



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**“EVALUACIÓN DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEDIANTE
MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS Y ANÁLISIS DE VIBRACIONES; CASO
PUENTE CUNYAC-2018”**

Presentado por

Bach. Ing. Luis Angel Valer Chalco

Para optar al Título Profesional de
Ingeniero Civil

Asesor:

Dr. Ing. Elvis Yuri Mamani Vargas

CUSCO – PERÚ

2019

**DEDICATORIA**

A mis padres Yarla y Luis guido, a quienes agradezco su paciencia, dedicación, esfuerzo e innumerables conversaciones de orientación para ser mejor cada vez y forjar todo lo que puedo dar ahora, a mi hermana Jessy por su respaldo a lo largo de todos estos años, gracias Thalia amor por tu apoyo, palabras y aliento permanente; me permito retribuirles en agradecimiento, la presentación y culminación de esta investigación; mi mejor esfuerzo es para Uds.

A mis abuelos Luz Marina† y Angel Aurelio†, quienes fueron certidumbre y margen para ser una persona que use siempre el criterio y la razón, espero atravesar la senda de la vida siendo un nieto digno de sus enseñanzas, reflexiones, todo el cariño y cuidados que me dieron, los amo eternamente.

A toda mi familia y amigos que me alentaron permanentemente a concluir esta investigación, gracias por sus palabras y consejos, esta tesis también va para ustedes.

Tío Carlos†... promesa cumplida!, gracias, por tanto... seguiré siempre, tu ejemplo de buen ingeniero.



AGRADECIMIENTOS

A mi Asesor:

Al Dr. Ing. Elvis Yuri Mamani Vargas, por la orientación, conocimientos, estímulo, paciencia, apoyo e inspiración para seguir esta rama maravillosa de la ingeniería estructural de puentes y continuar, desempeñándome con la determinación y dedicación al estudio que vi reflejados en usted.

A mis dictamiantes:

Dr. Ing. Eliot Pezo Zegarra, por sus aportes en pro de la mejoría del enfoque y tratamiento de la parte dinámica y mejora de la presentación de esta investigación y el Ing. William Ronald Delgado Salazar, por sus contribuciones en el desarrollo de esta tesis.

A mi Alma Máter.

Universidad Andina del Cusco – Facultad de Ingeniería y Arquitectura, mi querida Escuela Profesional de Ingeniería Civil; que me formaron profesionalmente.

A las instituciones y profesionales:

Agradecimiento especial al Ministerio de Transportes y comunicaciones Sede Central Lima, especialmente al director de la oficina de Puentes y el Ing. José Basilio Valqui, a la empresa desarrolladora del Software MIDASoft, a través del Ing. Santiago López con sede en New York EE. UU, que me permitieron el uso de la licencia del programa Midas Civil; al Ing. Edgar Andrade Orellana a quién agradezco tan valiosos aportes y asesoría para el procesamiento y análisis de vibraciones del puente Cunyac; a la empresa concesionaria de la ruta Survial perteneciente a la empresa Graña y montero y su gerente el Ing. Pedro Meoño y el Magister Rolando Lozano por permitirme utilizar equipos y laboratorio de Física.

A todos mis Docentes:

que me fueron formando en todos los cursos de esta maravillosa carrera de la Ingeniería Civil, especialmente a los ingenieros Mitsy Gudiel, Karim Sovero, Manuel Begazo, Henry Enciso†, Víctor Chacón, Milton Merino, Edson Salas y Marco Zapana.

A mi Familia.

Quienes me apoyaron permanentemente a lo largo de todos estos años, su inagotable esfuerzo en las distintas etapas de mi vida y desempeño como estudiante, todo su brío, dejó un estigma que trataré de retribuir a lo largo de los años venideros en mi desenvolvimiento como futuro profesional.



RESUMEN

En esta tesis se estudió el estado situacional de la integridad de un sistema estructural construido, como lo es el puente colgante vehicular Cunyac, el cual, posee desde su concepción a la actualidad, una antigüedad próxima a los 50 años; se desconocía el estado situacional de funcionamiento de sus diferentes componentes principales, por lo que se llevó a cabo una evaluación a gran escala, bajo la metodología de la prueba de vibración ambiental, la cual demostró gran precisión en puentes de importancia y gran vano alrededor del mundo, se identificó que no existían antecedentes que probaran su aplicabilidad en puentes colgantes de tramo corto. Para desarrollo de esta tesis, se llevó a cabo el análisis modal, luego, la medición de vibraciones ambientales con acelerómetros triaxiales de baja frecuencia, de los cuales se obtuvieron las aceleraciones, bajo dos condiciones, la primera debido al paso de vehículos y la segunda sin el paso de vehículos ni peatones, las aceleraciones fueron procesadas mediante la Transformada de Fourier TFT, para obtener las frecuencias de vibración del puente, posteriormente se llevó a cabo un estudio de sensibilidad, en el cual se fueron reajustando parámetros de masa, rigidez y condiciones de condiciones de frontera que rigen el comportamiento mecánico y dinámico del puente hasta lograr similitud de las frecuencias de vibración; luego de este procedimiento, se logró obtener un modelo numérico calibrado de elementos finitos del puente Cunyac, cuyo comportamiento modal, frecuencias y periodos asociados se aproximan a los medidos directamente sobre la estructura, cuyos márgenes de diferencia son inferiores al 0.85 %, sobre el modelo numérico representativo de la estructura del puente, se realizó el análisis estructural, del cual se obtuvieron ratios derivados de los factores de resistencia mediante reglamento AASHTO LRFD Bridge Design 2017 y Manual de Puentes 2018, se evaluó los perfiles estructurales bajo el enfoque de Factores de Carga y Resistencia y Esfuerzos Admisibles ASD para evaluar los cables, obteniéndose que existen elementos cuyos ratios superan los parámetros establecidos o que cumplen muy cerca de los valores límite de seguridad recomendados.

Palabras Clave: *Puente colgante, método de elementos finitos, vibraciones, factores de resistencia, sensibilidad, análisis estructural, Transformada de Fourier.*



ABSTRACT

In this thesis, the situational state of the integrity of a built structural system was studied, such as the Cunyac vehicular suspension bridge, which, from its conception to the present time, has an age close to 50 years, so the situational state of operation of its different main components, carried out a large-scale evaluation under the methodology of the environmental vibration test, this test showed great precision in bridges of great importance and great span around the world, but there is not much background known in suspension bridges of short section. The measurement of environmental vibrations was carried out with low frequency triaxial accelerometers, of which the accelerations were obtained, under two conditions the first due to the passage of vehicles and the second measurements collected without the passage of vehicles or mobs and conditions of apparent equilibrium, the identification of the points of greatest modal relevance on the board, previously analyzed by means of a numerical model of finite elements, was previously carried out, the accelerations were processed by the Fourier Transform to obtain the vibration frequencies of the bridge Subsequently, a sensitivity study was carried out where parameters of mass, stiffness and conditions of boundary conditions that govern the mechanical and dynamic behavior of the bridge were readjusted; After this procedure, a calibrated numerical model of finite elements of the Cunyac bridge will be obtained at the end, whose modal behavior, frequencies and associated periods approach the media directly on the structure, whose difference margins are less than 3%, once obtained the numerical model representative of the structure of the bridge, we obtained proportions derived from the resistance factors through the current AASHTO LRFD Bridge Design 2017 regulation, for the superstructure and ASD to evaluate the safety factors of the cables, obtaining that the ratios devices exist exceed established parameters or that depend very close to the recommended safety limit values

Keywords: *Suspension bridge, finite element method, vibrations, resistance factors, sensitivity, structural analysis.*



INTRODUCCIÓN

La evaluación estructural de puentes, es un complejo y amplio campo de la ingeniería estructural y de la ingeniería civil, la falta de una normativa que permita seguir un protocolo de caracterización y análisis dinámico estructural, justifica la realización de esta tesis, la cual se centra su atención en ver la aplicabilidad de métodos planteados por (Abdel - Ghaffar, 1978), (Tezcan et al, 2012), (Carrión et al., 1999), (Qiu, 2015), (Shinozuka, et al2009), (Muñoz, 2006), evaluando el puente denominado Cunyac ubicado entre los departamentos de Cusco y Apurímac, el cual presenta una estructura del tipo colgante vehicular de doble carril de 110 metros de luz intermedia, diseñado bajo los criterios de la norma AASHO 1973, cabe mencionar que dicho puente encuentra muy próximo al término del periodo para el cual fue diseñado, por lo que esta tesis intenta describir las propiedades dinámicas y de resistencia del puente.

Este trabajo llevará a cabo un estudio de compatibilidad estructural, debido a que se desconoce si en el proceso de construcción de la estructura hubo cambios en la configuración estructural o geometría de elementos planteados en los planos de detalle y configuración estructural, los cuales puedan inducir a errores en los pasos posteriores de modelamiento numérico y estructural.

Se realizará e estudio de las propiedades dinámicas como son las frecuencias y periodos de vibración, los cuales serán medidos con acelerómetros triaxiales, sobre la estructura que conforma el tablero de rodadura y la estructura reticulada de la viga de rigidez, las distintas aceleraciones del puente serán llevadas a cabo siguiendo un esquema, que será derivado de un análisis modal de la estructura preliminar, el cual permitirá identificar los modos asociados a las primeras frecuencias y periodos asociados. Posteriormente se determinará un mapeo de frecuencias y periodos de la estructura suspendida y, para este fin se llevará a cabo vibraciones debido a excitaciones producidas por vibración ambiental y tránsito de vehículos.

Obtenidas las frecuencias, se llevará a cabo el modelamiento matemático computacional en el programa Midas Civil v.1.1, para obtener las frecuencias y periodos obtenidos numéricamente, los cuales serán comparados con las frecuencias obtenidas medidas directamente sobre la estructura.

Posteriormente se llevará a cabo un estudio de sensibilidad, el cual permita que el modelo matemático analítico, no tenga variaciones respecto de los registros reales, o al menos permita que la diferencia de estos sea la más mínima posible, para lo cual se llevará a cabo un análisis



de sensibilidad de parámetros y geométricos, lo cuales permitan ir evaluando las variaciones en términos de masa, rigidez y condiciones de frontera.

Una vez obtenido el modelo matemático calibrado o cuyas variaciones en el comportamiento de los primeros modos fundamentales y predominantes de la estructura del puente, se procederá a realizar un análisis estructural, bajo los criterios vigentes establecidos en las normas AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN 2017 y el Manual de puentes 2018, para determinar los factores de resistencia debido a combinaciones de carga y envolventes de resistencia, servicio, evento extremo y fatiga, los cuales proporcionarán datos en términos de ratios, que permitan darnos un parámetro de una visión general de la estructura de los puentes e identificación de elementos que no estarían cumpliendo las exigencias de diseño actuales.



Índice General

DEDICATORIA.....	i
AGRADECIMIENTOS	ii
RESUMEN	iii
ABSTRACT	iv
INTRODUCCIÓN	v
Índice de Tablas	xiv
Índice de figuras	xviii
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	29
1.1. Identificación del Problema	29
1.1.1. Descripción del Problema	30
1.1.2. Formulación Interrogativa del Problema.....	31
1.2. Justificación e Importancia de la Investigación	32
1.2.1. Justificación Técnica	33
1.2.2. Justificación Social.....	33
1.2.3. Justificación por Viabilidad	34
1.2.4. Justificación por Relevancia.....	34
1.3. Limitaciones de la Investigación.....	35
1.4. Objetivo de la Investigación.....	36
1.4.1. Objetivo General	36
1.4.2. Objetivos Específicos	36
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	37



2.1.	Antecedentes de la Tesis	37
2.1.1.	Antecedentes a Nivel Nacional	37
2.1.2.	Antecedentes a Nivel Internacional.....	39
2.2.	Aspectos teóricos Pertinentes	45
2.2.1.	Puentes colgantes	45
2.2.2.	Propiedades de materiales, Vibración y Conceptos Básicos de Dinámica	52
2.2.3.	Análisis no Lineal de Estructuras	57
2.2.3.1.	Análisis no Lineal de Sistemas de Cables	58
2.2.4.	Vibración	59
2.2.4.1.	Parámetros de la Vibración	60
2.2.4.2.	Tipos de Vibración	62
2.2.4.3.	Pruebas Dinámicas como fuente de vibración en Puentes	63
2.2.4.4.	Sistemas Dinámicos	65
2.2.5.	Métodos para la Medición de Vibración en Puentes.....	67
2.2.5.1.	Métodos Experimentales para la medición de vibración en puentes	67
2.2.5.2.	Métodos de Análisis Modal y Vibraciones	68
2.2.5.3.	Transformada de Fourier	74
2.2.6.	Método de Elementos Finitos (FEM).....	76
2.2.6.1.	Método de Elementos Finitos aplicados al análisis de puentes colgantes.....	79
2.2.6.2.	Modelamiento de la estructura del puente y elementos finitos del puente Cunyac 81	
2.2.6.3.	Tipos de Elementos Finitos en Puentes Colgantes.....	85



2.2.7. Análisis Dinámico de Puentes Colgantes..... 90

2.2.7.1. Tratamiento de vibración en Puentes Colgantes 90

2.2.8. Estructuras Reticuladas 92

2.2.8.1. Análisis de Esfuerzos 94

2.2.9. Análisis de valor propio 95

2.2.9.1. Vectores Propios 97

2.2.10. Análisis de Sensibilidad 99

2.2.10.1. Proceso de Optimización..... 100

2.2.11. Filosofía de Diseño y Análisis de Puentes 101

2.2.11.1. Filosofía de Diseño y Análisis por Esfuerzos Admisibles (ASD) 101

2.2.11.2. LRFD (Load and Resistance Factor Design) o Diseño por Factores de Carga y Resistencia 102

2.3. Hipótesis..... 103

2.3.1. Hipótesis General 103

2.3.2. Sub Hipótesis..... 103

2.4. Definición de Variables..... 104

2.4.1. Variables Independientes 104

2.4.2. Variables Dependientes 105

2.4.3. Cuadro de Operacionalización de variables 106

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA 108

3.1. Metodología de la Investigación 108

3.1.1. Enfoque de la Investigación 108



3.1.2.	Nivel o Alcance de la Investigación.....	108
3.1.3.	Método de Investigación	109
3.2.	Diseño de Ingeniería.....	110
3.3.	Población y Muestra.....	111
3.3.1.	Población.....	111
3.3.1.1.	Descripción de la Población.....	111
3.3.1.2.	Cuantificación de la Población.....	113
3.3.2.	Muestra.....	113
3.3.2.1.	Descripción de la Muestra.....	113
3.3.2.2.	Cuantificación de la Muestra.....	113
3.3.2.3.	Método de Muestreo.....	113
3.3.2.4.	Criterios de Evaluación de Muestra	114
3.3.3.	Criterios de Inclusión	115
3.4.	Instrumentos	117
3.4.1.	Instrumentos Metodológicos	117
3.4.1.1.	Formato de levantamiento topográfico y recolección de componentes estructurales del puente Cunyac	117
3.4.1.2.	Formato para Recolección Datos Dinámicos en Campo.....	118
3.4.1.3.	Formato de recolección Post-Procesamiento.....	118
3.4.2.	Instrumentos de Ingeniería	120
3.4.2.1.	Manuales, Normas y Herramientas	120
3.4.2.2.	Software de Ingeniería	120



