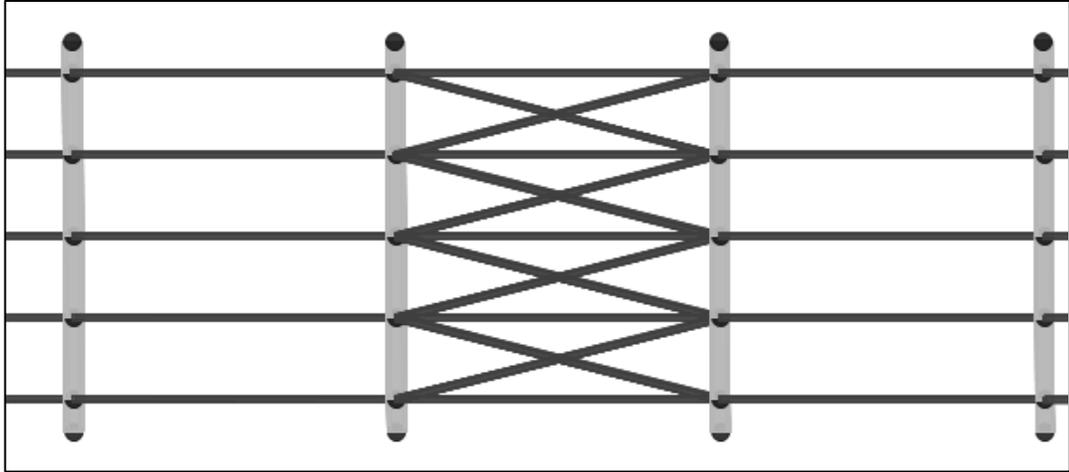


Figura 64. Detalle de elementos añadidos-PCO-CA2R+1T (Elaboración propia)

La frecuencia natural de este modelo fue de 0.506Hz.

$$\bar{U}_{crít} = \frac{0.506 * 0.16}{0.083}$$

$$\bar{U}_{crít} = 0.98m / s$$

Al variar la masa, se vieron afectados el número de Scruton, el coeficiente de fuerza de elevación y la fuerza por desprendimiento de torbellinos.

$$S_c = \frac{2 * 0.04 * 122.14}{1.133 * 0.16^2}$$

$$S_c = 336.88$$

$$C_L = \frac{16\pi^2 * 336.88 * 0.083^2}{0.16}$$

$$C_L = 2290.50$$

$$L_{vs}(x, t) = \frac{1}{2} * 1.133 * 0.98^2 * 2290.50 * 0.16 \text{sen}(2\pi * 0.506t) \text{ N/m}$$

$$L_{vs}(x,t) = 199.39 \text{sen}(3.18t) \text{ N/m}$$

$$L_{vs}(x,t) = 20.33 \text{sen}(3.18t) \text{ kgf/m}$$

Se obtuvo una amplitud de movimiento de 0.0138m en la parte central, y una aceleración de 0.3396m/s², la cual representa un 3.46% de la aceleración de la gravedad.

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m
TAB48	VSWIND	LinModHist	Max	0.000265	5.004E-07	0.012976
TAB48	VSWIND	LinModHist	Min	-0.000269	-4.896E-07	-0.013807
TAB49	VSWIND	LinModHist	Max	0.000681	3.18E-07	0
TAB49	VSWIND	LinModHist	Min	-0.000646	-3.158E-07	0
TAB50	VSWIND	LinModHist	Max	0.000638	2.513E-07	0.002825
TAB50	VSWIND	LinModHist	Min	-0.000651	-2.497E-07	-0.002027
TAB51	VSWIND	LinModHist	Max	0.000636	1.551E-07	0.004871

*Figura 65. Desplazamientos del tablero reconfigurado-PCO-CA2R+IT
(Elaboración propia)*

Carmen Alto-Tercera reconfiguración

Este modelo utilizó largueros añadiéndolos también en forma de diagonales a L/4 más un tramo hacia el centro del tablero, resultando en una masa de 4.87kg/m más que la del real, llegando a un total de 124.58kg/m. Es decir, se añadió un 4.07% al modelo.

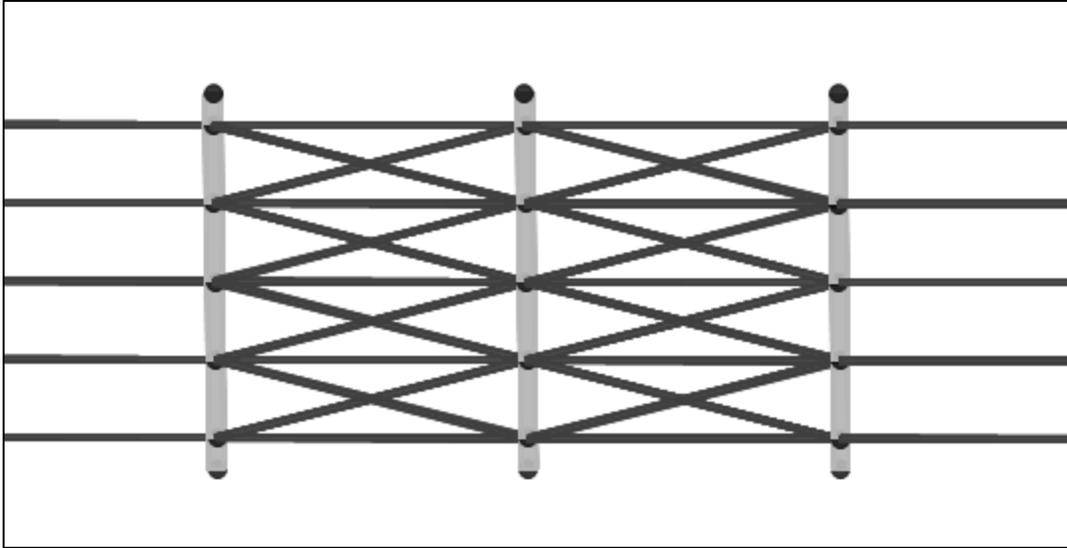


Figura 66. Detalle de elementos añadidos-PCO-CA3R+IT (Elaboración propia)

La frecuencia natural de este modelo fue de 0.506Hz.

$$\bar{U}_{crít} = \frac{0.506 * 0.16}{0.083}$$

$$\bar{U}_{crít} = 0.98m / s$$

Al variar la masa, se vieron afectados el número de Scruton, el coeficiente de fuerza de elevación y la fuerza por desprendimiento de torbellinos.

$$S_c = \frac{2 * 0.04 * 124.58}{1.133 * 0.16^2}$$

$$S_c = 343.61$$

$$C_L = \frac{16\pi^2 * 343.61 * 0.083^2}{0.16}$$

$$C_L = 2336.26$$

$$L_{vs}(x,t) = \frac{1}{2} * 1.133 * 0.98^2 * 2336.26 * 0.16 \text{sen}(2\pi \cdot 0.506 \cdot t) \text{ N/m}$$

$$L_{vs}(x,t) = 203.37 \text{sen}(3.18t) \text{ N/m}$$

$$L_{vs}(x,t) = 20.74 \text{sen}(3.18t) \text{ kgf/m}$$

El análisis realizado resultó en una amplitud de movimiento de 0.0116m en la parte central, y una aceleración de 0.4952m/s², la cual representa un 5.05% de la aceleración de la gravedad.

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m
TAB48	VSWIND	LinModHist	Max	0.000256	4.948E-07	0.011146
TAB48	VSWIND	LinModHist	Min	-0.00026	-5.316E-07	-0.011587
TAB49	VSWIND	LinModHist	Max	0.000738	1.787E-07	0
TAB49	VSWIND	LinModHist	Min	-0.000697	-1.798E-07	0
TAB50	VSWIND	LinModHist	Max	0.000653	1.816E-07	0.002961
TAB50	VSWIND	LinModHist	Min	-0.000652	-1.872E-07	-0.001937
TAB51	VSWIND	LinModHist	Max	0.000627	1.499E-07	0.004788

*Figura 67. Desplazamientos del tablero reconfigurado-PCO-CA3R+IT
(Elaboración propia)*

Carmen Alto-Cuarta reconfiguración

Por último, para este modelo se utilizó vigas en lugar de largueros, añadiéndolo en forma de diagonales a L/4 del tablero más dos tramos hacia la parte central del tablero, resultando en una masa de 7.54kg/m más que la del real, llegando a un total de 127.25kg/m. Es decir, se añadió un 6.30% al modelo.