3.4.2.3.	Equipos de Análisis, Recolección y Procesamiento.....	120
3.5.	Procedimientos de Recolección de Datos	120
3.5.1.	Georreferenciación del Puente Cunyac	121
3.5.2.	Configuración geométrica del Puente Cunyac	123
3.5.3.	Propiedades Mecánicas de los Materiales del Puente Cunyac	126
3.5.4.	Metrado de Cargas	129
3.5.5.	Parámetros dinámicos de vibración del puente Cunyac	135
3.6.	Procedimientos de Análisis de Datos	141
3.6.1.	Compatibilidad Estructural	141
3.6.2.	Modelamiento numérico de Elementos Finitos del Puente Colgante Cunyac .	146
3.6.3.	Análisis de sensibilidad de modelo de Elementos Finitos del Puente Cunyac.	159
3.6.4.	Factores de Resistencia.	161
CAPÍTULO IV: RESULTADOS		162
4.1.	Resultados de Compatibilidad.....	162
4.1.1.	Resultados Metrado de Cargas	162
4.1.2.	Resultados Parámetros dinámicos del puente Cunyac	163
4.1.3.	Resultados Análisis de Sensibilidad.....	167
4.1.4.	Resultados Modelo de Elementos Finitos Puente Cunyac	172
4.1.5.	Resultados Análisis de Sensibilidad.....	181
4.1.5.1.	Variando propiedades de peso de la estructura	181
CAPÍTULO V: DISCUSIÓN		193



5.1.	Contraste de resultados referentes al marco teórico.....	193
5.2.	Interpretación de los Resultados.	195
5.3.	Comentario de la demostración de la hipótesis.....	197
5.4.	Aporte de la Investigación.....	198
Glosario	198
Conclusiones	206
Recomendaciones.....		208
Referencias	209
Anexos	218
1.	Anexo datos de recolección.....	218
a.	Levantamiento topográfico	218
b.	Vibraciones del puente.....	221
2.	Anexo procesamiento.....	231
a.	Peso del Puente.....	231
b.	Combinaciones de carga AASHTO LRFD	236
c.	Resultados Análisis de Elementos Finitos.	237
c.2.1.	Resultado de Fuerzas Internas del Puente Cunyac.....	237
c.2.1.1.	Fuerzas Internas en elementos tipo barra	237
c.2.2.	Desplazamientos en la estructura del puente.....	270
c.2.3.	Resultados fuerzas internas en elemento “plate” o losa del puente.	273
c.2.4.	Resultados fuerzas en Cables	289



c.2.5.	Resultados de Verificación de Perfiles Estructurales.....	293
3.	Anexos planos de detalles estructurales del puente Colgante	311
4.	Matriz de Consistencia	312
Apéndices	314

**Índice de Tablas**

<i>Tabla 1 Puentes colgantes más importantes en el Perú.....</i>	<i>46</i>
<i>Tabla 2 Clasificación según el tipo de vibración.....</i>	<i>63</i>
<i>Tabla 3 Tipos de señales</i>	<i>74</i>
<i>Tabla 4 Cuadro de Operacionalización de Variables</i>	<i>106</i>
<i>Tabla 5 Metodología de la investigación.....</i>	<i>109</i>
<i>Tabla 6 Presentación de las características de la población</i>	<i>111</i>
<i>Tabla 7 Elementos para la evaluación de la muestra.....</i>	<i>115</i>
<i>Tabla 8 Especificaciones técnicas de acelerómetros triaxiales usados para las pruebas.....</i>	<i>116</i>
<i>Tabla 9 Formato de recolección de datos: levantamiento topográfico.....</i>	<i>117</i>
<i>Tabla 10 Formato de levantamiento estructural L.E.1 para informe de compatibilidad.....</i>	<i>117</i>
<i>Tabla 11 Formato de levantamiento estructural L.E.2 para informe de compatibilidad.....</i>	<i>118</i>
<i>Tabla 12 Tabla de recolección de Datos de acelerómetro.</i>	<i>118</i>
<i>Tabla 13 Formato de metrado de cargas.....</i>	<i>118</i>
<i>Tabla 14 Formato 02 de metrado de cargas.....</i>	<i>119</i>
<i>Tabla 15 Formato de metrado de elementos tipo cable.....</i>	<i>119</i>
<i>Tabla 16 Formato de propiedades mecánicas del concreto</i>	<i>119</i>
<i>Tabla 17 Formato de propiedades mecánicas del acero</i>	<i>120</i>
<i>Tabla 18 Equipos necesarios para realización de levantamiento topográfico.....</i>	<i>121</i>
<i>Tabla 19 Coordenadas UTM de ubicación del puente Cunyac</i>	<i>122</i>
<i>Tabla 20 Equipos y materiales necesarios para realización de levantamiento estructural. .</i>	<i>123</i>
<i>Tabla 21 Propiedades Mecánicas de material del acero para montantes.....</i>	<i>128</i>
<i>Tabla 22 Propiedades Mecánicas de material del acero de las bridas superior e inferior ..</i>	<i>128</i>
<i>Tabla 23 Propiedades Mecánicas de material del acero ST37T</i>	<i>128</i>
<i>Tabla 24 Propiedades Mecánicas de la losa del puente Cunyac.....</i>	<i>129</i>
<i>Tabla 25 Propiedades Mecánicas de los Cables principales del puente Cunyac.....</i>	<i>129</i>
<i>Tabla 26 Propiedades Mecánicas Cables de las péndolas del puente Cunyac.</i>	<i>129</i>
<i>Tabla 27 Instrumentos para el metrado de cargas del puente Cunyac</i>	<i>130</i>
<i>Tabla 28 Metrado de cargas sotavento.....</i>	<i>133</i>
<i>Tabla 29 Metrado de cargas barlovento.....</i>	<i>133</i>
<i>Tabla 30 Equipos para registro de vibración del puente Cunyac.</i>	<i>136</i>
<i>Tabla 31 Equipos para registro de vibración del puente Cunyac.</i>	<i>142</i>
<i>Tabla 32 Datos de Recolección de las vibraciones del puente Cunyac.....</i>	<i>143</i>



<i>Tabla 33 Cuadro que de la evaluación de la compatibilidad estructural del puente Cunyac</i>	162
<i>Tabla 34 Resultado de Carga de Viento</i>	162
<i>Tabla 35 Frecuencias y periodos propios de la estructura suspendida del puente Cunyac..</i>	172
<i>Tabla 36 Desplazamiento máximos y mínimo para cada caso de carga</i>	174
<i>Tabla 37 Fuerzas internas máximas y mínimas producidas peso propio del puente Cunyac.</i>	174
<i>Tabla 38 Fuerzas internas máximas y mínimas debido a carga de asfalto o superficie de desgaste.</i>	175
<i>Tabla 39 Fuerzas internas máximas y mínimas producidas por carga de viento</i>	175
<i>Tabla 40 Fuerzas internas máximas y mínimas debido a carga sísmica en dirección XX...</i>	175
<i>Tabla 41 Fuerzas internas máximas y mínimas debido a carga sísmica en dirección YY</i>	176
<i>Tabla 42 Fuerzas internas máximas y mínimas debido a sobrecarga producida por vehículo HL-93</i>	176
<i>Tabla 43 Fuerzas de tensión máximas y mínimas en los cables, debido a peso propio.</i>	177
<i>Tabla 44 Fuerzas de tensión máximas y mínimas en los cables, debido a carga de asfalto.</i>	177
<i>Tabla 45 Fuerzas de tensión máximas y mínimas en los cables, debido a carga de viento. .</i>	177
<i>Tabla 46 Fuerzas de tensión máximas y mínimas en los cables, debido a carga sísmica en XX</i>	177
<i>Tabla 47 Fuerzas de tensión máximas y mínimas en los cables, debido a carga sísmica en YY</i>	178
<i>Tabla 48 Fuerzas de tensión máximas y mínimas en los cables, debido a carga de vehículo HL-93</i>	178
<i>Tabla 49 Fuerzas internas máximas y mínimas en losa del puente, debido a peso propio. ..</i>	178
<i>Tabla 50 Fuerzas internas máximas y mínimas en losa del puente, debido a carga de asfalto.</i>	179
<i>Tabla 51 Fuerzas internas máximas y mínimas en losa del puente, debido a fuerza de viento.</i>	179
<i>Tabla 52 Fuerzas internas máximas y mínimas en losa del puente, debido a carga sísmica en dirección XX.</i>	180
<i>Tabla 53 Fuerzas internas máximas y mínimas en losa del puente, debido a carga sísmica en dirección YY.</i>	180
<i>Tabla 54 Análisis de sensibilidad del puente Cunyac variando propiedades de peso</i>	181
<i>Tabla 55 Análisis de sensibilidad del puente Cunyac variando propiedades de Rigidez</i>	181



Tabla 56 Análisis de sensibilidad del puente Cunyac variando condiciones de borde internas del puente 182

Tabla 57 Análisis de sensibilidad del puente Cunyac - Modelo Calibrado..... 182

Tabla 58 Fuerzas máximas y mínimas producidas por envolvente de resistencia en la torre del puente 183

Tabla 59 Fuerzas máximas y mínimas producidas por envolvente evento extremo en la torre del puente 183

Tabla 60 Fuerzas máximas y mínimas producidas por envolvente de servicio en la torre del puente 183

Tabla 61 Fuerzas máximas y mínimas producidas por envolvente de fatiga en la torre del puente 184

Tabla 62 Fuerzas máximas y mínimas producidas por envolvente de resistencia en la viga de rigidez..... 184

Tabla 63 Fuerzas máximas y mínimas producidas por envolvente de evento extremo en la viga de rigidez..... 184

Tabla 64 Fuerzas máximas y mínimas producidas por envolvente de servicio en la viga de rigidez..... 184

Tabla 65 Fuerzas máximas y mínimas producidas por envolvente de fatiga en la viga de rigidez 185

Tabla 66 Fuerzas de tensión resultante de envolvente de Resistencia en los cables..... 185

Tabla 67 Fuerzas de tensión resultante de envolvente evento extremo en los cables 186

Tabla 68 Fuerzas de tensión resultante de envolvente de servicio en los cables. 186

Tabla 69 Fuerzas de tensión resultante de envolvente de fatiga en los cables..... 186

Tabla 70 Fuerzas resultantes de Envolvente de Resistencia en la losa del puente. 186

Tabla 71 Fuerzas resultantes de Envolvente de Evento extremo en la losa del puente..... 186

Tabla 72 Fuerzas resultantes de Envolvente de servicio en la losa del puente. 187

Tabla 73 Fuerzas resultantes de Envolvente de fatiga en la losa del puente. 187

Tabla 74 Factores de reducción de resistencia de diseño de acero según AASHTO LRFD 2017 189

Tabla 75 parámetros de clasificación de carga en puentes de acero según AASHTO LRDF 2017 189

Tabla 76 Cálculo de factor de seguridad de cable principal del puente colgante Cunyac por método ASD..... 192



<i>Tabla 77 Cálculo de factor de seguridad de cable Péndolas del puente colgante Cunyac por método ASD.....</i>	<i>192</i>
<i>Tabla 78 Verificación de Elementos estructurales del Puente Cunyac.</i>	<i>196</i>
<i>Tabla 79 Descripción de las fuentes de excitación del puente Cunyac del punto P2.....</i>	<i>222</i>
<i>Tabla 80 Descripción de las fuentes de excitación del puente Cunyac del punto P3.....</i>	<i>223</i>
<i>Tabla 81 Descripción de las fuentes de excitación del puente Cunyac del punto P2.....</i>	<i>225</i>
<i>Tabla 82 Descripción de las fuentes de excitación del puente Cunyac del punto P6.....</i>	<i>227</i>
<i>Tabla 83 Descripción de las fuentes de excitación del puente Cunyac del punto P7.....</i>	<i>228</i>
<i>Tabla 84 Descripción de las fuentes de excitación del puente Cunyac del punto DIAG. CUZ</i>	<i>229</i>
<i>Tabla 85 Descripción de las fuentes de excitación del puente Cunyac del punto MED. B. ..</i>	<i>230</i>
<i>Tabla 86 Metrado de carga muerta de cables principales</i>	<i>231</i>
<i>Tabla 87 Metrado de carga muerta de las péndolas</i>	<i>231</i>
<i>Tabla 88 Metrado de carga muerta torre principal del puente Cunyac</i>	<i>232</i>
<i>Tabla 89 Metrado de carga muerta de cables principales</i>	<i>233</i>
<i>Tabla 90 Metrado de carga muerta de cables pilones y sillas de cambio de dirección</i>	<i>234</i>
<i>Tabla 91 Metrado de vigas transversales</i>	<i>235</i>
<i>Tabla 92 Hoja de metrados de losa del puente y superficie de desgaste del puente Cunyac</i>	<i>235</i>
<i>Tabla 93 Hoja de metrados de grapas y pinzas de péndolas del puente Cunyac</i>	<i>236</i>