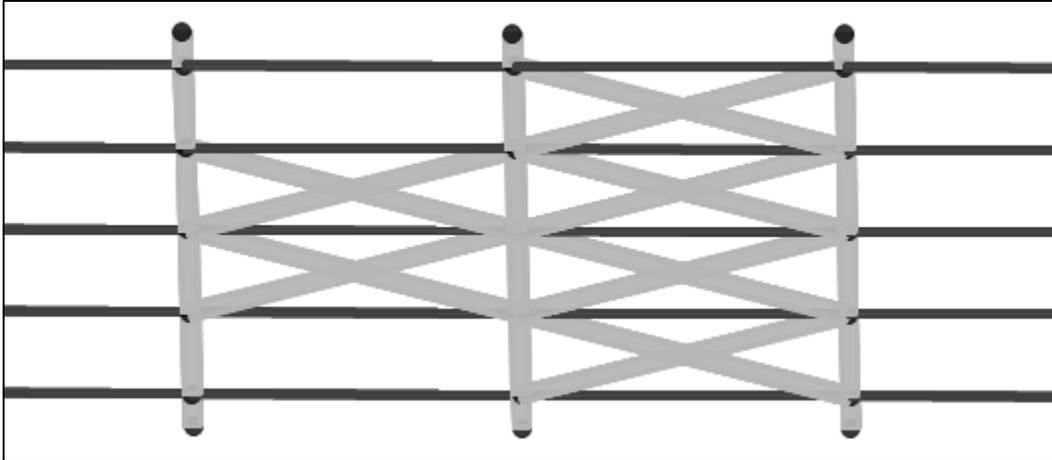


Figura 68. Detalle de elementos añadisos-PCO-CA4R+2T (Elaboración propia)

La frecuencia natural de este modelo fue de 0.511Hz.

$$\bar{U}_{crit} = \frac{0.511 * 0.16}{0.083}$$

$$\bar{U}_{crit} = 0.99m/s$$

Finalmente, la variación de la masa afectó al número de Scruton, al coeficiente de fuerza de elevación y a la fuerza por desprendimiento de torbellinos.

$$S_c = \frac{2 * 0.04 * 127.25}{1.133 * 0.16^2}$$

$$S_c = 350.98$$

$$C_L = \frac{16\pi^2 * 350.98 * 0.083^2}{0.16}$$

$$C_L = 2386.37$$

$$L_{vs}(x,t) = \frac{1}{2} * 1.133 * 0.99^2 * 2386.37 * 0.16 \text{sen}(2\pi * 0.511t) \text{ N/m}$$

$$L_{vs}(x,t) = 212.00 \text{sen}(3.18t) \text{ N/m}$$

$$L_{vs}(x,t) = 21.62 \text{sen}(3.18t) \text{ kgf/m}$$

El análisis realizado resultó en una amplitud de movimiento de 0.0140m en la parte central, y una aceleración de 0.2817m/s², la cual representa un 2.87% de la aceleración de la gravedad.

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m
TAB47	VSWIND	LinModHist	Max	0.000279	1.154E-07	0.013056
TAB47	VSWIND	LinModHist	Min	-0.000281	-1.064E-07	-0.014928
TAB48	VSWIND	LinModHist	Max	0.00028	3.453E-07	0.012762
TAB48	VSWIND	LinModHist	Min	-0.000282	-3.133E-07	-0.014901
TAB49	VSWIND	LinModHist	Max	0.000677	1.569E-07	0
TAB49	VSWIND	LinModHist	Min	-0.000658	-1.43E-07	0
TAB50	VSWIND	LinModHist	Max	0.000664	8.393E-08	0.00201

*Figura 69. Desplazamientos del tablero reconfigurado-PCO-CA4R+2T
(Elaboración propia)*

4.7. Análisis de los resultados obtenidos

Las velocidades de viento, de cada zona específica, donde se encuentran los puentes colgantes peatonales Campanayoc, Matoriato y Carmen Alto presentaron valores por encima de la media anual provisto por los mapas eólicos del Perú, por lo que fue necesario obtener dichos valores para la investigación. Se realizó las medidas en campo para obtener la naturaleza turbulenta del viento para toda la zona de influencia, por consiguiente, de ello se pudo obtener el espectro de viento para cada zona específica y un espectro para toda la zona en general el cual fue utilizado para evaluar el fenómeno desprendimiento de torbellinos, demostrándose que cada puente se verá afectado por éste. Si bien es cierto, se tenía la teoría de que la relación longitud sobre ancho L/b era la que controlaba dicha respuesta, se pudo comprobar que ésta no era la que determinaba dicha

respuesta sino más bien la relación flecha sobre longitud f/L como se muestra en los siguientes gráficos.

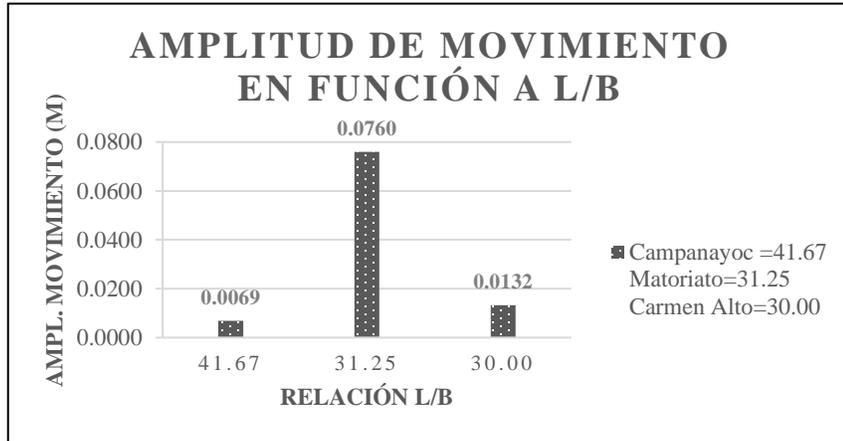


Figura 70. Amplitud de movimiento en función a L/b (Elaboración propia)

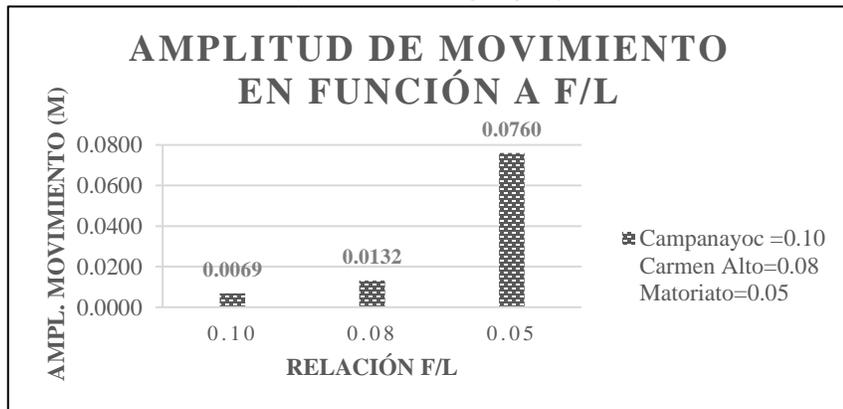


Figura 71. Amplitud de movimiento en función a f/L (Elaboración propia)

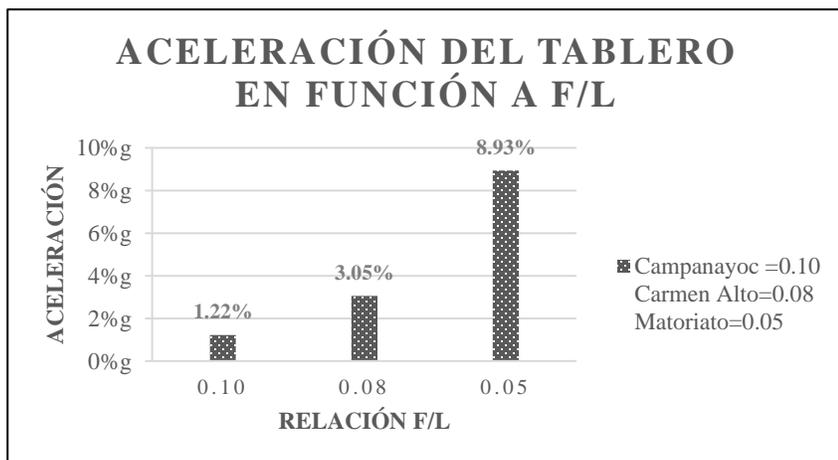


Figura 72. Aceleración del tablero en función a f/L (Elaboración propia)

Como se puede apreciar en los gráficos, a medida que la relación flecha sobre longitud decrece, la respuesta es mayor en cuanto a amplitud de movimiento y aceleración del tablero. Respecto al puente Matoriato, el cual es el más afectado por este fenómeno, se pudo controlar dichas vibraciones mediante la adición de masa a L/4 del tablero, lo que llevó a modificar su frecuencia.

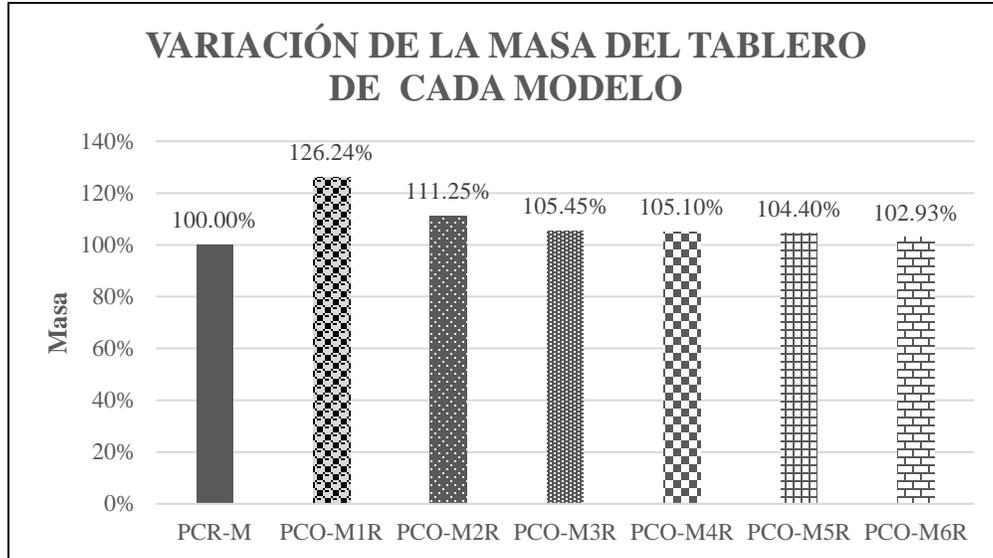


Figura 73. Variación de la masa del tablero de cada modelo-Matoriato (Elaboración propia)

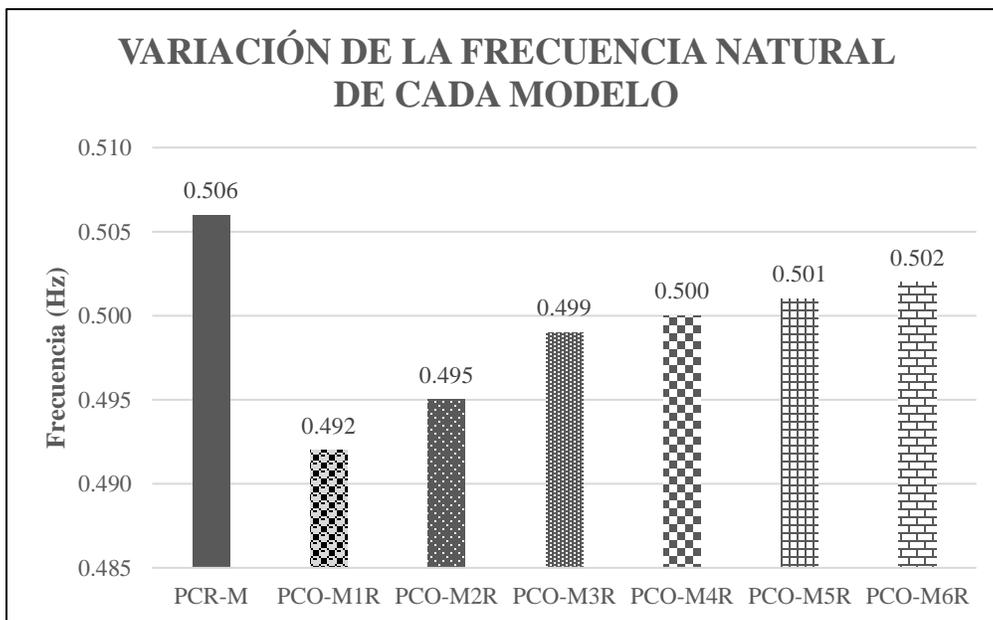


Figura 74. Variación de la frecuencia natural de cada modelo-Matoriato (Elaboración propia)

Se pudo observar que un incremento de 4.40% a la masa real de la estructura, y ubicado a L/4 del tablero es capaz de modificar la frecuencia del tablero, en términos de aceleración del tablero y amplitud de movimiento, dicho modelo se comportó de la manera más eficiente, y viendo el último modelo, se puede apreciar que volvió a comportarse similarmente al original, por lo que se concluyó con los modelos reconfigurados.

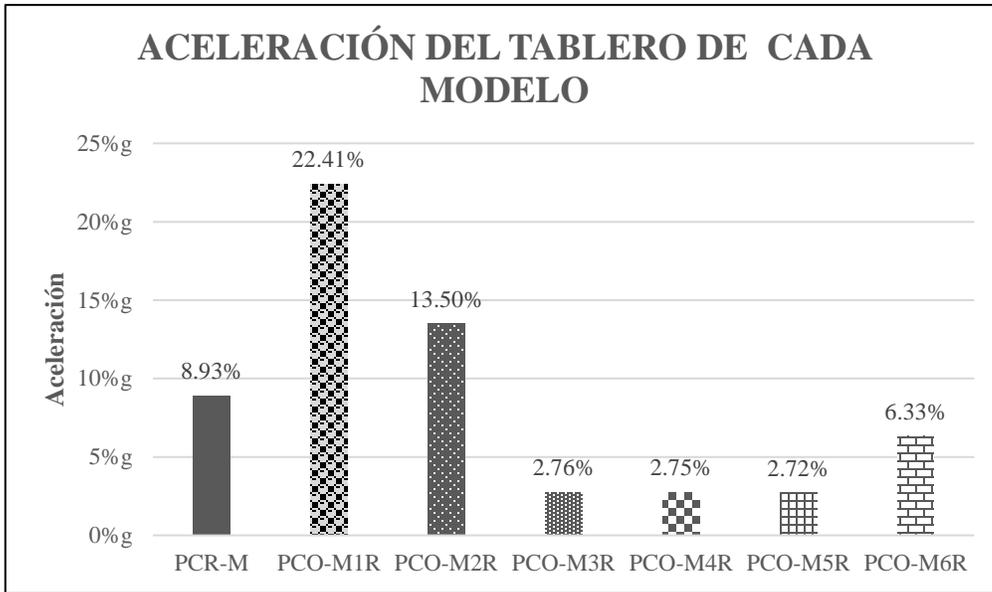


Figura 75. Aceleración del tablero de cada modelo-Matoriato (Elaboración propia)

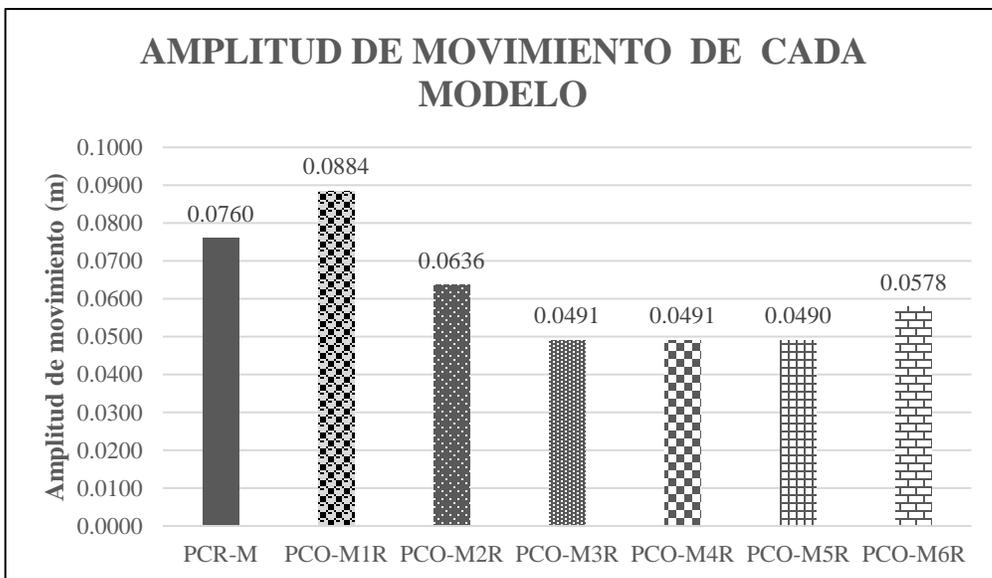


Figura 76. Amplitud de movimiento de cada modelo-Matoriato (Elaboración propia)

El puente Carmen Alto sobrepasó el límite de aceleración en un porcentaje bastante pequeño, por lo que la frecuencia del modelo debió ser muy parecida, en este caso en particular no solamente se añadió masa a L/4 del tablero, sino que, también se probó modelos con la masa orientada más al centro del tablero, específicamente uno y dos tramos.

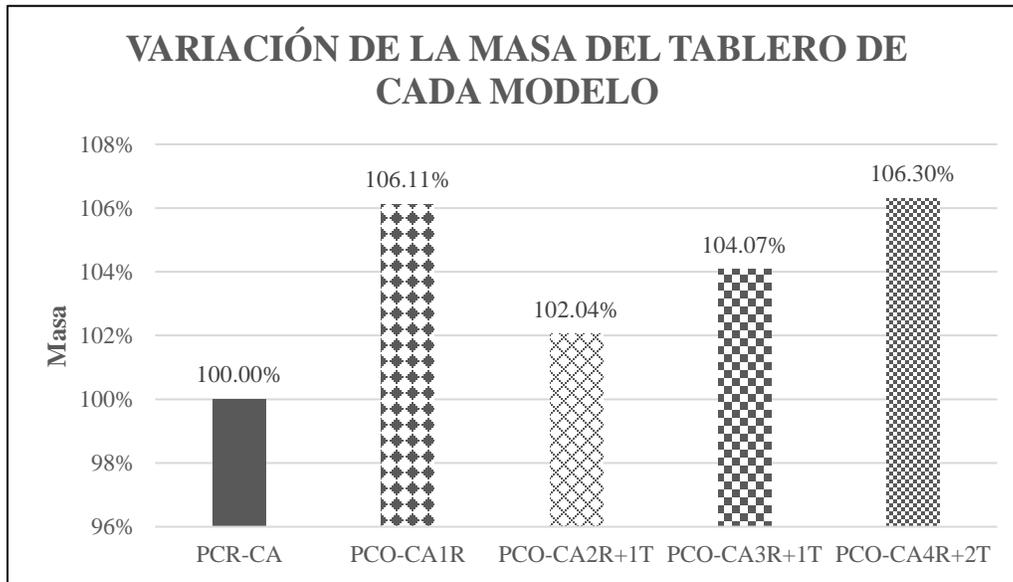


Figura 77. Variación de la masa del tablero de cada modelo-Carmen Alto (Elaboración propia)