Índice de figuras

<i>Figura 1. Vista general del puente más largo del Perú Guillermo Billinghurst de 720 metros de longitud total.</i>	<i>47</i>
<i>Figura 2. Puente Inca Q´eswachaca, ubicado en Canas, Cusco -Perú. por Inga Báez, 1981.</i>	<i>47</i>
<i>Figura 3. Clasificación de Puentes Colgantes por el Número de tramo</i>	<i>48</i>
<i>Figura 4. Clasificación de Puentes por el Tipo de Viga de Rigidez</i>	<i>48</i>
<i>Figura 5. Puentes colgantes según el tipo de péndola.....</i>	<i>¡Error! Marcador no definido.</i>
<i>Figura 6. Tipos Estructurales de Torre Principal.</i>	<i>49</i>
<i>Figura 7. Tipos de Armadura de Torre de Puente Colgante</i>	<i>49</i>
<i>Figura 8. Vista general del cable principal del puente Cunyac</i>	<i>50</i>
<i>Figura 9. Detalle de anclaje de péndola al cable principal</i>	<i>50</i>
<i>Figura 10. Detalle de péndolas del puente Cunyac suspendidos de los torones del cable Principal.....</i>	<i>51</i>
<i>Figura 11. Configuración de la estructura reticulada que conforma la viga de rigidez del puente Cunyac</i>	<i>52</i>
<i>Figura 12. a) Diagrama de esfuerzo-deformación característico de un acero estructural dulce o con bajo contenido de carbono b) Curvas características de esfuerzo-deformación.....</i>	<i>53</i>
<i>Figura 13. Desplazamientos registrados durante carga y descarga aplicando la ley de Hooke.</i>	<i>53</i>
<i>Figura 14. (a) Cable estructural suspendido, (b) Diagrama carga- desplazamiento.</i>	<i>59</i>
<i>Figura 15. Diagrama de movimiento y elementos de la vibración descrita por una vibración sinusoidal</i>	<i>61</i>
<i>Figura 16. Velocidad de reacción, diferentes “T” periodos.</i>	<i>66</i>
<i>Figura 17. Efecto comparativo del factor de amortiguamiento.....</i>	<i>70</i>
<i>Figura 18. Trazo geométrico para el cálculo del factor de amortiguamiento</i>	<i>71</i>
<i>Figura 19. Gráfico de una señal representada por una función</i>	<i>71</i>
<i>Figura 20. Transformada de Fourier de la función.....</i>	<i>71</i>
<i>Figura 21. Secuencia de tiempo discreto con eje de tiempo correcto</i>	<i>76</i>
<i>Figura 22. Secuencia de frecuencia discreta con eje de frecuencia correcto</i>	<i>76</i>
<i>Figura 23. Ejemplos de Elementos Finitos, aplicados al análisis de puentes tipo armadura o suspendidos</i>	<i>78</i>
<i>Figura 24. Detalle de mallado FEM de elementos estructurales de un puente.....</i>	<i>78</i>
<i>Figura 25. Estructura de un puente colgante</i>	<i>80</i>



<i>Figura 26. Elemento tipo Barra.....</i>	<i>82</i>
<i>Figura 27. Elemento viga.....</i>	<i>83</i>
<i>Figura 28. Elemento placa.....</i>	<i>83</i>
<i>Figura 29. Viga de pared delgada.</i>	<i>83</i>
<i>Figura 30. Modelado de vigas, tablero y arriostres, modelados como una pared delgada... 83</i>	<i>83</i>
<i>Figura 31. Modelado de vigas, cubierta y arriostrados modelados como barras o elementos placa.....</i>	<i>84</i>
<i>Figura 32. Vigas, cubierta y arriostramientos modelados como un sistema de barras y placas</i>	<i>84</i>
<i>Figura 33 Elemento barra.....</i>	<i>85</i>
<i>Figura 34. Sistema de coordenadas locales y globales</i>	<i>86</i>
<i>Figura 35. Tipos de movimiento vibracional en puentes colgantes.....</i>	<i>91</i>
<i>Figura 36. Las propiedades y sistemas de coordenadas típicas asumidas en puentes colgantes</i>	<i>92</i>
<i>Figura 37. Análisis de fuerzas internas en miembros de armaduras.....</i>	<i>93</i>
<i>Figura 38. Detalles de conexión en una armadura</i>	<i>93</i>
<i>Figura 39. Esquema del proceso del análisis de sensibilidad</i>	<i>99</i>
<i>Figura 40. Esquema que muestra el proceso de optimización</i>	<i>100</i>
<i>Figura 41. Diagrama de flujo del procedimiento de elaboración</i>	<i>110</i>
<i>Figura 42. Vista general del puente Cunyac, emplazado sobre el rio Apurímac que une los departamentos de Cusco y Apurímac.....</i>	<i>112</i>
<i>Figura 43. Mapa de ubicación del puente Cunyac, sobre la vía nacional 3S.....</i>	<i>122</i>
<i>Figura 44. vista de puntos de recolección de datos, de terreno y puntos principales.</i>	<i>122</i>
<i>Figura 45. Toma de medidas del perfil estructural que conforma la brida inferior de la viga de rigidez.....</i>	<i>124</i>
<i>Figura 46. Vista del proceso de medición de las alas del perfil estructural armado de la torre principal.</i>	<i>124</i>
<i>Figura 47. Medición del perfil estructural que conforma el arriostre diagonal de la viga de rigidez.....</i>	<i>125</i>
<i>Figura 48. Toma de medidas del diámetro del cable principal.....</i>	<i>125</i>
<i>Figura 49. medida del diámetro de los cables de péndola típica del puente Cunyac.</i>	<i>126</i>
<i>Figura 50. Mapa eólico de las regiones de Cusco y Apurímac</i>	<i>131</i>
<i>Figura 51. Características del Camión de Diseño de la Norma AASHTO 2017.....</i>	<i>134</i>

<i>Figura 52. Equipos necesarios para medir las vibraciones, recolectores GLX Pasco y Acelerómetros triaxiales antes de su instalación.....</i>	<i>137</i>
<i>Figura 53. Procedimiento de replanteo de puntos, donde se llevó a cabo las mediciones de las vibraciones del puente Cunyac</i>	<i>137</i>
<i>Figura 54. Registro de aceleraciones en viga de rigidez.....</i>	<i>138</i>
<i>Figura 55. Instalación de equipo de recolección de aceleraciones en brida superior del puente</i>	<i>138</i>
<i>Figura 56. Registro de aceleraciones producidas paso de vehículos.....</i>	<i>139</i>
<i>Figura 57. Ejes globales de recolección considerados para todas las mediciones con acelerómetro triaxial,.....</i>	<i>139</i>
<i>Figura 58. Detalle del registro de vibraciones del punto Diag. ABC, medición llevada a cabo sobre la viga de rigidez,</i>	<i>140</i>
<i>Figura 59. Registro de vibraciones del punto MED A, medición llevada a cabo sobre losa del puente</i>	<i>140</i>
<i>Figura 60. Registro de aceleraciones del punto C debido a vibración producida por el paso de vehículos.....</i>	<i>141</i>
<i>Figura 61. Espectro de respuesta del eje Z obtenido mediante la Transformada Rápida de Fourier del punto C.....</i>	<i>145</i>
<i>Figura 62. Vista general de la definición de los elementos tipo cable que conforman la estructura de suspensión del puente colgante Cunyac.....</i>	<i>147</i>
<i>Figura 63. Detalle de la configuración estructural de la torre del puente Cunyac.</i>	<i>148</i>
<i>Figura 64. Detalle de la configuración estructural de la viga de rigidez puente Cunyac definida en el software MIDAS Civil.....</i>	<i>148</i>
<i>Figura 65. Detalle de la configuración de la losa del puente del puente</i>	<i>149</i>
<i>Figura 66. Vista General del modelo FEM del puente Cunyac.....</i>	<i>149</i>
<i>Figura 67. Definición de los apoyos de los cables, torres y viga de rigidez.</i>	<i>150</i>
<i>Figura 68. Definición de apoyos de los cables sobre las torres del puente con elementos tipo Rigid Link.....</i>	<i>150</i>
<i>Figura 69. Definición de condiciones de borde para arriostres diagonales de la viga de rigidez.</i>	<i>151</i>
<i>Figura 70. Definición de elemento de enlace Rígido especial en el eje del puente colgante</i>	<i>151</i>
<i>Figura 71. Análisis de estructura mediante la opción puente colgante.....</i>	<i>152</i>
<i>Figura 72. Definición de las condiciones de no linealidad del puente el análisis modal.</i>	<i>153</i>
<i>Figura 73. Análisis y obtención de Vectores Propios del puente Cunyac.</i>	<i>153</i>



Figura 74. Procedimiento para la definición de peso Propio del puente Cunyac..... 153

Figura 75. Definición de carga de peso propio 154

Figura 76. Valores para el diseño de espectro de respuesta del puente Cunyac 155

Figura 77..Definición de carril 1 que va de derecha a izquierda del puente Cunyac. 156

Figura 78. Definición de carril 2 que va de izquierda a derecha del puente Cunyac. 156

Figura 79. Características del Camión de Diseño de la Norma AASHTO 2017..... 157

Figura 80. Caso de carga vehicular camión HL-93 Camión 157

Figura 81. Caso de carga vehicular camión HL-93 Tándem 158

Figura 82. Caso de carga vehicular camión HL-93 Fatiga 158

Figura 83. Procedimiento para realizar el análisis de sensibilidad del puente Cunyac..... 160

Figura 84. Espectro de respuesta para el Puente Cunyac para un 7%de excedencia 163

Figura 85. Espectro de respuesta, debido a vibración producida por el paso de vehículos y vibración ambiental, punto: DIAG ABC..... 163

Figura 86. Espectro de respuesta, debido a vibración producida por el paso de vehículos y vibración ambiental, punto: MED A..... 164

Figura 87. Espectro de respuesta, debido a vibración producida por el paso de vehículos, punto: P2..... 164

Figura 88. Espectro de respuesta, debido a vibración producida por el paso de vehículos, punto: P3..... 164

Figura 89. Espectro de respuesta, debido a vibración producida por el paso de vehículos, punto: P5..... 164

Figura 90. Espectro de respuesta producido por vibración ambiental, punto: P6..... 165

Figura 91. Espectro de respuesta, debido a vibración producida por el paso de vehículos, punto: P7..... 165

Figura 92. Espectro de respuesta, debido a vibración producida por el paso de vehículos y vibración ambiental, punto: P8..... 165

Figura 93. Distribución de frecuencias del Puente para puente con tráfico y sin tráfico, recolectado en el punto 2 166

Figura 94. Distribución de frecuencias del Puente para puente con tráfico y sin tráfico, recolectado en el punto DIAG ABC 166

Figura 95. Frecuencias de vibración del puente Cunyac, obtenidas de medición directa.... 167

Figura 96. Dispersión de valores de frecuencia, mediante calibración de parámetros de masa. 167



Figura 97. Dispersión de valores de frecuencia, mediante calibración de parámetros de rigidez.
..... 168

Figura 98. Dispersión de valores de frecuencia, mediante calibración variando las condiciones de borde interna 168

Figura 99. Dispersión de valores de frecuencia de modelo de elementos finitos del puente Cunyac calibrado. 169

Figura 100. Distribución de Ratios de demanda en la viga de rigidez debido a fuerzas axiales.
..... 187

Figura 101. Distribución de ratios de demanda en la viga de rigidez debido a fuerzas cortantes en eje Y. 188

Figura 102. Distribución de ratios de demanda en la viga de rigidez debido a fuerzas cortantes en eje Z. 188

Figura 103. Distribución de ratios de demanda en la viga de rigidez debido a momentos flectores en eje Y 188

Figura 104. Distribución de ratios de demanda en la viga de rigidez debido a momentos flectores en eje Z 189

Figura 105. Distribución de ratios de demanda en la torre debido a esfuerzos combinados globales. 189

Figura 106. Registro de vibraciones Serie 01 punto P2, recolectado en la brida superior del puente, contiene 44577 muestras con una duración de 101.01 segundos, en los ejes X, Y y Z, vibración ambiental...... 221

Figura 107. Registro de vibraciones Serie 01 punto P2, recolectado en la brida superior del puente, contiene 40503 muestras, con una duración de 89.09 segundos, en los ejes X, Y y Z, bajo condiciones de vibración ambiental producida por paso de vehículos. 222

Figura 108. Registro de vibraciones Serie 01 punto P3, recolectado en la brida superior del puente, contiene 49881 muestras, con una duración de 67.254 segundos, en los ejes X, Y y Z, vibración ambiental...... 223

Figura 109. Registro de vibraciones Serie 01 punto P3, recolectado en la brida superior del puente, contiene 21654 muestras, con una duración de 50.493 segundos, en los ejes X, Y Z, bajo condiciones de vibración...... 223

Figura 110. Registro de vibraciones Serie 01 punto P5, recolectado en la brida superior del puente, contiene 48465 muestras, con una duración de 65.335 segundos, en los ejes X, Y y Z, vibración ambiental...... 224



Figura 111. Registro de vibraciones Serie 01 punto P5, recolectado en la brida superior del puente, contiene 59973 muestras, con una duración de 81.0589 segundos, en los ejes X, Y y Z, bajo condiciones de vibración ambiental producida por paso de vehículos. 225

Figura 112. Registro de vibraciones Serie 01 punto P6, recolectado en la brida superior del puente, contiene 21042 muestras, con una duración de 43.187 segundos, en los ejes X, Y y Z, vibración ambiental..... 226

Figura 113. Registro de vibraciones Serie 01 punto P6, recolectado en la brida superior del puente, contiene 43434 muestras, con una duración de 98.463 segundos, en los ejes X, Y y Z, bajo condiciones de vibración ambiental producida por paso de vehículos. 227

Figura 114. Registro de vibraciones Serie 01 punto P7, recolectado en la brida superior del puente, contiene 46533 muestras, con una duración de 105.449 segundos, en los ejes X, Y y Z, bajo condiciones de vibración ambiental producida por paso de vehículos 227

Figura 115. Registro de vibraciones Serie 01 punto P7, recolectado en la brida superior del puente, contiene 47583 muestras, con una duración de 99.123 segundos, en los ejes X, Y y Z, bajo condiciones de vibración ambiental producida por paso de vehículos. 228