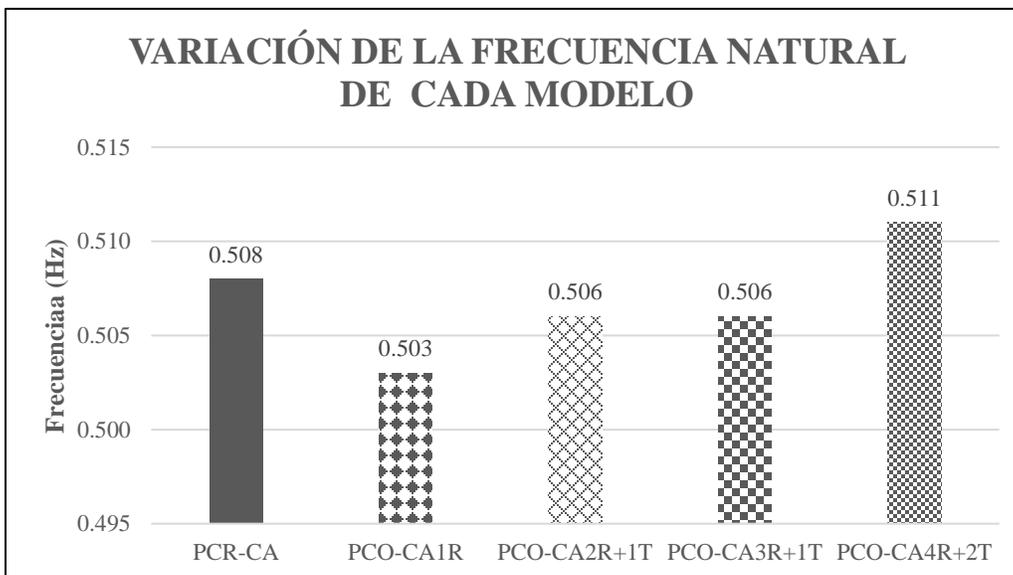


Figura 78. Variación de la frecuencia natural de cada modelo-Carmen Alto (Elaboración propia)

La aceleración del tablero para el último modelo resultó en la menor de todas, ya que como se mencionó anteriormente, solo requirió de una ligera reconfiguración, por lo que la masa orientada más hacia el centro del tablero logró un ligero aumento de rigidez.

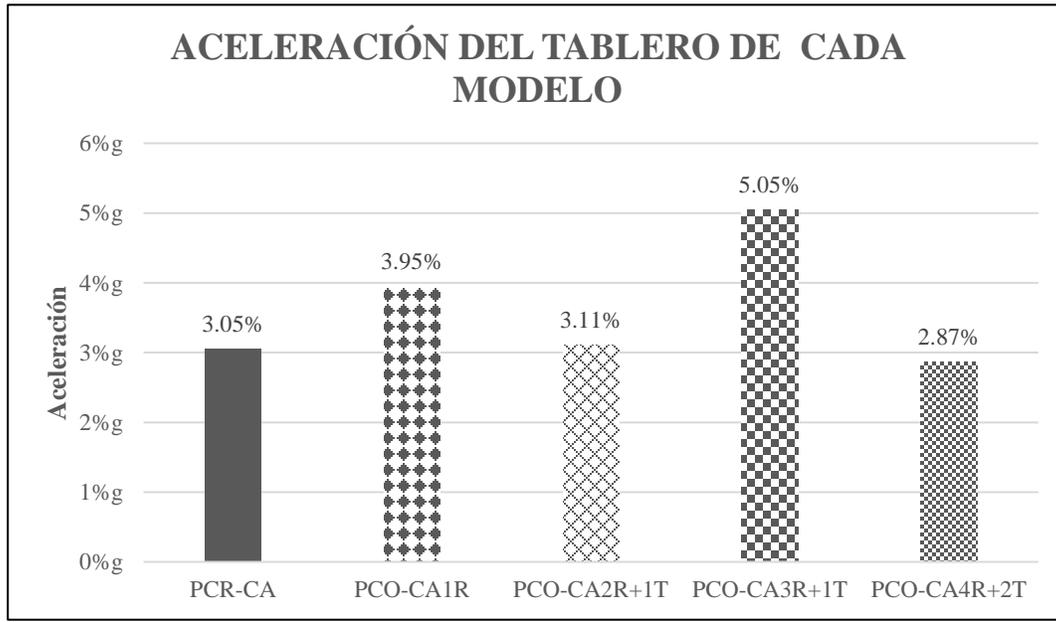


Figura 79. Aceleración del tablero de cada modelo-Carmen Alto (Elaboración propia)

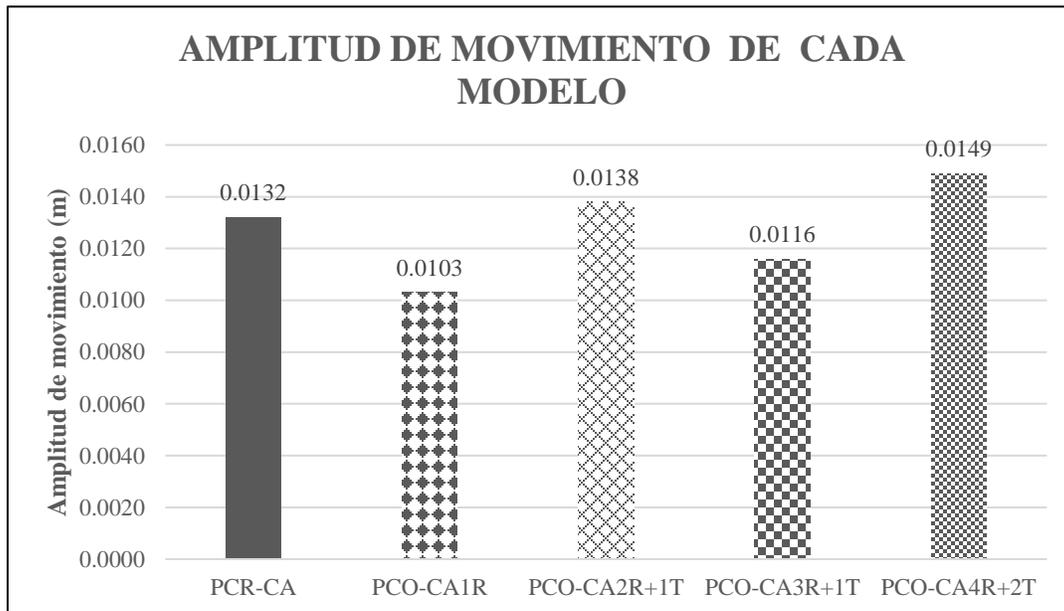


Figura 80. Amplitud de movimiento de cada modelo-Carmen Alto (Elaboración propia)

4.8. Validación de hipótesis

Tabla 13

Validación de hipótesis

Tipo	Hipótesis	Condición de prueba	Resultado	Toma de decisión
Hipótesis general nula	Sí se produce el fenómeno desprendimiento de torbellinos bajo condiciones de resonancia en puentes colgantes peatonales	¿Las velocidades en la zona pueden ocasionar el fenómeno desprendimiento de torbellinos bajo condiciones de resonancia en puentes colgantes peatonales?	Las velocidades críticas (0.76, 0.99 y 0.98m/s) para el desprendimiento de torbellinos se encuentran por debajo de 1.25 la velocidad media de 3m/s, por lo que su presencia será inevitable	Se acepta la hipótesis nula
Hipótesis específica nula	Los espectros de viento contienen las frecuencias para analizar el fenómeno desprendimiento de torbellinos bajo condiciones de resonancia en puentes colgantes peatonales	¿Las frecuencias naturales de los puentes están en el pico dentro del pico del espectro de viento y se debe analizar el fenómeno desprendimiento de torbellinos bajo condiciones de resonancia?	Las frecuencias naturales (0.390, 0.506 y 0.508Hz) están dentro del pico del espectro de viento, con frecuencias adimensionales de 0.650, 0.843 y 0.847; y potencia espectral de 0.2169, 0.1929 y 0.1925, respectivamente. Ello indica que se debe analizar el fenómeno desprendimiento de torbellinos bajo condiciones de resonancia	Se acepta la hipótesis nula
Hipótesis específica nula	Las respuestas de los puentes colgantes peatonales ante el fenómeno desprendimiento de torbellinos bajo condiciones de resonancia son inaceptables	¿Las respuestas ante el fenómeno desprendimiento de torbellinos bajo condiciones de resonancia superan los límites permitidos?	Las respuestas en términos de aceleración (1.22%, 3.05% y 8.93%g) y amplitud de movimiento (0.0069, 0.0132 y 0.0760m) superaron los límites solamente en los dos últimos puentes	Se acepta o rechaza la hipótesis nula
Hipótesis específica nula	Las reconfiguraciones de la estructura de los puentes colgantes peatonales a través de la variación de rigidez y masa pueden mitigar las amplitudes de movimiento y aceleración producidas por el fenómeno desprendimiento de torbellinos bajo condiciones de resonancia	¿Los elementos añadidos a los tableros de los puentes colgantes peatonales pueden mitigar las amplitudes de movimiento y aceleración producidas por el fenómeno desprendimiento de torbellinos bajo condiciones de resonancia?	Los elementos añadidos a los tableros lograron mitigar las aceleraciones (2.72% y 2.87%g) y las amplitudes de movimiento (0.0490 y 0.0149m), logrando puentes más estables durante este fenómeno	Se acepta la hipótesis nula

Fuente: (Elaboración propia)

CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El fenómeno desprendimiento de torbellinos se presentará inevitablemente en los puentes de estudio, ya que se observó que las velocidades críticas que darán paso a esta inestabilidad aeroelástica son relativamente bajas, puesto que dichas velocidades siempre estarán en el rango de influencia de la velocidad media, dicha velocidad para esta zona en general fue de 3m/s y el rango en el que se puede presentar es de hasta 25% más de la velocidad media, es decir aquellas velocidades críticas, las cuales provocarán el desprendimiento de torbellinos, que estén por debajo de 3.75m/s deben ser consideradas, por ello se recomienda realizar el análisis por desprendimiento de torbellinos a cada puente ya que cada uno presenta diferentes características geométricas dispuestas más que todo por la topografía de la zona. Sin embargo, el nivel de afectación a la estructura está relacionado directamente con la relación flecha sobre longitud f/L , por lo que dicha relación debe ser proyectada en futuros puentes, además se observó también que las tensiones se reducen a medida que la flecha se incrementa.