Figura 116. Registro de vibraciones Serie 01 punto DIAG ABC, recolectado en la brida superior del puente, contiene 60003 muestras, con una duración de 136.0283 segundos, en los ejes X, Y y Z, bajo condiciones de vibración ambiental y forzada..... 229

Figura 117. Registro de vibraciones Serie 01 punto MED B, recolectado en la brida superior del puente, contiene 25521 muestras, con una duración de 59.5529 segundos, en los ejes X, Y y Z, bajo condiciones de vibración ambiental y forzada..... 230

Figura 118. Resultados de fuerza axiales debido a Peso Propio 238

Figura 119. Resultados de fuerzas cortantes en el eje Y debido a Peso Propio..... 238

Figura 120. Resultados de fuerzas cortantes en el eje Z debido a Peso Propio..... 238

Figura 121. Resultados de momentos en el eje X debido a Peso Propio..... 239

Figura 122. Resultados de momentos en el eje Y debido a Peso Propio..... 239

Figura 123. Resultados de momentos en el eje Z debido a Peso Propio..... 239

Figura 124. Resultados de fuerzas axiales debido a cargas de asfalto 241

Figura 125. Resultados de fuerzas cortantes en el eje Y debido a carga de asfalto..... 241

Figura 126. Resultados de fuerza cortantes en el eje Z debido a carga de asfalto 241

Figura 127. Resultados de momentos en el eje X debido a carga de asfalto..... 242

Figura 128. Resultados de momentos en el eje Y debido a carga de asfalto..... 242

Figura 129. Resultados de momentos en el eje Z debido a carga de asfalto..... 242

Figura 130. fuerzas internas axiales producidas por carga de viento 244



Figura 131. Fuerzas internas cortantes en el eje "Y" producidas por carga de viento 244

Figura 132. Fuerzas internas cortantes en el eje "Z" producidas por carga de viento 244

Figura 133. Momentos flectores en el eje "X" producidas por carga de viento..... 245

Figura 134. Momentos flectores en el eje "Y" producidas por carga de viento..... 245

Figura 135. Momentos flectores en el eje "Z" producidas por carga de viento..... 245

Figura 136. Fuerzas axiales producidas por carga sísmica en XX..... 247

Figura 137. Fuerzas internas cortantes en el eje "Y" producidas por carga sísmica en XX 247

Figura 138. Fuerzas internas cortantes en el eje "Z" producidas por carga sísmica en XX. 247

Figura 139. Momentos flectores en el eje "X" producidas por carga sísmica en XX..... 248

Figura 140. Momentos flectores en el eje "Y" producidas por carga sísmica en XX..... 248

Figura 141. Momentos flectores en el eje "Z" producidas por carga sísmica en XX..... 248

Figura 142. Fuerzas axiales producidas por carga sísmica en YY 250

Figura 143. Fuerzas internas cortantes en el eje "Y" producidas por carga sísmica en YY. 250

Figura 144. Fuerzas internas cortantes en el eje "Z" producidas por carga sísmica en YY. 250

Figura 145. Momentos flectores en el eje "X" producidas por carga sísmica en YY 251

Figura 146. Momentos flectores en el eje "Y" producidas por carga sísmica en YY 251

Figura 147. Momentos flectores en el eje "Z" producidas por carga sísmica en YY 251

Figura 148. Fuerzas axiales debido a cargas de HL-93..... 253

Figura 149. Fuerzas cortantes en el eje "Y" debido a carga de hl93..... 253

Figura 150. Fuerzas cortantes en el eje "Z" debido a carga de hl93..... 253

Figura 151. Momentos flectores en el eje "X" debido a carga de hl93 254

Figura 152. Momentos flectores en el eje "Y" debido a carga de hl93 254

Figura 153. Momentos flectores en el eje "Z" debido a carga de hl93 254

Figura 154. Fuerzas axiales debido a cargas de fatiga..... 256

Figura 155. Fuerzas cortantes en el eje "Y" debido a carga de fatiga..... 256

Figura 156. Fuerzas cortantes en el eje "Z" debido a carga de fatiga..... 256

Figura 157. Momentos flectores en el eje "X" debido a carga de fatiga. 257

Figura 158. Momentos flectores en el eje "Y" debido a carga de fatiga 257

Figura 159. Momentos flectores en el eje "Z" debido a carga de fatiga 257

Figura 160. Fuerzas axiales debido a envolvente máxima de resistencia. 259

Figura 161. Fuerzas cortantes debido a envolvente máxima de resistencia en el eje Y..... 259

Figura 162. Fuerzas cortantes debido a envolvente máxima de resistencia en el eje Z..... 259

Figura 163. Momentos flectores producidos por envolvente máxima de resistencia en el eje X.
..... 260



Figura 164. Momentos flectores producidos por envolvente máxima de resistencia en el eje Y
..... 260

Figura 165. Momentos flectores producidos por envolvente máxima de resistencia en el eje Z
..... 260

Figura 166. Fuerzas axiales producidas por envolvente máxima de evento extremo 262

Figura 167. Fuerzas cortantes producidas por envolvente máxima de evento extremo en el eje Y..... 262

Figura 168. Fuerzas cortantes producidas por envolvente máxima de evento extremo en el eje Z..... 262

Figura 169. Momentos flectores producidos por envolvente máxima de evento extremo en el eje X..... 263

Figura 170. Momentos flectores producidos por envolvente máxima de evento extremo en el eje Y..... 263

Figura 171. Momentos flectores producidos por envolvente máxima de evento extremo en el eje Z..... 263

Figura 172. Fuerzas axiales debido a envolvente máxima de servicio 265

Figura 173. Fuerzas cortantes producidas por envolvente máxima de servicio en el eje Y. 265

Figura 174. Fuerzas cortantes producidas por envolvente máxima de servicio en el eje Z. 265

Figura 175. Momentos flectores producidos por envolvente máxima de servicio en el eje X.
..... 266

Figura 176. Momentos flectores producidos por envolvente máxima de servicio en el eje Y.
..... 266

*Figura 177. Momentos flectores producidos por envolvente máxima de servicio en el eje Z*266

Figura 178. Fuerzas axiales debido a envolvente máxima de fatiga...... 268

Figura 179. Fuerzas cortantes producidas por envolvente máxima de fatiga en el eje Y..... 268

Figura 180. Fuerzas cortantes producidas por envolvente máxima de fatiga en el eje Z.... 268

Figura 181. Momentos flectores producidos por envolvente máxima de fatiga en el eje X. 269

Figura 182. Momentos flectores producidos por envolvente máxima de fatiga en el eje Y. 269

Figura 183. Momentos flectores producidos por envolvente máxima de fatiga en el eje Z. 269

Figura 184. Desplazamientos producidos por fuerza sísmica en XX 271

Figura 185. Desplazamientos producidos por fuerza sísmica en YY..... 271

Figura 186. Desplazamientos producidos por carga de viento 271

Figura 187. Desplazamientos producidos por envolvente máximo de evento Extremo 272

Figura 188. Desplazamientos debido a peso propio..... 272



Figura 189. Desplazamientos producidos por envolvente máximo de Servicio 272

Figura 190. Resultados de desplazamientos debido a carga HL-93 273

Figura 191. Desplazamientos producidos por envolvente máximo de Fatiga..... 273

Figura 192. fuerzas axiales máximas producidos por peso propio en eje “X” 273

Figura 193. fuerzas axiales máximas producidos por peso propio en eje “Y” 274

Figura 194. momentos flectores máximos producidos por peso propio alrededor de eje “X”
..... 274

Figura 195. momentos flectores máximos producidos por peso propio alrededor de eje “Y”
..... 274

Figura 196. Distribución fuerzas cortantes máximas producidos por peso propio. 274

Figura 197. fuerzas axiales máximas producidos por carga de asfalto en eje “X” 275

Figura 198. fuerzas axiales máximas producidos por carga de asfalto en eje “Y” 275

Figura 199. momentos flectores máximos producidos por carga de asfalto alrededor de eje
“X” 275

Figura 200. momentos flectores máximos producidos por carga de asfalto alrededor de eje
“Y” 275

Figura 201. fuerzas cortantes máximas producidos por carga de asfalto..... 276

Figura 202. fuerzas axiales máximas producidos por carga de viento en eje “X” 276

Figura 203. fuerzas axiales máximas producidos por carga de viento en eje “Y” 276

Figura 204. momentos flectores máximos producidos por carga de asfalto alrededor de eje
“Y” 276

Figura 205. Resultados de Desplazamientos debido a Envolvente Máxima Fatiga..... 277

Figura 206. fuerzas cortantes máximas producidos por carga de asfalto..... 277

Figura 207. fuerza axial máxima en carpeta producida por carga sísmica en dirección XX
..... 277

Figura 208. fuerzas cortantes máximas producida por carga sísmica en dirección XX..... 278

Figura 209 momentos máximos producidos por carga sísmica en dirección XX en el eje X
..... 278

Figura 210. momentos máximos producidos por carga sísmica en dirección XX en el eje Y.
..... 278

Figura 211. fuerza axial máxima debido a carga sísmica en dirección YY en eje “X” 279

Figura 212. fuerza axial máxima debido a carga sísmica en dirección YY en eje “Y” 279

Figura 213. Distribución fuerzas cortantes máximas debido a carga sísmica en dirección YY
..... 279



Figura 214. momentos máximos producidos por carga sísmica en dirección YY en el eje “X” 280

Figura 215. momentos máximos producidos por carga sísmica en dirección XX en el eje “Y” 280

Figura 216. fuerza axial máxima producido por carga HL-93 en el eje “X” 280

Figura 217. fuerza axial máxima producido por carga HL-93 en el eje “Y” 281

Figura 218. fuerzas cortantes máximas producido por carga HL-93 281

Figura 219. momentos flectores máximos producido por carga HL-93 en el eje X..... 281

Figura 220. momentos máximos debidos a carga HL-93 en el eje Y..... 282

Figura 221. fuerza axiales máximas producido por envolvente máxima de resistencia en eje “X” 282

Figura 222. fuerza axiales máximas producido por envolvente máxima de resistencia en eje “Y” 282

Figura 223. Momentos máximos producidos por envolvente máxima de Resistencia alrededor de eje “X” 283

Figura 224. Momentos máximos producidos por envolvente máxima de Resistencia alrededor de eje Y. 283

Figura 225. fuerzas cortantes máximas producidas por envolvente máxima de Resistencia. 283

Figura 226. fuerza axiales máximas producido por envolvente máxima de evento extremo en eje “X”. 284

Figura 227. fuerza axiales máximas producido por envolvente máxima de evento extremo en eje “Y” 284

Figura 228. Momentos máximos debidos a envolvente máxima de Evento Extremo alrededor de eje “X” 284

Figura 229. Momentos máximos debidos a envolvente máxima de Evento Extremo alrededor de eje “Y” 285

Figura 230. fuerzas cortantes máximos debido a envolvente máxima de Evento Extremo. 285

Figura 231. fuerzas axiales máximas debido a envolvente máxima de Servicio en el eje “X” 285

Figura 232. fuerzas axiales máximas debido a envolvente máxima de Servicio en el eje “Y”. 286

Figura 233. momentos máximos debidos a envolvente máxima de Servicio en el eje X. 286

Figura 234. momentos máximos debidos a envolvente máxima de Servicio en el eje Y..... 286



Figura 235. fuerzas cortantes máximas debido a envolvente máxima de Servicio..... 287

Figura 236. fuerzas axiales máximas debido a envolvente máxima de fatiga en el eje “X”
..... 287

Figura 237. fuerzas axiales máximas debido a envolvente máxima de fatiga en el eje “Y” 287

Figura 238. momentos máximos debidos a envolvente máxima de fatiga alrededor de eje “X”
..... 288

Figura 239. momentos máximos debidos a envolvente máxima de fatiga alrededor de eje “Y”
..... 288

Figura 240. fuerzas cortantes máximas debido a envolvente máxima de fatiga 288

Figura 241. Resultados de fuerzas axiales en cables debido a cargas de asfalto 289

Figura 242. Resultados de fuerzas axiales en cables debido a Peso propio 289

Figura 243. Fuerzas axiales en cables debido a cargas de viento 289

Figura 244. Fuerzas axiales en cables debido a cargas de Envolvente Máxima Fatiga 290

Figura 245. Fuerzas axiales en cables debido a cargas de Envolvente Máxima Resistencia.
..... 290

Figura 246. Fuerzas axiales en cables debido a cargas de Envolvente Máxima de Evento
Extremo 290

Figura 247. Fuerzas axiales en cables debido a cargas de Vehículo HL93..... 291

Figura 248. fuerzas axiales en cables debido a cargas de Envolvente Máxima Servicio 291

Figura 249. fuerzas axiales en cables debido a cargas de Sismo en dirección XX 291

Figura 250. fuerzas axiales en cables debido a cargas de Sismo en dirección YY..... 292

Figura 251. Solicitud de acceso a la información de planos y archivos técnicos del puente
Cunyac..... 315



CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Identificación del Problema

El análisis de la vibración de puentes posee una principal vertiente de aplicación, orientada a modelar y medir la respuesta de los puentes ante ciertos tipos de excitaciones, lo cual puede servir para evaluar potenciales daños sufridos por este tipo de estructura, estimando con ello el nivel de daño estructural e incluso, la posición en la que se presenta este debilitamiento estructural (Carrión 1999).

Se puede identificar sobre este punto, que en el Perú, se ha desarrollado muy poco acerca del tratamiento o investigación relacionada a la evaluación de vibración de puentes, lo que delata que somos un país que tiene mucho por atender en cuanto a este aspecto; esto se traduce, por ejemplo, en la directiva establecida por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú Guía para inspección de Puentes 2014, que actualmente rige, el cual está relacionado a la evaluación e inspección visual manual de puentes, que estipula procedimientos más o menos rudimentarios y básicos, como son: la identificación visual de desgaste de pintura, visualización de elementos fatigados o daño de accesorios, etc.; mostrando que, la contextualización temporal en la que se atiende y entiende la evaluación de puentes se da siempre luego de que ocurren daños en sus componentes, lo que dista mucho de evaluaciones que actualmente se realizan en otros países como el Japón, donde inclusive monitorean el desempeño estructural de puentes en tiempo real.