Se ha demostrado que los espectros de viento abarcarán las frecuencias naturales de cada puente colgante peatonal, esto por ser muy flexibles, las frecuencias adimensionales que resulten de las frecuencias naturales siempre estarán en rango del pico del espectro, por lo que la evaluación dinámica será necesaria. Para el puente Campanayoc se tiene una frecuencia natural de 0.390Hz, una frecuencia adimensional de 0.650 y un valor de potencia espectral de 0.2169, para el puente Matoriato, una frecuencia natural de 0.506Hz correspondió una frecuencia adimensional de 0.843 y potencia espectral de 0.1929, finalmente para el puente Carmen Alto cuya frecuencia natural es de 0.508Hz se obtuvo una frecuencia adimensional de 0.847 y potencia espectral de 0.1925.

Las respuestas de los puentes en términos de aceleración y amplitud de movimiento, en condiciones de resonancia, fueron calculadas mediante un análisis tiempo-historia en el SAP2000

resultando para el puente Campanayoc una aceleración del tablero de 1.22%g y una amplitud de movimiento de 0.0069m, para el puente Matoriato, una aceleración del tablero de 8.93%g y una amplitud de movimiento de 0.0760m, finalmente, para el puente Carmen Alto, una aceleración del tablero de 3.05%g y una amplitud de movimiento de 0.0132m. Según esto, solamente el puente Campanayoc no necesitará de ninguna reconfiguración.

Para el puente Matoriato, el modelo PCO-M5R, es el que mejor se comporta frente al desprendimiento de torbellinos en condiciones de resonancia ya que logra una aceleración del tablero de 2.72%g y una amplitud de movimiento de 0.0490m, es decir logra una reducción de aceleración de 6.21%g, lo que se traduce en una estructura mucho más estable, aunque si bien es cierto, está sobre el límite en un pequeño porcentaje, es el valor máximo que se puede reducir únicamente al añadir masa netamente en el tablero por adición de elementos tubulares, básicamente se ha incrementado ligeramente la flexibilidad de la estructura, la aceleración del tablero se podría ver aún más disminuida si se lograra incrementar la flecha del cable, pero este trabajo implicaría intervenir en los demás elementos como las péndolas, lo que conllevaría a un trabajo mucho más exigente, por lo que no se ha considerado dentro de los alcances de esta investigación. El puente Carmen Alto en cambio, al estar sobrepasando ligeramente el límite de aceleración del tablero, ha requerido un aumento de masa en una posición más orientada hacia el centro del tablero, es decir se ha disminuido ligeramente la flexibilidad, como se observó en el modelo PCO-CA4R+2T, el cual alcanzó una aceleración de 2.87%g y una amplitud de movimiento de 0.0149m, con lo que se puede afirmar que con esta reconfiguración el puente estará casi dentro de los límites de aceleración de tablero.

La inestabilidad aeroelástica por desprendimiento de torbellinos puede estudiarse en puentes colgantes o atirantados carrozables, se recomienda que para la obtención de las frecuencias

naturales se utilice un martillo de impacto en el centro del tablero y se registre las aceleraciones mediante un acelerómetro de un amplio rango de frecuencia, de este modo mediante los registros obtenidos se puede encontrar la frecuencia natural del tablero, en cuanto a otros parámetros como amortiguamiento estructural también puede obtenerse mediante el decremento logarítmico de dos aceleraciones consecutivas máximas; ahora bien en cuanto a las vibraciones generadas por desprendimiento de torbellinos, puede emplearse vibrómetros que sean instalados en el tablero, de esta manera, conocida la velocidad que ocasionará dicha inestabilidad, se puede registrar las respuestas de la estructura. Con lo que respecta a los parámetros de interacción viento-estructura, se puede realizar un modelo a escala del puente y someterlo a una prueba de túnel de viento y así obtener dichos valores con mayor precisión.

Adicionalmente se puede mencionar que el tablero de este tipo de puentes viene a representar cerca del 40% del costo directo y la adición de estos elementos vendrían a representar un 1.5% a 3.5% del costo del tablero, y un 0.5% a 1.5% del costo directo. Se debe aclarar que el costo mencionado incluye la mano de obra, otros elementos metálicos como abrazaderas, pernos, soldadura, entre otros, y, las herramientas y equipos necesarios para su montaje como tronadora, amoladora y máquina de soldar. Desde el punto de vista social, la adición de estos elementos va a generar puentes más estables y más cómodos para la transitabilidad de los peatones, ya que las vibraciones excesivas de muy baja frecuencia causan algunas molestias como sensaciones de mareo y ligeros dolores de cabeza.

REFERENCIAS

- Andrades, M., & Múñez, C. (2012). *Fundamentos de climatología*. Universidad de La Rioja, España.
- Computers & Structures, Inc. (2017). *CSI Analysis Reference Manual*. Estados Unidos de América.
- De Miguel, A. (2011). *Análisis dinámico de estructuras en el dominio de la frecuencia*. Tesis de grado, Universidad Politécnica de Madrid, España.
- Eurocódigo 1. (1998). *Acciones en estructuras. Acciones del viento*. España: Asociación Española de Normalización y Certificación.
- Figuerola, S. (2017). *Generación de series temporales de velocidad de viento para su utilización en estudios de integración de generación eólica en la red eléctrica*. Tesis de grado, Universidad Politécnica de Madrid, España.
- Giosan, I. (s.f.). *Vortex shedding induced loads on free standing structures*. Canadá: West Coast Engineering Group Ltd.
- González, J. L. (2013). *Análisis de la inestabilidad aeroelástica de puentes atirantados*. Tesis Maestría, Universidad Autónoma de Nuevo León, México.
- Hernández, J., Fernandes, H., & Albizuri, J. (2005). *Estructuras y efectos dinámicos del viento*. DYNA.
- Holmes, J. D. (2001). *Wind loading of structures* (1era ed.). Nueva York, Estados Unidos de América: Spon Press.

- Huamani, V. (2015). *Estudio comparativo de diseños en puente colgante peatonal*. Tesis de grado, Universidad Nacional de Huancavelica, Perú.
- Maqui, J. (2017). *Fenómeno de resonancia de la vibración inducida por desprendimiento de vórtices del viento sobre una estructura cilíndrica por el modelo armónico*. Tesis de grado, Universidad Nacional de Trujillo, Perú.
- Ministerio de Energía y Minas (MINEM). (2008). *Atlas eólico del Perú*. Lima.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC). (2016). *Manual de puentes*. Perú.
- Mohammadi, M. S., & Mukherjee, R. (2013). *Wind loads on bridges*. Tesis Master, Royal Institute of Technology (KTH), Suecia.
- Payán, O., Bojórquez, E., & Reyes, A. (2014). Simulación de la componente longitudinal del viento por representación espectral y el análisis dinámico en edificios de cortante. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*.
- Ubertini, F. (2008). *Wind effects on bridges: Response, stability and control*. Tesis Ph.D, University of Pavia, Italia.
- Valderrama, S. (2017). *Pasos para elaborar proyectos y tesis de investigación científica* (2da ed.). Lima, Perú: San Marcos.
- Xu, Y. L. (2013). *Wind effects on cable-supported bridges* (1era ed.). Singapur: Wiley.
- Zhang, X. (2012). *Wind effect on long span bridge*. Tesis Master, Massachusetts Institute of Technology, Estados Unidos de América.

ANEXOS

Anexo A.1. Detalle de cálculo de la función de DPE-Campanayoc

n	Sw	nSw	msq	nSw/msq	nz/U
0.01	0.58	0.0058	0.29	0.02014	0.009413
0.02	0.58	0.0115	0.29	0.03988	0.018825
0.03	0.57	0.0170	0.29	0.05899	0.028238
0.04	0.56	0.0223	0.29	0.07730	0.037651
0.05	0.55	0.0273	0.29	0.09470	0.047063
0.06	0.53	0.0321	0.29	0.11111	0.056476
0.07	0.52	0.0365	0.29	0.12649	0.065889
0.08	0.51	0.0406	0.29	0.14080	0.075301
0.09	0.49	0.0445	0.29	0.15404	0.084714
0.1	0.48	0.0480	0.29	0.16624	0.094127
0.11	0.47	0.0512	0.29	0.17741	0.103539
0.12	0.45	0.0542	0.29	0.18759	0.112952
0.13	0.44	0.0568	0.29	0.19683	0.122364
0.14	0.42	0.0592	0.29	0.20518	0.131777
0.15	0.41	0.0614	0.29	0.21269	0.141190
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
1.4	0.03	0.0438	0.29	0.15170	1.317771
1.5	0.03	0.0421	0.29	0.14573	1.411898
1.6	0.03	0.0405	0.29	0.14028	1.506024
1.7	0.02	0.0391	0.29	0.13528	1.600151
1.8	0.02	0.0377	0.29	0.13069	1.694277
1.9	0.02	0.0365	0.29	0.12646	1.788404
2.0	0.02	0.0354	0.29	0.12254	1.882530
3.0	0.01	0.0274	0.29	0.09492	2.823795
4.0	0.01	0.0228	0.29	0.07883	3.765060
5.0	0.00	0.0197	0.29	0.06814	4.706325
6.0	0.00	0.0174	0.29	0.06045	5.647590
7.0	0.00	0.0158	0.29	0.05460	6.588855
8.0	0.00	0.0144	0.29	0.04999	7.530120
9.0	0.00	0.0133	0.29	0.04624	8.471386
10.0	0.00	0.0124	0.29	0.04312	9.412651