La experiencia reciente de puentes estructuralmente dañados, nos da un índice de tiempo, que transcurre, antes de recuperar el estado anterior o de funcionamiento normal de una infraestructura civil, por lo que, el estudio de caracterización dinámico de puentes construidos en el Perú, es un campo abierto a la investigación.

La primera es que nuestro país posee una característica de emergente según datos de la Organización de los Estados Americanos, y se deriva la necesidad de contar con vías de comunicación y sus componentes como son los puentes, en la capacidad de permitir un uso ininterrumpido de la infraestructura vial.

La segunda razón, es que el análisis de puentes no considera, la evolución de la demanda de las cargas, ya que estas se modifican con el paso de los años de forma incremental, ya que existe



una alta incertidumbre, respecto de cómo se pueda desempeñar la estructura del puente debido a solicitaciones, para las cuales no fue diseñado.

La información establecida por las instituciones que administran estas estructuras, en sus reglamentos, brindan datos limitados, acerca de cómo realizar evaluaciones post construcción y en forma casi nula, la inclusión de conceptos relacionados a evaluaciones de vibración de puentes, que permitan describir el desempeño de la estructura en el tiempo en que se encuentran operando, y estas proporcionen datos, que ocasionalmente no puede ser identificados, sin un análisis estructural e inclusive mecánico, riguroso. El análisis de puentes presenta una gran diversidad de estudios y métodos desarrollados por varios investigadores Priestley et al (1996), Hwang H. (2001), Buckle et al (2006), Erduran y Yakut (2004), entre otros; que desarrollaron un sistema detallado para definir diagnósticos de evaluación estructural de puentes construidos.

1.1.1. Descripción del Problema

En nuestro país es muy escasa la información sobre los procedimientos y detalles del análisis y diseño de puentes colgantes.

Los Puentes Colgantes, que se han construido, han sido adquiridos generalmente en el extranjero, incluyendo el diseño estructural dentro del monto del contrato. Esta limitación ha impedido que se tenga pocos ingenieros con experiencia en esta área, con relación al número de especialistas que se tiene en el diseño de otros tipos de puentes (Zegarra Ciquero, 2007).

El puente Cunyac, es uno de los puentes colgantes más importantes de los Departamentos de Cusco y Apurímac, esto se puede verificar haciendo un análisis de las rutas viales nacional y departamental de ambas regiones, debido a que no existen vías alternas que acojan un desvío que permita el tránsito normal de Cusco y Apurímac.

La presencia de daño en sus componentes estructurales, ocasionaría que la vía nacional 03-S, que cubre la ruta, Cusco-Apurímac-Ica-Lima, en la cual se encuentra ubicado, se vería sumamente afectada, debido a que no existen puentes alternos que puedan acoger la demanda de tráfico vehicular que circula sobre esta ruta, bienes y servicios de salud, educación, turismo y comercio se verían seriamente comprometidos.

El puente Cunyac es una estructura hiperestática del tipo colgante vehicular con fiadores descargados, doble carril, tiene 110 metros de luz libre entre apoyos, fue diseñado en 1975 por la firma austriaca Waagner Birσ y adquirida por el Ministerio de Transportes del Perú, Fue



diseñado bajo la norma A.A.S.H.O eleventh edition de 1973, para una carga HS 20 – 44, por lo que se estima que su funcionamiento estructural sea insuficiente para las condiciones o solicitaciones de carga actuales de diseño, lo que pudiera, inclusive, comprometer la seguridad del mismo, por lo que se presume que existe incertidumbre y datos inexistentes sobre sus parámetros dinámicos y estructurales actuales, luego de una exhaustiva indagación sobre datos manejados por el ente administrativo de las vias en el Perú como es el Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

La estructura del puente Cunyac, tiene 26 años de operación ininterrumpida, actualmente cuenta con mantenimiento rutinario por parte de la concesionaria SURVIAL perteneciente a la empresa Graña y Montero, la cual subcontrata cada cierto periodo de años, el pintado de la estructura y labores complementarias de mantenimiento rutinario y periódico de la metálica y de concreto, además por parte del Ministerio de Transportes y Comunicaciones a través de Provias Nacional y Oficina de Caminos y Ferrocarriles y el área de Puentes se realizan visitas de inspección visual manual y verificación de las actividades de mantenimiento antes mencionadas; es importante mencionar que el puente Cunyac, posee un récord de cero inspecciones de diagnóstico de integridad estructural, que permitan identificar posibles variaciones significativas con respecto a las consideraciones de su diseño inicial, por ende determinar los parámetros dinámicos del puente obtenidos a través de ensayos de vibración ambiental el cual es causado por el tráfico, viento y otros factores, medido a escala completa, ya que se medirán las aceleraciones reales de la estructura, lo cual se traducirá en parámetros de frecuencias que posteriormente se asociaran a sus modos de vibración luego de realizar un análisis de la estructura con el fin de calibrar el modelo matemático, y obtener un modelo matemático representativo de la estructura.

1.1.2. Formulación Interrogativa del Problema

- **Formulación Interrogativa del Problema General**

La evaluación dinámica de puentes apoyada en modelos numéricos, como lo es el Método de Elementos Finitos (FEM) y mediante la evaluación de parámetros dinámicos, contribuirá a determinar la condición estructural más próxima posible al estado real de funcionamiento del puente Cunyac.

Estos tratamientos resultan ser sumamente importantes, debido a que somos un país altamente propenso a sufrir el efecto de terremotos y el crecimiento de la demanda vial; está demostrado



que estos fenómenos o cambios del nivel de servicio y solicitaciones, si no se toman medidas preventivas y/o correctivas, resultan en deterioros de la estructura, los cuales pudieran inclusive ocasionar daños a la vida humana y grandes pérdidas económicas de reparación o reconstrucción, esta tesis propone ser, una herramienta de aproximación al estado del conocimiento, de evaluaciones de puentes metálicos colgantes vehiculares construidos de luz corta, por los que se plantea la siguiente interrogante:

- ▶ ¿Cuál es la respuesta estructural del puente colgante vehicular Cunyac, analizado con el Método de Elementos Finitos (FEM) y calibrado con estudios de vibraciones, recolectadas a escala completa en el año 2018?
- **Formulación Interrogativa de los Problemas específicos**
 - a) **Problema Específico n°01**

¿Los componentes estructurales del puente Cunyac serán compatibles con los planos de proyecto proporcionados por la empresa WAAGNER BIRÓ?
 - b) **Problema Específico n°02**

¿Cuáles son las aceleraciones de vibración natural medidas directamente y a escala completa, analizados mediante la Transformada de Fourier, debido a la acción de vibraciones ambientales y forzadas debido al paso de vehículos sobre el puente Cunyac?
 - c) **Problema Específico n°03**

¿Cuáles son las frecuencias de vibración obtenidas mediante el método de Elementos Finitos (FEM) con elementos tipo Vigas, elementos Finitos unidimensionales tipo beam, cable y análisis modal del Puente Cunyac?
 - d) **Problema Específico n°04**

¿Se podrá obtener un modelo numérico calibrado de Elementos Finitos (FEM), cuyas frecuencias de vibración asociadas a sus cinco primeros modos, se aproximen a las frecuencias medidas directamente a escala completa en el Puente Cunyac en un rango inferior al 3%?
 - e) **Problema Específico n°05**

¿Los estados límites de resistencia y servicio de los componentes estructurales del Puente Cunyac, cuyos parámetros dinámicos y condiciones de borde calibrados satisfará los parámetros del Manual de puentes 2018?

1.2. Justificación e Importancia de la Investigación



1.2.1. Justificación Técnica

El enfoque global de esta tesis guardará un estricto parámetro de la rama estructural e ingeniería de puentes. Realizar el análisis de la respuesta del puente, ante ciertos tipos de excitaciones, producidas por vibración ambiental, las cuales servirán como parámetro de calibración del modelo numérico de elementos finitos y permitirán identificar el nivel de estado de respuesta estructural con un mayor y mejor aproximación a la estructura existente, luego realizar el análisis de elementos finitos, bajo los criterios establecidos en la norma AASHT LRFD 2017 y el Manual de puentes 2018, que permitan identificar los ratios que derivan de la formula general que relaciona la ecuación de factores de carga y resistencia nominal para la estructura retitulada y determinar los factores de seguridad de los cables de suspensión.

Esta investigación lleva a cabo procedimientos de inspección dinámica; para obtener experimentalmente la respuesta dinámica y estructural del puente, estos datos servirán para calibrar el modelo numérico de elementos finitos.

Estos procedimientos permitirán, una aproximación a las teorías y técnicas de evaluación de puentes del tipo colgante vehicular metálico, los cuales poseen comportamientos complejos debido a sus características no lineales.

1.2.2. Justificación Social

Uno de los primeros criterios de justificación son, el de permitir una aproximación al estado del conocimiento de las vibraciones y análisis de puentes mediante elementos finitos, también transmitir la importancia de estas evaluaciones, y que esto signifique un aporte para los estudiantes, tesisas, docentes e ingenieros de la escuela profesional de ingeniería civil de la Universidad Andina del Cusco, universidades del Perú o extranjeras, que en su afán de desarrollar investigación en el área de estructuras, decidan profundizar alguno de los puntos desarrollados en la presente tesis o en otro campo del conocimiento.

Desarrollar una metodología para la evaluación de puentes colgantes, para obtener un diagnóstico estructural con datos confiables, permitirán garantizar la integridad estructural y así efectuar la toma de decisiones adelantadas por parte de las instituciones responsables de la infraestructura para que efectúe, el reemplazo o reforzamiento de componentes estructurales, garantizando con esto, se eviten daños a la vida humana que se pudieran ocasionar debido a una falla de una, o varias de sus partes, del puente durante su funcionamiento. Además de brindar



la continuidad operativa y no interrupción de las vías de comunicación, que son importantes para el flujo de abastecimiento de servicios fundamentales de las poblaciones aledañas, usuarios y transportistas, garantizando un acceso a servicios de salud, educación, agricultura, intercambio de productos de la Costa, Sierra y Selva, desarrollo turístico y comercial y de construcción, elementos de los que especialmente depende una región y un país

1.2.3. Justificación por Viabilidad

La viabilidad de esta tesis se detalla en los siguientes puntos:

- El presupuesto para el desarrollo, esta investigación fue factible, pues demandó una inversión coherente con los objetivos planteados
- A nivel de recursos materiales necesarios, se emplearon equipos de medición de vibraciones, recolectores y equipos de precisión proporcionados por el laboratorio de física de la Universidad Andina del Cusco, los cuales fueron indispensables para la realización de esta investigación.
- Para el análisis estructural del puente Cunyac, se utilizó el programa de análisis estructural MIDAS CIVIL 2019 v.1.1, con licencia original, proporcionada específicamente para la elaboración de esta tesis, por parte de MIDAS Soft. New York.
- Evaluando las herramientas, fueron necesarios programas de uso no comercial, como son el programa DEGTRA, para el análisis de señales de vibraciones que fue proporcionado a solicitud con fines, propios de la elaboración de esta tesis a la Universidad Nacional Autónoma de México y el instituto de Ingeniería UNAM
- El análisis de señales de vibración del puente Cunyac, se utilizó el programa NI SIGNAL EXPRESS versión 15. Programa otorgado de forma completa con licencia original por el Mag. Ing., Mecánico Edgar Andrade Orellana, especialista en el análisis de vibraciones mecánicas.
- Se pudo contar con los planos completos de configuración de la estructura y detalle de

elementos proporcionados previa solicitud con fines de elaboración de esta tesis al Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

1.2.4. Justificación por Relevancia

La poca existencia de antecedentes sobre el tratamiento y evaluación de puentes y especialmente de puentes colgantes, mediante la evaluación de algunos parámetros dinámicos



y análisis numéricos mediante el método de elementos finitos, sustenta la elaboración de la presente investigación, la que aspira a generar un primer antecedente en el ámbito de nuestra comunidad universitaria local, que proporcione datos estructurales y datos medidos con procedimientos no destructivos o invasivos, a escala completa del puente que validen el modelo numérico del puente Cunyac.

Es importante mencionar que la evaluación de la respuesta estructural de puentes colgantes no es una práctica convencional, por consiguientes los procedimientos utilizados constituyen un aporte a la ingeniería de puentes.

1.3. Limitaciones de la Investigación

La presente investigación se limita al sistema estructural del puente Cunyac, la presente investigación posee las siguientes limitaciones:

- Es válido mencionar que los estudios inestabilidad aeroelástica en puentes colgantes son de gran importancia, sin embargo, este aspecto es importante para puentes de gran vano cuyas relaciones de esbeltez sean bajas, sin embargo, este no se considerará debido a que el Manual de puentes 2018, el cual señala que se puede considerar a los puentes o sus componentes son sensibles al viento a los que posean una relación longitud de tramo/ancho o profundidad sea mayor que 30, el puente Cunyac posee una relación 12.79, por lo que se puede prescindir de esta consideración, al ser un puente estable aerodinámicamente.
- Las mediciones de las aceleraciones en el puente Cunyac, no se realizó mediante instrumental, que permitiera, una recolección simultanea de datos, mediante acelerómetros piezoeléctricos multicanal de baja sensibilidad, que permitan obtener los ángulos de fase para identificación modal; cabe mencionar que la inclusión de estos equipos, hubiera se hubiera traducido en un alto costo de elaboración de la tesis se hubiera elevado, haciendo esta tesis inviable.
- Esta tesis no incluye, el análisis de conexiones entre perfiles estructurales, debido a que
- esta parte generalmente es atendida debido a su alta complejidad desde la rama de ingeniería mecánica, por lo que solo se asumirán valores normalizados para el análisis de rotulas.
- La presente tesis estará enmarcada en parámetros de enfoque de la rama estructural, por lo que no se tratará aspectos como estudios de mecánica de suelos, y se asumieran como



suficiente el estudio definitivo de prospección geológica para suelos de cimentación del puente Cunyac elaborado en 1976.

- No se llevó a cabo recolección de vibraciones con acelerómetros de varios canales, por lo que es imposible determinar el ángulo de fase entre las señales recolectadas.
- No se llevará a cabo un análisis no lineal de material.
- No se llevará a cabo una revisión exhaustiva de la losa del puente, ya que esta se considera un elemento no estructural.