Anexo A.2. Detalle de cálculo de la función de DPE-Matoriato

n	Sw	nSw	msq	nSw/msq	nz/U
0.01	0.79	0.0079	0.53	0.01495	0.006974
0.02	0.78	0.0157	0.53	0.02972	0.013947
0.03	0.78	0.0233	0.53	0.04420	0.020921
0.04	0.77	0.0307	0.53	0.05830	0.027894
0.05	0.76	0.0379	0.53	0.07198	0.034868
0.06	0.75	0.0449	0.53	0.08517	0.041841
0.07	0.74	0.0516	0.53	0.09783	0.048815
0.08	0.72	0.0580	0.53	0.10995	0.055788
0.09	0.71	0.0640	0.53	0.12150	0.062762
0.1	0.70	0.0698	0.53	0.13246	0.069735
0.11	0.68	0.0753	0.53	0.14285	0.076709
0.12	0.67	0.0805	0.53	0.15264	0.083682
0.13	0.66	0.0853	0.53	0.16186	0.090656
0.14	0.64	0.0899	0.53	0.17051	0.097629
0.15	0.63	0.0941	0.53	0.17861	0.104603
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
1.4	0.07	0.0944	0.53	0.17906	0.976290
1.5	0.06	0.0910	0.53	0.17261	1.046025
1.6	0.05	0.0878	0.53	0.16664	1.115760
1.7	0.05	0.0849	0.53	0.16112	1.185495
1.8	0.05	0.0822	0.53	0.15599	1.255230
1.9	0.04	0.0797	0.53	0.15122	1.324965
2.0	0.04	0.0774	0.53	0.14678	1.394700
3.0	0.02	0.0605	0.53	0.11477	2.092050
4.0	0.01	0.0504	0.53	0.09567	2.789400
5.0	0.01	0.0437	0.53	0.08286	3.486750
6.0	0.01	0.0388	0.53	0.07359	4.184100
7.0	0.01	0.0351	0.53	0.06652	4.881450
8.0	0.00	0.0321	0.53	0.06094	5.578801
9.0	0.00	0.0297	0.53	0.05638	6.276151
10.0	0.00	0.0277	0.53	0.05260	6.973501

Anexo A.3. Detalle de cálculo de la función de DPE-Carmen Alto

n	Sw	nSw	msq	nSw/msq	nz/U
0.01	0.40	0.0040	0.14	0.02888	0.013550
0.02	0.40	0.0079	0.14	0.05672	0.027100
0.03	0.39	0.0116	0.14	0.08295	0.040650
0.04	0.38	0.0150	0.14	0.10724	0.054201
0.05	0.36	0.0181	0.14	0.12940	0.067751
0.06	0.35	0.0209	0.14	0.14936	0.081301
0.07	0.33	0.0234	0.14	0.16713	0.094851
0.08	0.32	0.0256	0.14	0.18279	0.108401
0.09	0.31	0.0275	0.14	0.19645	0.121951
0.1	0.29	0.0291	0.14	0.20825	0.135501
0.11	0.28	0.0305	0.14	0.21835	0.149051
0.12	0.26	0.0317	0.14	0.22692	0.162602
0.13	0.25	0.0327	0.14	0.23411	0.176152
0.14	0.24	0.0336	0.14	0.24006	0.189702
0.15	0.23	0.0343	0.14	0.24493	0.203252
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
1.4	0.01	0.0171	0.14	0.12196	1.897019
1.5	0.01	0.0163	0.14	0.11685	2.032520
1.6	0.01	0.0157	0.14	0.11224	2.168022
1.7	0.01	0.0151	0.14	0.10804	2.303523
1.8	0.01	0.0146	0.14	0.10421	2.439024
1.9	0.01	0.0141	0.14	0.10069	2.574526
2.0	0.01	0.0136	0.14	0.09745	2.710027
3.0	0.00	0.0105	0.14	0.07499	4.065041
4.0	0.00	0.0087	0.14	0.06210	5.420054
5.0	0.00	0.0075	0.14	0.05361	6.775068
6.0	0.00	0.0066	0.14	0.04752	8.130081
7.0	0.00	0.0060	0.14	0.04290	9.485095
8.0	0.00	0.0055	0.14	0.03927	10.840108
9.0	0.00	0.0051	0.14	0.03631	12.195122
10.0	0.00	0.0047	0.14	0.03386	13.550136

Anexo A.4. Detalle de cálculo de la función de DPE-General

n	Sw	nSw	msq	nSw/msq	nz/U
0.01	1.05	0.0105	0.30	0.03540	0.016667
0.02	1.03	0.0206	0.30	0.06901	0.033333
0.03	0.99	0.0298	0.30	0.09993	0.050000
0.04	0.95	0.0380	0.30	0.12771	0.066667
0.05	0.91	0.0453	0.30	0.15217	0.083333
0.06	0.86	0.0516	0.30	0.17333	0.100000
0.07	0.81	0.0570	0.30	0.19135	0.116667
0.08	0.77	0.0615	0.30	0.20648	0.133333
0.09	0.72	0.0652	0.30	0.21900	0.150000
0.1	0.68	0.0683	0.30	0.22921	0.166667
0.11	0.64	0.0707	0.30	0.23741	0.183333
0.12	0.61	0.0726	0.30	0.24386	0.200000
0.13	0.57	0.0741	0.30	0.24881	0.216667
0.14	0.54	0.0752	0.30	0.25248	0.233333
0.15	0.51	0.0760	0.30	0.25508	0.250000
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
1.4	0.02	0.0319	0.30	0.10717	2.333333
1.5	0.02	0.0306	0.30	0.10259	2.500000
1.6	0.02	0.0293	0.30	0.09846	2.666667
1.7	0.02	0.0282	0.30	0.09472	2.833333
1.8	0.02	0.0272	0.30	0.09131	3.000000
1.9	0.01	0.0263	0.30	0.08818	3.166667
2.0	0.01	0.0254	0.30	0.08531	3.333333
3.0	0.01	0.0195	0.30	0.06548	5.000000
4.0	0.00	0.0161	0.30	0.05418	6.666667
5.0	0.00	0.0139	0.30	0.04675	8.333333
6.0	0.00	0.0123	0.30	0.04143	10.000000
7.0	0.00	0.0111	0.30	0.03740	11.666667
8.0	0.00	0.0102	0.30	0.03422	13.333333
9.0	0.00	0.0094	0.30	0.03164	15.000000
10.0	0.00	0.0088	0.30	0.02950	16.666667

Anexo B.1. Detalle de cálculo de la carga W -Campanayoc

Datos para el cálculo:

Ancho de tablero:2.4m

Peso de la plancha de acero:7.85tn/m³

Sobrecarga:0.25tn/m²

Espesor de plancha:0.0029m

Peso de los perfiles tubulares:7.85tn/m³

V4"x4"x3mm:0.0012m²

L1 1/2"x2 1/2"x3mm:0.0005m²

Peso de malla cocada:4.70kg/m²

Baranda:0.0004m²

Peso propio:18.75kg/m

$$W = \frac{18.75}{1000} + 7.85 * 0.0005 * 2.5 + 7.85 * 0.0012 * 1.5 + \frac{1.1 * 4.70}{1000} + 7.85 * 0.0004 * 3 + \frac{7.85 * 2.4 * 0.0029}{2} + \frac{0.25 * 2.4}{2}$$

$$W = 0.38tn/m$$

Anexo B.2. Detalle de cálculo de la carga W -Matoriato

Datos para el cálculo:

Ancho de tablero:2.4m

Peso de la plancha de acero:7.85tn/m³

Sobrecarga:0.25tn/m²

Espesor de plancha:0.0029m

Peso de los perfiles tubulares:7.85tn/m³

V4"x4"x3mm:0.0012m²

L1 1/2"x2 1/2"x3mm:0.0005m²

Peso de malla cocada:4.70kg/m²

Baranda:0.0003m²

Peso propio:4.30kg/m

$$W = \frac{4.30}{1000} + 7.85 * 0.0005 * 2.5 + 7.85 * 0.0012 * 1.5 + \frac{1 * 4.70}{1000} + 7.85 * 0.0003 * 3 + \frac{7.85 * 2.4 * 0.0029}{2} + \frac{0.25 * 2.4}{2}$$

$$W = 0.37tn / m$$

Anexo B.3. Detalle de cálculo de la carga *W* -Carmen Alto

Datos para el cálculo:

Ancho de tablero:2.0m

Peso de la plancha de acero:7.85tn/m³

Sobrecarga:0.25tn/m²

Espesor de plancha:0.0029m

Peso de los perfiles tubulares:7.85tn/m³

V4"x4"x3mm:0.0012m²

L40x60x3mm:0.0006m²

Peso de malla cocada:4.70kg/m²

Baranda:0.0003m²

Peso propio:5.50kg/m

$$W = \frac{5.50}{1000} + 7.85 * 0.0006 * 2.5 + 7.85 * 0.0012 * 1.2 + \frac{1 * 4.70}{1000} + 7.85 * 0.0003 * 3 + \frac{7.85 * 2.0 * 0.0029}{2} + \frac{0.25 * 2.0}{2}$$

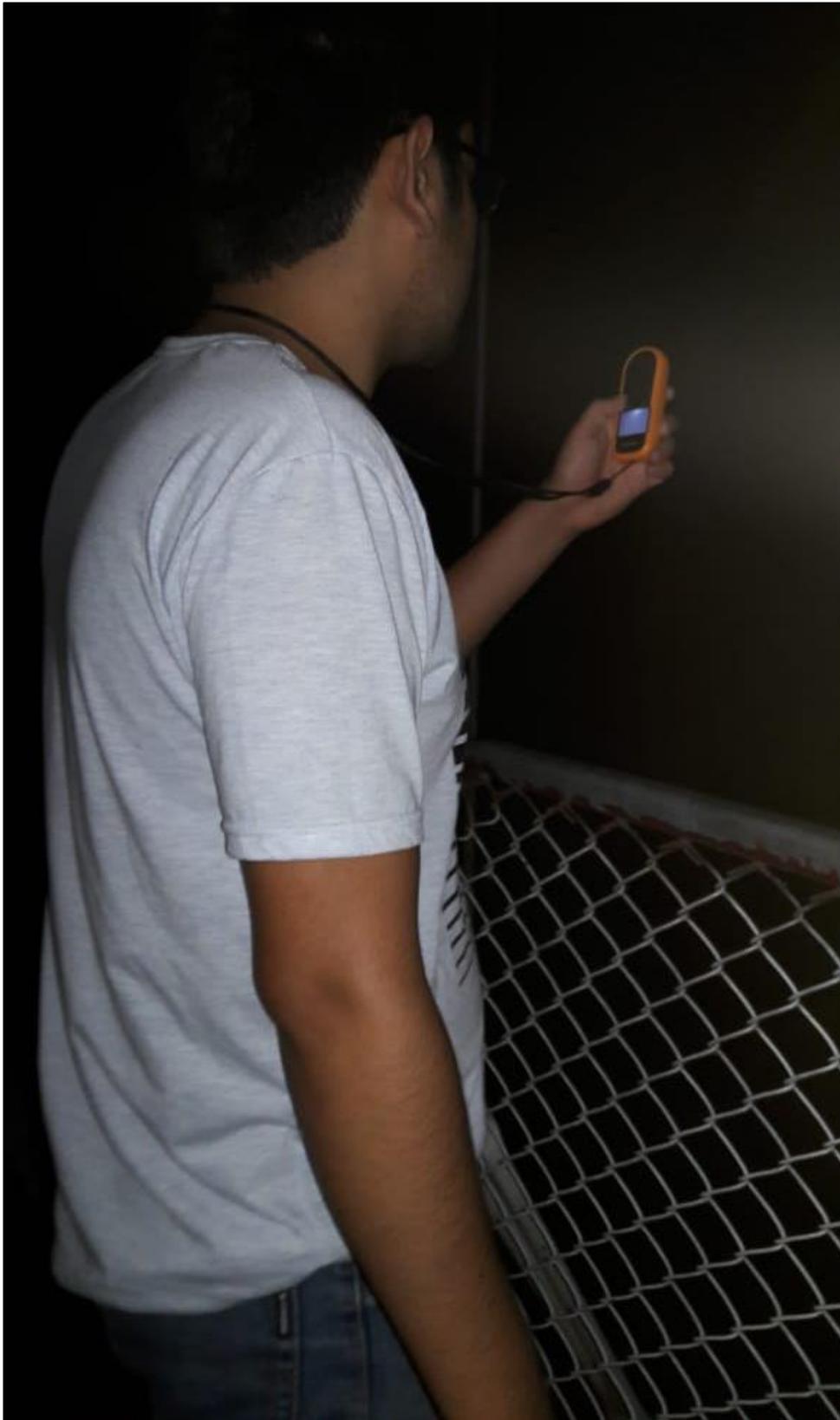
$$W = 0.31 \text{ tn/m}$$

Anexo C. Registro fotográfico

Registro de velocidad de viento con anemómetro digital



Registro de velocidad de viento con anemómetro digital



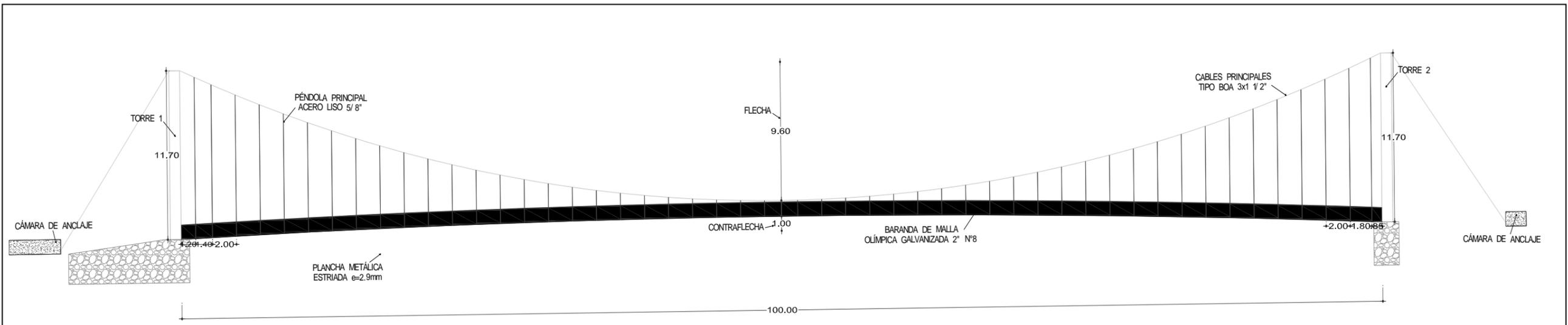
Puente colgante peatonal Campanayoc



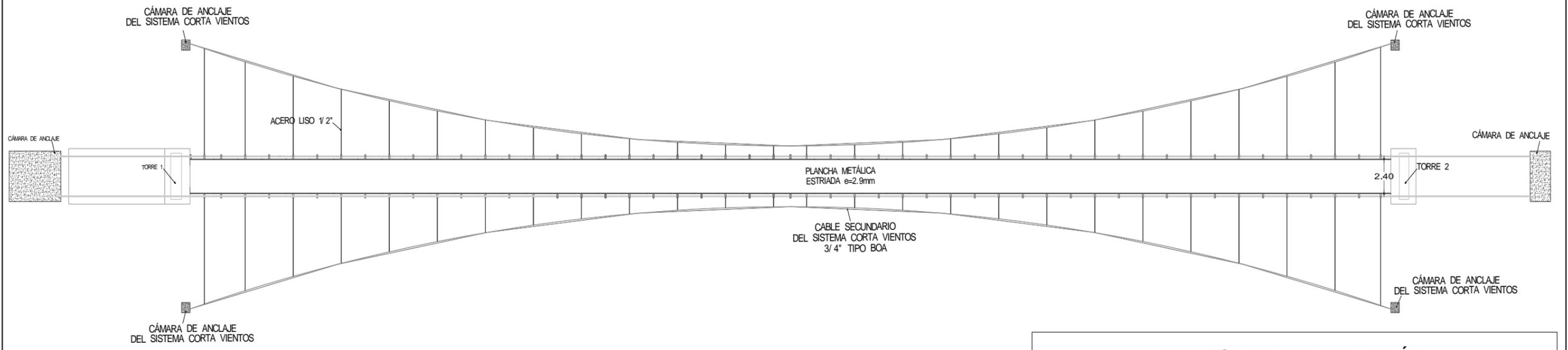
Puente colgante peatonal Carmen Alto



Anexo D. Planos

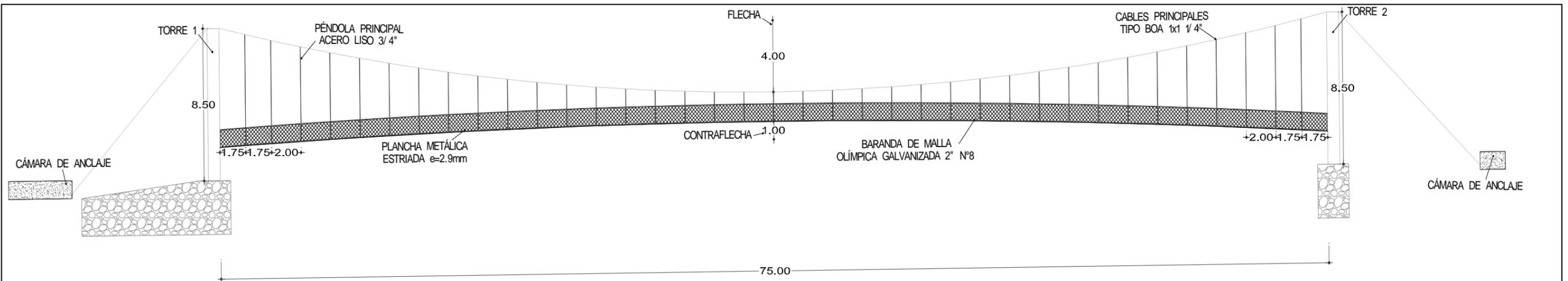


ELEVACIÓN: PUENTE COLGANTE PEATONAL "CAMPANAYOC"
ESC. S/ E

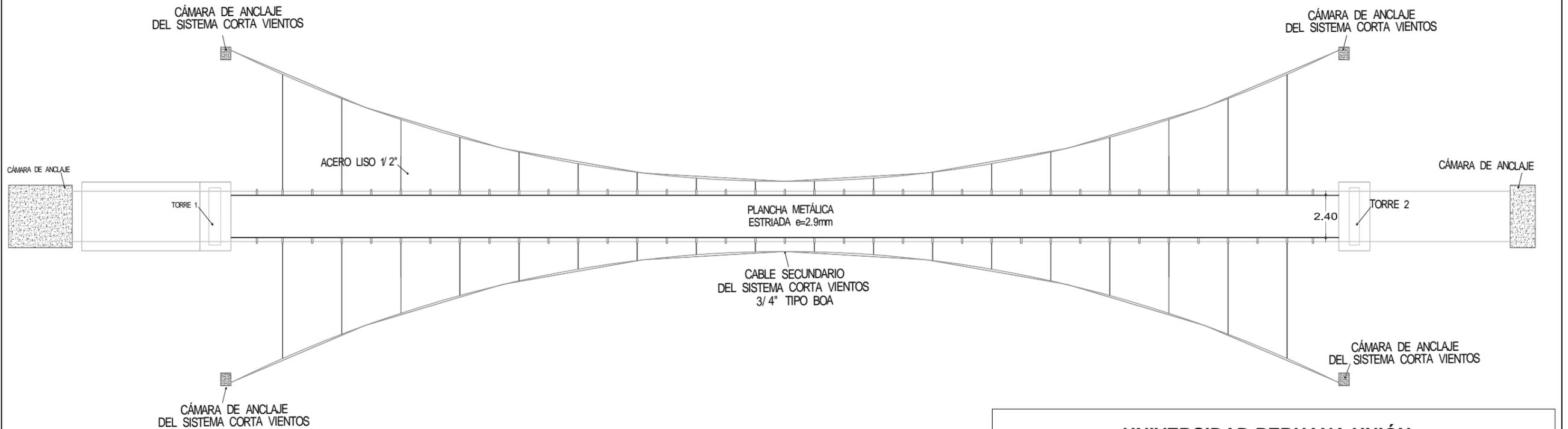


PLANTA: PUENTE COLGANTE PEATONAL "CAMPANAYOC"
ESC. S/ E

UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN	
PROYECTO: "EVALUACIÓN DEL FENÓMENO DESPRENDIMIENTO DE TORBELLINOS BAJO CONDICIONES DE RESONANCIA EN PUENTES COLGANTES PEATONALES"	
PLANO: DETALLES GEOMÉTRICOS-CAMPANAYOC	
UBICACION:	LAMINA: DG - 01
SECTOR : CAMPANAYOC	APROBADO :