1.4. Objetivo de la Investigación

1.4.1. Objetivo General

Realizar la evaluación de la respuesta estructural del puente, basado en mediciones experimentales, mediante la recolección y análisis de parámetros dinámicos de vibración y análisis mediante el método de elementos finitos.

1.4.2. Objetivos Específicos

a) Objetivo Específico n°01

Obtener la compatibilidad entre los planos de ejecución y la estructura del puente Cunyac

b) Objetivo Específico n°02

Obtener las frecuencias de vibración resultantes de las mediciones directas y a escala completa, procesadas mediante la Transformada de Fourier, producidas por la acción de cargas ambientales sobre el puente Cunyac.

c) Objetivo Específico n°03

Determinar el valor de las frecuencias de vibración natural, mediante el método de elementos finitos FEM, asociados a los cinco primeros modos de vibración del puente Cunyac

d) Objetivo Específico n°04

Obtener un modelo numérico mediante el Método de Elementos Finitos (FEM) calibrado, cuyas frecuencias de vibración asociadas a sus cinco primeros modos, coinciden con las frecuencias medidas directamente a escala completa en el Puente Cunyac.

e) Objetivo Específicos n°05



Determinar los estados límite de resistencia y servicio de los componentes estructurales del Puente Cunyac, cuyos parámetros dinámicos y condiciones de borde están calibrados, evaluados con el Manual de Puentes 2018 y AAHTO LRFD Bridge Design 2017.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la Tesis

2.1.1. Antecedentes a Nivel Nacional

Sobre este punto se puede señalar que no existen muchas investigaciones relacionadas a la evaluación de puentes colgantes, pero es pertinente señalar que podrían existir antecedentes similares en contenido pero diferente denominación.

- **Título: “Consideraciones estructurales en el análisis y diseño de puentes colgantes”**

Autor: Ampuero Alata, Everth John

Tesis de Pregrado: Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.2012

Resumen:

la tesis desarrollada por (Ampuero, 2012); hace un tratamiento de la parte aplicativa de metodologías para llevar a cabo el análisis preliminar de estructuras del tipo puente colgante, los resultados fueron comparados con el Método de Elementos Finitos, considerando la no linealidad geométrica y la consideración del análisis de proceso constructivo

Conclusiones:

- Se ha utilizado la teoría de Gregor P. Wollmann denominada Preliminary Analysis of Suspension Bridges para determinar el tratamiento de las ecuaciones del análisis de puentes colgantes fundados en la Teoría de Deflexión
- El cálculo estructural se llevó a cabo en el software SAP2000 utilizando un análisis no lineal geométrico, se consideró la no linealidad en forma de efectos P-Delta y efectos de grandes desplazamientos, proceso que proporcionó mejores resultados, a través del método de los elementos finitos, el cual presenta la opción de realizar análisis no lineal geométrico.



- Los resultados que se obtuvieron del cotejo de la aplicación de ambas metodologías, indica que lo propuesto por George Wollmann permitió obtener gran aproximación en el cálculo de fuerzas en el cable y viga de rigidez, con lo que se consiguió una comprensión de forma cualitativa de los resultados alcanzados realizando procedimientos más detallados
- La metodología AASHTO LRFD usa factores separados de carga y de resistencia para el diseño de los componentes por lo que existe una mayor confiabilidad en el uso de este método.

ASD usa cargas de servicio no factoradas para el diseño de los elementos, solo empleando un factor de seguridad para calcular la resistencia y debido a la mayor variación de la carga viva y otros.

Aporte con relación a la tesis desarrollada:

Se toman conceptos de la metodología fue desarrollada por Gregor P. Wollmann, para el análisis de puentes colgantes, teoría de suma importancia ya que será necesario tener las condiciones de borde teóricas bien definidas para llevar a cabo un análisis de Elementos finitos.

▪ **Título: “Análisis y diseño de puentes colgantes vehiculares tipo cuadrizable”**

Autor: Sanchez Fernandez, Liliana Lourdes

Tesis de Pregrado: Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.2005

Resumen:

La presente tesis trata del análisis y diseño de puentes colgantes vehiculares tipo cuadrizable. Este tipo de puente tiene la peculiaridad de contar como parte de su estructura con dos cables de reversa, los que tienen como principal función dar rigidez lateral a la estructura ante la acción de cargas de viento; sin embargo, en el desarrollo del tema se verá que el aporte del cable de reversa en el transporte vehicular es preponderante.

Este trabajo incluye en el análisis la no linealidad geométrica que se presenta debido al comportamiento de los cables, así como los efectos de la teoría de la elasticidad de segundo orden; proporcionando al lector información técnica, así como el desarrollo paso a paso de problemas no lineales y de estructuras de cables.

Conclusiones:



- El trabajo realizado del análisis del sistema cuadricable incluye el estudio de las no linealidades geométricas debidas a los grandes desplazamientos y a la interacción de las fuerzas axiales y los momentos flectores según la teoría de elasticidad de segundo orden.
- Los cables que conforman el sistema cuadricable, presentan dos formas de comportamiento:
 - Endurecimiento o aumento de rigidez ("stiffening") con el incremento de la carga. Este comportamiento se le atribuye al cable suspensor.
 - Reblandecimiento ("softening") con el incremento de la carga. Este comportamiento se le atribuye al cable de reversa.
- Para un funcionamiento óptimo del cable suspensor; se debe rigidizarlo. En este caso se conocen dos formas. Tesando el cable, ajustando en los macizos de anclaje. Adicionando una carga permanente en el proceso de montaje; de tal manera que la tensión en el cable suspensor aumente. Esto se consigue por medio del tesado del cable de reversa.
- La tensión previa que se aplica al cable de reversa debe ser tal que este último no reduzca su tensión a cero cuando se apliquen sobre ellas cargas vivas.
- Cuando el cable suspensor es más rígido; absorbe más carga. Esto permite una disminución de los esfuerzos en la viga de rigidez longitudinal.

Aporte con relación a la tesis desarrollada:

En esta tesis se detallan ampliamente la teoría de no linealidad de puentes colgantes de forma analítica, la cual fue tomada en cuenta en la parte del análisis de cables, del puente colgante

Aporte con relación a la tesis desarrollada:

Es importante señalar que este antecedente, refleja de forma practica el procedimiento de análisis y cálculo de puentes colgantes de luces intermedias.

2.1.2. Antecedentes a Nivel Internacional

- **Título: "Vibration in suspension bridges" [Vibraciones en puentes colgantes]**

Autor: Abdel - Ghaffar, A. et al, Houener

Investigación indexada: Scientific Research



País: Turquía, Estambul, 1978

Resumen:

Se desarrolla un método de análisis dinámico para la vertical, torsional y vibraciones libres laterales de puentes colgantes. El método se basa en una teoría linealizada, un enfoque de elementos finitos y el uso de la computadora; también incorpora ciertas características de simplificación. El objetivo del estudio es determinar un número suficiente de frecuencias naturales y formas de modo para permitir un análisis preciso que se realice para fines prácticos poses. La confiabilidad del análisis se ilustra mediante modos de computación y frecuencias naturales de un puente real, y compararlas con las frecuencias naturales medidas para los modos verticales y torsionales de vibraciones.

Conclusiones:

- En los últimos años, se han realizado pocos análisis de las vibraciones libres de los puentes colgantes utilizando computadoras digitales modernas. La mayoría de los análisis de este tipo se basaron en la idealización de la estructura a través de sistemas de masas y resortes representativos de un puente colgante real. Con la evolución de las computadoras digitales modernas, de los elementos finitos, Sin embargo, la capacidad de solución para muchos problemas de dinámica estructural se ha mejorado significativamente. El propósito de este documento es exponer un método de análisis dinámico para vibraciones libres de puentes colgantes y exhibir las estimaciones experimentales resultantes de las frecuencias naturales de un puente colgante. El método de análisis desarrollado emplea una computadora digital y la técnica de elementos finitos, y utiliza una teoría linealizada que restringe las amplitudes de las vibraciones para que sean pequeñas.
- EL enfoque de elemento finito para vibraciones libres de puentes de suspensión el enfoque de elementos finitos se ha utilizado para:
 - (i) Discretizar el puente estructura en sistemas equivalentes de elementos finitos,
 - (ii) Seleccionar el desplazamiento modal de colocación que más se aproxima al caso real,
 - (iii) Deriva las propiedades de rigidez e inercia del elemento y del conjunto, y finalmente,



- (iv) Formar las ecuaciones matriciales del movimiento y los problemas propios resultantes. las evaluaciones de las propiedades de rigidez e inercia de la estructura idealizada. El elemento y el ensamblaje estructural se basa en la expresión del potencial y energías cinéticas del elemento (o el conjunto) en términos de nodales desplazamientos. esto también determina las expresiones para la rigidez y matrices de masa. el principio de Hamilton se usa luego para derivar las ecuaciones de movimiento con grados finitos de libertad. ha resultado conveniente separar la investigación de los modos simétricos de la de la anti modos simétricos de vibraciones.

Aporte con relación a la tesis desarrollada:

La teoría planteada, y formulaciones desarrolladas para el análisis de los diferentes tipos de movimientos presentes, en un puente colgantes, desde un enfoque de elementos finitos, planteada en esta investigación es pie derecho obligatorio para el desarrollo y entendimiento del análisis de puentes colgantes.

- **Título: “free vibration differences between traffic and no traffic condition on suspension bridge” [Diferencias de vibración libre entre el tráfico y no condición de tráfico en el puente de suspensión]**

Autores: Nurdan Memisoglu Apaydin ¹, Yavuz Kaya ²

Investigación indexada: Research Assistant, Earthquake Engineering Department, Kandilli Observatory and Earthquake

País: Turkia, Estambul.

Resumen:

Esta investigación presenta las características de vibración ambiental del puente colgante Sultan Fatih Mehmet por medio de prueba de vibración ambiental con tráfico y sin condiciones de tráfico. Para caracterizar la vibración libre diferencias entre el tráfico y la condición de no tráfico análisis temporales y registros espectrales, se presentan los efectos de las condiciones del tráfico.

Conclusiones:

Se discutieron las diferencias de vibración libre con la comparación de las vibraciones del puente obtenido de condiciones de tráfico pesado y las vibraciones obtenidas de condiciones de



tráfico ligero y sin tráfico. En orden para caracterizar el efecto del tráfico y las diferencias de vibración entre el tráfico de semáforo pesado y sin condiciones de tráfico, se calcularon los espectros de amplitud de Fourier (FAS) y las frecuencias y Los desplazamientos se identificaron en dirección vertical, lateral y longitudinal.

Los registros de aceleración se procesaron utilizando la tendencia para eliminar la tendencia lineal de los datos de entrada. y filtrado para eliminar el ruido de las señales. Las velocidades y los desplazamientos se calcularon para condiciones pesadas de tráfico, condiciones de tráfico ligero y sin condiciones de tráfico en longitudinal, transversal y direcciones verticales para cada ubicación. El espectro de amplitud de Fourier se ha suavizado de acuerdo con Longitud óptima de la ventana de alisado.

Los registros de aceleración de diferentes condiciones de tráfico muestran que no hay amplificación de condiciones respecto de condiciones más pequeña de tráfico. Sin embargo, las condiciones de tráfico pesado y ligero aceleran las amplificaciones, y estas son muy similares.

Aporte con relación a la tesis desarrollada:

Importante referencia del análisis práctico y caracterización dinámica mediante recolección de parámetros dinámicos de puentes colgantes, el cual constituye ser un importante antecedente de la versatilidad de este método para llevar a cabo el análisis de este tipo de estructuras.

- **Título: “Structural health modeling of the Ölfusá Suspension Bridge Damage detection and monitoring aspects” [Modelado de salud estructural de la Puente colgante de Ölfusá Aspectos de detección y monitoreo de daños.]**

Autor: Kristján Uni Óskarsson

País: Islandia, Reykjavik 2012

Resumen:

Esta tesis sirve como una parte en un proyecto de investigación en curso realizado para evaluar la salud estructural del puente colgante de Ölfusá, donde se combinó el deterioro ocasionado por la instalación de una cubierta de puente más pesada en 1992, que ha causado incertidumbres con respecto al estado de los cables principales.

El objetivo principal del trabajo es, en primer lugar, evaluar los efectos estructurales del



aumento de peso al construir dos modelos de elementos finitos, representando la configuración estructural antes y después de las renovaciones de 1992. El último modelo también está destinado a proporcionar una base para la calibración con pruebas de vibración programadas basado en la comparación de frecuencias naturales y formas modales. Esto mejorará la capacidad del modelo para describir el comportamiento estructural. En segundo lugar, una descripción de la literatura de se proporcionan métodos de monitoreo de salud y detección de daños estructurales, en los cuales El objetivo principal es resumir las técnicas disponibles y discutir posibles aplicaciones.

Conclusiones:

- El modelo que representa la configuración estructural actual del puente con el más pesado la placa de cubierta se analizó para obtener resultados que describen el comportamiento estático y modal, y también respuestas inducidas por el tráfico de la estructura
 - El modal El análisis que se realizó para este modelo se discutió con respecto a lo preferible Posicionamiento de acelerómetros para capturar los movimientos de los modos significativos, liderando a un ejemplo de una configuración de prueba de vibración potencial
 - Se presentó la detección de daños estructurales y salud aplicaciones de monitoreo, se puede concluir que las pruebas de vibración, seguidas del modelo La calibración es probablemente el siguiente paso más práctico en la evaluación del Puente Ölfusá.
 - El monitoreo del estado del puente es necesario antes de la calibración del modelo y el análisis completo después de que se hayan realizado las pruebas de vibración. Se concluye que la evaluación adicional de la condición del cable es el tema más importante de Investigación futura próxima para el puente Ölfusá.
- **Título: “Earthquake analysis of suspension bridges” [Análisis de terremotos en puentes colgantes]**

Autor: Teskan & Cherry

Investigación indexada: Research Gate.

País: Turquía, Estambul 1970

Resumen:



Se llevo a cabo un análisis de confiabilidad estructural, y se estudió un Puente en Colombia, luego del monitoreo. Los resultados obtenidos conforman una nueva metodología para llevar a cabo el análisis puentes existentes.

Conclusiones:

- Este estudio ayuda en la toma de decisiones y en la priorización de tareas de rehabilitación. En esta investigación se desarrolló, la caracterización de las propiedades dinámicas y vibraciones naturales del puente; las fuerzas internas producidas por tráfico se recolecto con Strain gages; se generó modelos estáticos, estructural y dinámicas. Se llevo a cabo estudio de amenaza sísmica y respuesta dinámica del puente y con el que se obtuvo espectros de respuesta, para periodos de retorno diferente. Determinó que las torres del puente tienen una probabilidad de falla mayor
- **Título: “Dynamic analysis of suspension bridges and full-scale testing” [Análisis dinámico de puentes colgantes y pruebas a escala completa]**

Autor: Altin, Kaptan, & Tezcan, 2012

Investigación indexada: Scientific Research.

País: Estambul, Turquía 2012

Resumen:

Este documento se refiere al análisis terremoto de puentes de suspensión, en el que se toman los efectos de grandes deflexiones en cuenta. La primera parte del estudio se ocupa de un esquema de iteración para el análisis estático no lineal de los puentes suspensión por medio de matrices de rigidez tangente.

Conclusiones:

- El concepto de matriz de rigidez tangente se introduce a continuación en la ecuación de la frecuencia que rigen la vibración libre del sistema. En cualquier etapa de equilibrio, las vibraciones se supone que tener lugar tangente a la curva que representa las características de fuerza-deflexión de la estructura.
- El puente es idealizado como un sistema de masa concentrada en tres dimensiones y se sometió a tres componentes ortogonales de terremoto movimiento del suelo que producen oscilaciones horizontales, verticales y de torsión. Por este medio se consigue una evaluación realista de res- puesta de torsión, así como para los otros tipos de



vibraciones. La técnica de espectro de respuesta modal se aplica para evaluar la carga sísmica para que la combinación de estas vibraciones. Varios ejemplos numéricos se introducen con el fin de demostrar el método de análisis. El procedimiento descrito permite al diseñador para evaluar la respuesta dinámica no lineal de los puentes colgantes de una manera sistemática.

2.2. Aspectos teóricos Pertinentes

2.2.1. Puentes colgantes

Los puentes colgantes son estructuras que permiten atravesar, obstáculos naturales o artificiales los cuales cuentan con las siguientes partes o componentes: tablero el cual es soportado por péndolas verticales o inclinadas, los cuales son la estructura portante, estos a su vez transmiten las cargas a los cables principales, estos están apoyados en torres o pilones.. (Zegarra Ciquero, 2007)

Los orígenes del puente colgante se remontan un largo camino en la historia, puentes colgantes primitivas, o dispositivos de cruce simples, eran los antepasados de modernas estructuras de puentes de suspensión de hoy en día. Los puentes colgantes fueron construidos con cables de cadena de hierro hace más de 2000 años en China y un registro similar se ha dejado en la India. El puente colgante de hierro, que se supone que se originó en el Oriente, apareció en Europa en el siglo xvi y se desarrolló en el siglo xviii.

Aunque cadena de hierro forjado se utilizó como los cables principales en el medio del siglo 18, una rápida expansión de la longitud del tramo central se llevó a cabo en la última mitad del siglo 19 provocada por la invención de acero. Hoy en día, el puente colgante es el tipo más adecuado para grandes luces muy puente y en realidad representa 20 o más de todos los puentes de luces largas del mundo (Suzuki Ikuo Harazaki & Okukawa , 2000).

▪ Reseña Histórica de Puentes Colgantes en el Perú

La construcción de los puentes en el Perú, se remonta al imperio incaico, quien, por su espíritu conquistador, requería el pase de sus tropas a través de los cursos de agua o quebradas, para así continuar con la conexión del territorio, así como para abastecer oportunamente los tambos que se encontraban bajo la administración oficial.

Otra de las finalidades, era la de facilitar la administración eficaz de su vasto imperio mediante las inspecciones periódicas por parte de personalidades oficiales. Los conquistadores españoles que han dejado escritas sus impresiones de viajes han expresado su admiración contemplado los puentes colgantes incaicos y algunos de ellos han reflexionado tratando de descubrir el proceso intelectual mediante el cual se llegó a concebirlos.

Tabla 1
Puentes colgantes más importantes en el Perú

Puente	Contratista ejecutor	Longitud Total (m)	Luz entre tramos	Año
Billinghurst	Odebrecht	720	528	2011
Inambari	Bruce	175	160	2001
Aguaytia	COSAPI	576	280	2000
Otorongo	SIMA	140	120	2000
Yanango	Impresit - Aramsa	150	150	1999
24 De Julio	Mecapi	150	150	1999
Monzon	Vera Gutierrez	110	110	1997
Picota	Laos & Bolzman	240	220	1993
Cunyac	Vera Gutierrez	110	110	1990
Cumbil	Vital S.A.	120	120	1985
Habich	Vera Gutierrez	120	120	1984
Punta Arenas	Bazan & Lama	270	220	1983
Huayabamba	Laos & Bolzman	150	150	1980
Challhuayacu	Vera Gutierrez	150	150	1980
Tocache	Vera Gutierrez	220	220	1980
Puerto Pizana	Laos & Bolzman	150	150	1979

Fuente: (MTC, 2018)

Una opinión generalizada entre historiadores que, en el gobierno del Inca Mayta Cápac, se inventaron los Puentes Colgantes en el Tahuantinsuyo, y aún se conserva la tradición de que basto el que los naturales de la “Provincia de Canas” vieran la tendida del primer puente para



Figura 1. Vista general del puente más largo del Perú Guillermo Billinghurst de 720 metros de longitud total.

que se rindieran sin resistencia al soberano cusqueño, que son de conquista había llegado hasta sus fronteras.

Por otro lado, Raymondi, en noviembre de 1860 encontró en la orilla del río Chavín lo que en la actualidad podrían ser los estribos de un puente colgantes.

Los procedimientos de construcción, obviamente, no eran los mismo en todas las localidades, y que con toda seguridad se adoptaba el más conveniente, de acuerdo con las condiciones físicas o naturales en cada caso. Por ejemplo, el arqueólogo alemán J.J. Von Tschudi (1938-1842) expresa que las “sogas” eran amarradas en, las orillas a estacas de madera.

Es importante recordar también, que en el tiempo de los Incas los puentes colgantes, eran renovados anualmente, acudiendo a ello los pobladores que las comarcas vecinas entre los que se repartía, proporcionalmente, los materiales y herramientas necesarios. Los puentes colgantes más famosos en el Perú antiguo fueron: Puente Ollantaytambo, Puente Q´eswachaca, Puente Penipe, Puente Pampas.



Figura 2. Puente Inca Q´eswachaca, ubicado en Canas, Cusco -Perú. por Inga Báez, 1981.

- **Clasificación de puentes colgantes**

Según (Okukawa et al, 2000) los puentes colgantes se pueden clasificar de acuerdo a:

- i. **Número de vanos**

los puentes pueden clasificarse en un solo tramo, de dos palmos, o de tres vanos con dos torres y puentes colgantes multispán. En los multispán que tienen tres o más torres, el desplazamiento horizontal de la parte superior de la torre puede aumentar debido a las condiciones de carga, y las contramedidas para controlar dicho desplazamiento pueden llegar a ser necesario.

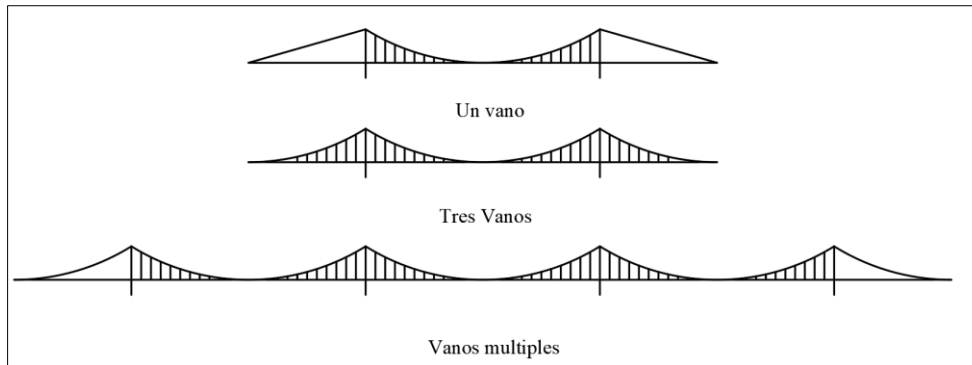


Figura 3. Clasificación de Puentes Colgantes por el Número de tramo

ii. La Continuidad de Vigas de Rigidización

Las vigas de rigidización típicamente pueden clasificarse en dos: las de bisagras o de estructura continua, las primeras son más comunes en puentes de carreteras, mientras que la segunda es aplicada cuando el puente es atravesado por ferrocarriles.

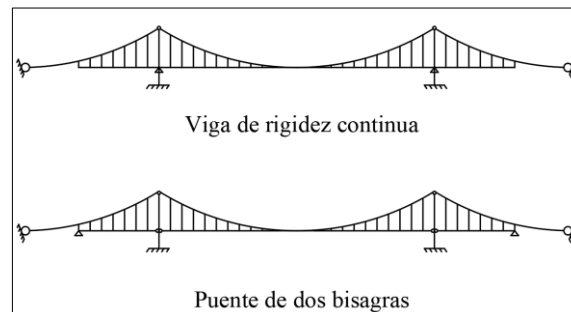


Figura 4. Clasificación de Puentes por el Tipo de Viga de Rigidez

▪ Partes Constitutivas de un Puente Colgante

i. Torres Principales

Las torres pueden clasificarse en rígido, flexible, o de bloqueo. Las torres flexibles se utilizan comúnmente en los puentes de tramo largo; torres rígidas de puentes colgantes multispán para proporcionar suficiente rigidez para el puente, y torres de bloqueo en ocasiones son considerados en puentes colgantes de tramo corto.

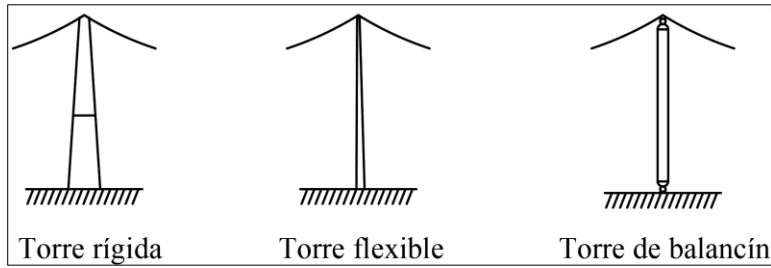


Figura 5. Tipos Estructurales de Torre Principal.

Las torres son clasificarse en tipos portal o arriostrados Por otra parte, los ejes pueden ser tanto vertical o inclinados. Típicamente, el eje central de los ejes inclinados coincide con la línea central del cable en la parte superior de la torre. Un examen cuidadoso de la torre y de la configuración es importante, ya que las torres dominan la estética del puente.

(Suzuki Ikuo Harazaki & Okukawa , 2000)

	Arriostrado	Portal	Combinación Portal con Arriostres
Forma			

Figura 6. Tipos de Armadura de Torre de Puente Colgante

ii. Cables

Según (Shinozuka *et al*, 2009) Los cables son los elementos más importantes para resistir las cargas externas en la estructura de un puente colgante. El cable puede presentar diversas configuraciones, pero todas ellas se basan en el empleo de alambres delgados de alta resistencia.

En aplicaciones estructurales, la palabra cable por lo general se usa en sentido genérico para indicar un miembro flexible solicitado a tensión.

En el diseño de puentes debe prestarse cuidadosa atención a la correcta determinación del módulo de elasticidad del cable, el cual varía según el tipo de manufactura. Dicho módulo se determina de una longitud de probeta de al menos 100 pulgadas y con el área metálica bruta del torón o cable, incluyendo el recubrimiento de zinc, si es del caso.



Figura 7. Vista general del cable principal del puente Cunyac

iii. Péndolas

Son los elementos doblemente articulados que transmiten las cargas del tablero del puente y de las vigas de rigidez a los cables. Pueden estar formados por uno o dos cordones y de acuerdo con esto cambia la manera de conectarlos al cable.

Estas péndolas se colocan verticalmente, aunque en algunos puentes se les ha colocado inclinadas para mejorar el comportamiento aerodinámico como los puentes colgantes Severn y Humber, pero esto aumenta la variación de esfuerzos debidos a la sobrecarga por lo que no se les ha seguido empleando (Ryall et al, 1990)

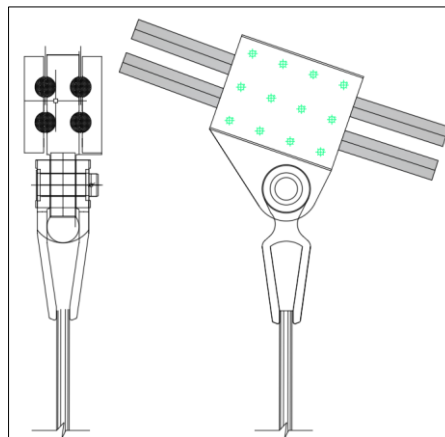


Figura 8. Detalle de anclaje de péndola al cable principal

En este caso de péndola formada por un cordón, los pernos que permiten ajustar la abrazadera al cable se hallan dispuestos verticalmente, como se ve en la figura 10.



Figura 9. Detalle de péndolas del puente Cunyac suspendidos de los torones del cable Principal

iv. Viga de Rigidez

Según (Shinozuka *et al*, 2009) Tiene por función recibir las cargas concentradas que actúan en el tablero y repartirlas uniformemente sobre las péndolas, lo que permite mantener la forma de los cables. Normalmente se le diseña como articulada sobre las torres. Las tres formas usualmente empleadas son:

- ▶ viga reticulada de bridas paralelas
- ▶ viga de alma llena, de plancha soldada
- ▶ viga de sección cajón integrada con la estructura del tablero

La viga de rigidez debe asegurar un buen comportamiento estructural del puente, así como permitir que la estructura sea económica; para esto debe tener un peso reducido, buenas características aerodinámicas y funcionando integralmente con el tablero debe permitir que haya una rigidez torsional importante.