DISTRITO : QUELLOUNO	PROYECTISTA:
PROVINCIA : LA CONVENCION	DIBUJO: E.F.S.
DEPARTAMENTO : CUSCO	ESCALA: S/E
	FECHA : OCTUBRE 2019



ELEVACIÓN: PUENTE COLGANTE PEATONAL "MATORIATO"
ESC.S/ E



PLANTA: PUENTE COLGANTE PEATONAL "MATORIATO"
ESC.S/ E

UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN

PROYECTO: "EVALUACIÓN DEL FENÓMENO DESPRENDIMIENTO DE TORBELLINOS BAJO CONDICIONES DE RESONANCIA EN PUENTES COLGANTES PEATONALES"

PLANO: **DETALLES GEOMÉTRICOS-MATORIATO**

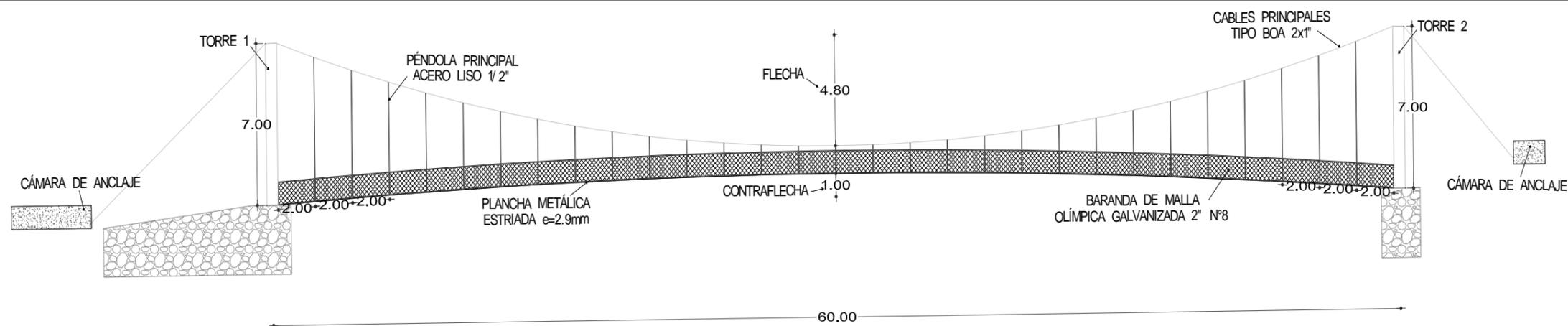
UBICACION:
SECTOR : MATORIATO
DISTRITO : QUELLOUNO
PROVINCIA : LA CONVENCION
DEPARTAMENTO : CUSCO

APROBADO :
PROYECTISTA:
DIBUJO : E.F.S.
ESCALA : S/E

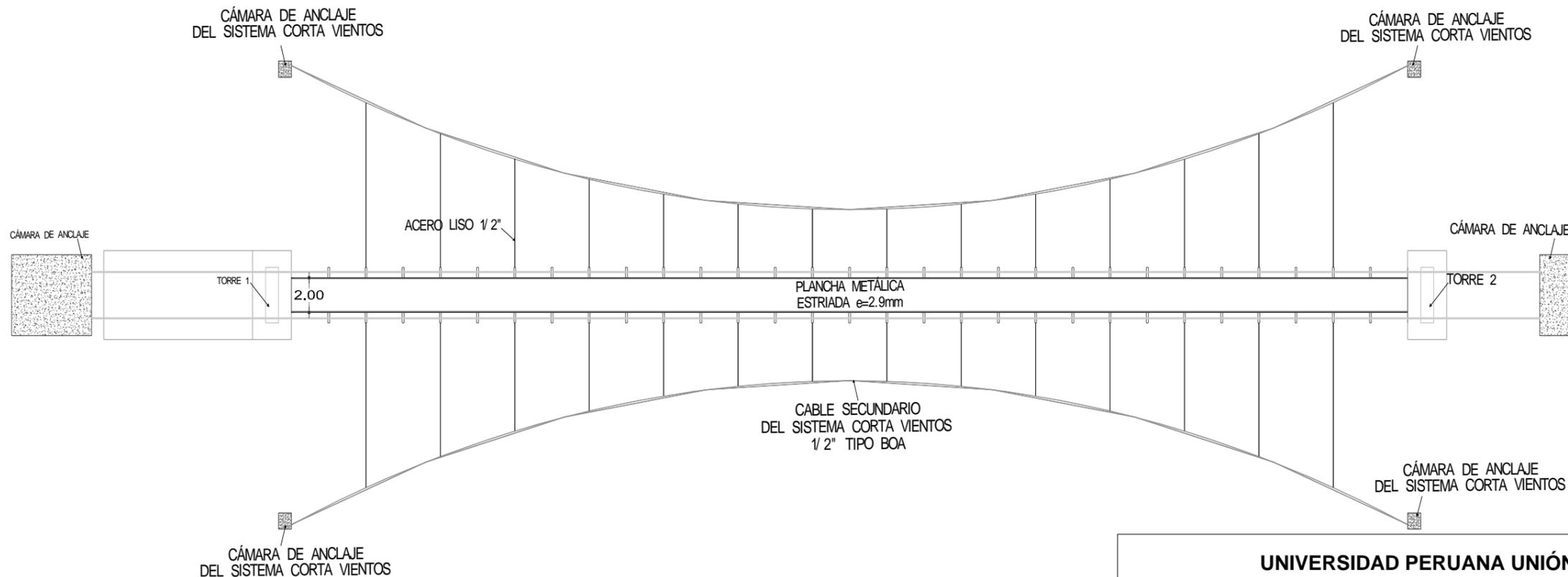
LAMINA :

DG - 02

FECHA : OCTUBRE 2019



ELEVACIÓN: PUENTE COLGANTE PEEATONAL "CARMEN ALTO"
ESC.S/ E



PLANTA: PUENTE COLGANTE PEATONAL "CARMEN ALTO"
ESC.S/ E

UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN	
PROYECTO: "EVALUACIÓN DEL FENÓMENO DESPRENDIMIENTO DE TORBELLINOS BAJO CONDICIONES DE RESONANCIA EN PUENTES COLGANTES PEATONALES"	
PLANO: DETALLES GEOMÉTRICOS-CARMEN ALTO	
UBICACION:	LAMINA: DG - 03
SECTOR : CARMEN ALTO	APROBADO :
DISTRITO : QUELLOUNO	PROYECTISTA:
PROVINCIA : LA CONVENCION	DIBUJO : E.F.S.
DEPARTAMENTO : CUSCO	ESCALA : S/E
	FECHA : OCTUBRE 2019