La solución empleando vigas reticuladas de bridas paralelas ha sido la alternativa preferida, con el tablero a nivel de la brida superior para que funcione como arrostramiento de los elementos en compresión y un sistema de arrostramiento en la brida inferior con vigas transversales Figura 10 también reticuladas coincidiendo con los nudos de la viga de rigidez como se aprecia en. los tableros con vigas de rigidez reticuladas tienen relaciones luz/peralte en el rango de 75 a 175.



Figura 10. Configuración de la estructura reticulada que conforma la viga de rigidez del puente Cunyac

2.2.2. Propiedades de materiales, Vibración y Conceptos Básicos de Dinámica

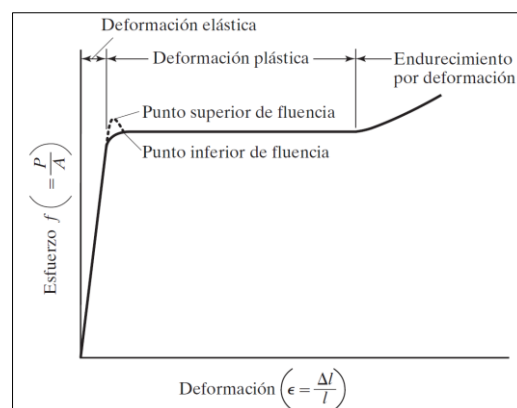
a) Módulo de Young

(Navarro, 2013); Se define como la medida de rigidez de un material elástico, simula matemáticamente el comportamiento mecánico de un material, tiene en cuenta que todo esfuerzo produce una deformación, dentro del límite elástico.

En un diagrama es la curva resultante graficada con los valores del esfuerzo y la correspondiente deformación unitaria en el espécimen calculado a partir de los datos de un ensayo de tracción o de compresión.

(McCormac & Csernak, 2012)

a)



b)

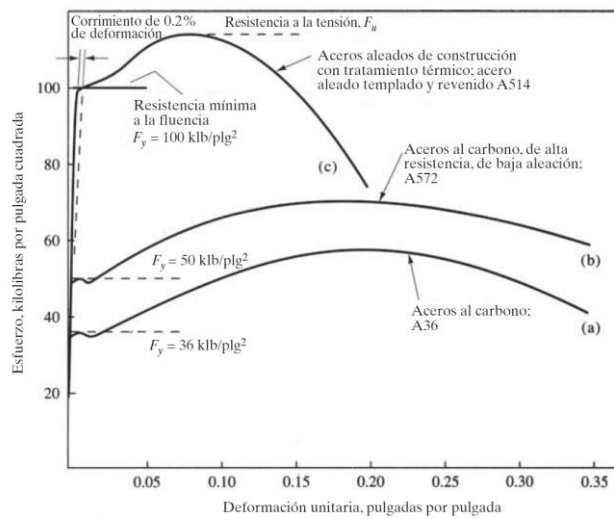


Figura 11. a) Diagrama de esfuerzo-deformación característico de un acero estructural dulce o con bajo contenido de carbono b) Curvas características de esfuerzo-deformación

b) Límite de Proporcionalidad

Se observa en la Figura 11 , que va desde el origen O hasta el punto llamado límite de proporcionalidad, es un segmento de recta rectilíneo, de donde se deduce la tan conocida relación de proporcionalidad entre la tensión y la deformación enunciada por Robert Hooke. Cabe resaltar que, más allá la deformación deja de ser proporcional a la tensión.

▪ **Límite de Elasticidad o Limite Elástico:**

Es la tensión más allá del cual el material no recupera totalmente su forma original al ser descargado, sino que queda con una deformación residual llamada deformación permanente.

(Balachandran, 2006)

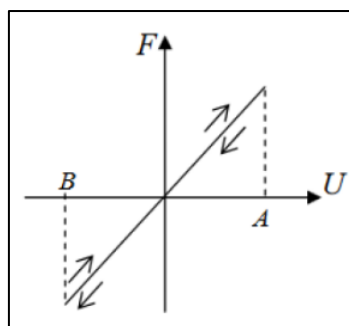


Figura 12. Desplazamientos registrados durante carga y descarga aplicando la ley de Hooke.

▪ **Punto de Fluencia:**

Es aquel donde en el aparece un considerable alargamiento o fluencia del material sin el correspondiente aumento de carga que, incluso, puede disminuir mientras dura la fluencia. Sin embargo, el fenómeno de la fluencia es característico del acero al carbono, mientras que hay otros tipos de aceros, aleaciones y otros metales y materiales diversos, en los que no manifiesta.

- **Esfuerzo Máximo:**

Es la máxima ordenada en la curva esfuerzo-deformación.

- **Esfuerzo de Rotura**

Verdadero esfuerzo generado en un material durante la rotura (Navarro, 2013); Uno de los modelos más usados para representar la relación fuerza-desplazamiento es el modelo elastoplástico o bilineal. Como por ejemplo el acero, se adopta frecuentemente para modelar otro tipo de materiales debido a su simplicidad.

Los valores de rigidez se mantienen constantes, independientemente del daño o reducción de la rigidez del edificio.

- **método de Rayleigh**

En el método de Rayleigh el concepto básico que se usa para encontrar una aproximación de la frecuencia de vibración para un sistema de un grado de libertad (UGDL) es el principio de conservación de energía. La energía en un sistema de vibración libre debe permanecer constante si no actúa algún tipo de amortiguación; entonces la máxima energía de deformación debe ser igual a la máxima energía cinética de la masa. El método puede ser aplicado para sistemas de múltiples grados de libertad (MGDL), que pueden ser representados como UGDL a través del uso de desplazamientos Ritz de la forma X:

$$\bar{\omega}^2 = \frac{K^*}{M^*} \quad (1)$$

Donde:

$K^* = X^T K X$ es la rigidez generalizada

$M^* = X^T M X$ es la rigidez generalizada

$\bar{\omega}^2$ es la aproximación de la frecuencia de vibración.

La extensión Ritz del método de Rayleigh conocido como análisis de Rayleigh-Ritz ha sido estudiada ampliamente para encontrar la aproximación de los menores valores propios y los correspondientes vectores del problema de vibración libre:

$$K \phi = \omega^2 M \phi \quad (2)$$

Donde los vectores propios ϕ pueden ser aproximados por un número discreto de funciones de forma globales X del sistema original de coordenadas, llamadas vectores de Ritz y se tiene el conjunto de parámetros conocidos como las coordenadas Ritz, que caracterizan la participación de cada vector de Ritz en la solución.

El vector desplazamiento nodal u se aproxima por una combinación lineal de r vectores de Ritz independientes, con $r < n$, como:

$$u(t) \approx \sum_i^r x_i z_i = X z(t) \quad (3)$$

Donde x_i son los vectores de base linealmente independientes que serán generados por el algoritmo explicado más adelante y $z_i(t)$ son funciones del tiempo desconocidas, que son las coordenadas de Ritz.

Al derivar la ecuación (3) dos veces respecto del tiempo, se obtienen las siguientes expresiones:

$$\dot{u}(t) = \sum_{i=1}^r x_i \dot{z}_i = X \dot{z}(t) \quad (4)$$

$$\ddot{u}(t) = \sum_{i=1}^r x_i \ddot{z}_i = X \ddot{z}(t) \quad (5)$$

Si se tiene que la ecuación dinámica del sistema estructural es:

$$M \ddot{u}(t) + C \dot{u}(t) + K u(t) = f(s, t) = f(s)g(t) = fg(t) \quad (6)$$

Reemplazando las expresiones precedentes se tendría:

$$MX \ddot{z}(t) + C X \dot{z}(t) + K X z(t) = fg(t) \quad (7)$$

Se conoce que las matrices de masa M y rigidez K son cuadradas de orden n y el vector de carga \mathbf{f} de orden $n \times 1$.

Como se mencionó anteriormente, uno de los mejores métodos para resolver el problema de dinámica lineal propuesto es la "técnica de superposición modal". Se escoge r modos de vibración no amortiguados libres, procedentes de la solución de los valores propios como vectores base X .

Si X es de dimensión $n \times r$, el X^T es de orden $r \times n$, multiplicando X^T en la ecuación anterior:

$$X^T M X \ddot{z}(t) + X^T C X \dot{z}(t) + X^T K X z(t) = X^T \mathbf{f}(s)g(t) \quad (8)$$

Representando estas matrices como:

$$X^T M X = M^*$$

$$X^T C X = C^*$$

$$X^T K X = K^*$$

$$X^T \mathbf{f}(s) = \mathbf{f}^*$$

Siendo estas nuevas matrices de rigidez, masa y amortiguamiento (M^* , C^* , K^* , \mathbf{f}^*)

cuadradas de orden $r \ll n$ y el vector \mathbf{f}^* de orden $r \times 1$

$$M^* \ddot{z}(t) + C^* \dot{z}(t) + K^* z(t) = \mathbf{f}^* g(t) \quad (9)$$

Con esta particular elección se demuestra la reducción de matrices M^* , C^* y K^* . Si el amortiguamiento es proporcional, estas matrices son diagonales, obteniéndose la ecuación reducida para el i -ésimo modo deducida en el capítulo anterior:

$$\ddot{z}_{(t)} + 2 \zeta \omega \dot{z}_{(t)} + \omega^2 z_{(t)} = \frac{\mathbf{f}^* g(t)}{m^*} \quad (10)$$

El sistema reducido se transforma en un grupo de r ecuaciones independientes determinadas que pueden ser integradas una por una. Logrando un sistema de ecuaciones diferenciales desacopladas de orden r de mucho menor orden que n que es el número de grados de libertad del sistema.



Si se calcula la matriz X de vectores de Ritz de orden r y los valores propios z se puede lograr el conjunto de vectores:

$${}^{\circ}X = Xz \quad (11)$$

${}^{\circ}X$ son el conjunto de vectores ortogonalizados con respecto a las dos matrices de rigidez y masa del sistema completo, siendo algunos de estos vectores una buena aproximación para las formas de modo exactas de la estructura. (Mosquera Maguiña, 2012).

2.2.3. Análisis no Lineal de Estructuras

Según (Bazzano & Pérez Zerpa, 2017) : El análisis no lineal de estructuras forma parte esencial de los conocimientos de los ingenieros estructurales en disciplinas como: ingeniería civil (infraestructura), mecánica, naval, aeroespacial, automotriz, biomecánica, etc.

En algunas aplicaciones en el área Civil, en particular en estructuras de edificación sencillas, los efectos resultantes del comportamiento no lineal de las estructuras están contemplados mediante procedimientos codificados en las normas de diseño

estructural (ver por ejemplo ACI 318-14, AISC 360-16, Eurocódigos). No obstante, para estructuras que se apartan de las hipótesis asumidas en los procedimientos codificados, las normas mencionadas describen y admiten análisis más refinados de los efectos resultantes de la respuesta no lineal de las estructuras. La necesidad de llevar adelante estos análisis se vuelve imprescindible para ciertos tipos de estructuras que trabajan en régimen no lineal bajo cargas de servicio. Algunos ejemplos de estas estructuras son:

- mástiles atirantados (Sparling, 1995),
- puentes suspendidos (Larsen et al., 2000),
- puentes atirantados (Wu et al., 2015; Madrazo-Aguirre et al., 2015),
- análisis de placas o cáscaras delgadas (Hunt and Wadee, 1998),
- estructuras reticuladas y aporticadas esbeltas (Morozov et al., 2011),
- cubiertas con membranas tensas (Bridgens and Birchall, 2012),
- cubiertas formadas por cables (Feng et al., 2013).



2.2.3.1. Análisis no Lineal de Sistemas de Cables

Según (Sanchez Fernandez, 2005): En la mayoría de los casos las estructuras de ingeniería se suponen firmes e inflexibles, sus propiedades invariables y las ecuaciones de equilibrio se formulan en la geometría descargada de la estructura o en su geometría inicial. Las deformaciones se suponen muy pequeñas de manera tal que sus efectos son insignificantes al momento de evaluar el equilibrio del sistema. Sin embargo, hay importantes casos en los que las relaciones lineales son inadecuadas para definir el comportamiento apropiado de la estructura. En estos casos es necesario plantear una formulación diferente, más precisa, con el fin de representar más adecuadamente el comportamiento estructural. Para estos casos excepcionales, en los que el comportamiento de las estructuras es marcadamente no-lineal, los orígenes de no-linealidad se deben principalmente a:

- No-linealidad del material
- No-linealidad geométrica.

La superestructura del sistema colgante está conformada por:

- Vigas de Rigidez.
- Tablero
- Cables de suspensión
- Torres.

Las vigas principalmente trabajan a flexión, en las torres las fuerzas axiales son significativas y los cables trabajan únicamente a tensión. Las no-linealidades que se presentan en el sistema sin duda son geométricas, debido al comportamiento de los cables y también en el caso de las

torres. Efectos de la no-linealidad geométrica:

- a) Imperfecciones iniciales de un miembro estructural, como la falta de rectitud.
- b) El efecto $P-\Delta$, que se conoce como el momento desestabilizador producido por una fuerza axial P , multiplicada por el desplazamiento lateral Δ
- c) El efecto $P-\delta$, en el que se evalúa la influencia de la fuerza axial en la rigidez flexional de un miembro de la estructura.

Los efectos de no-linealidad geométrica (a) y (b), se presentan en las torres, los efectos (b) y (c) se presenta en los cables. En esta primera parte nos concentraremos en el comportamiento

no-lineal de los cables. En el caso (e) las estructuras por el comportamiento no-lineal presentan cambios en la geometría (grandes desplazamientos) y existen dos formas de comportamiento no-lineal:

- Estructuras que presentan efecto de reblandecimiento ("softening") con el incremento de la carga.
- Estructuras que presentan endurecimiento o aumento de rigidez ("stiffening") a medida que se incrementa la carga.

Estas dos formas de comportamiento estructural se ilustran en las figuras 14. a y 14. b.

La figura 14.a ilustra el efecto de reblandecimiento en el que la estructura progresivamente pierde rigidez a medida que se aumenta la carga, esta forma de comportamiento estructural está asociada a la falla por pandeo. Generalmente este tipo de estructuras presentan un comportamiento más complejo que el tipo de estructuras que presentan endurecimiento.

La figura 14.b, muestra el efecto de incremento de rigidez a medida que se aumenta la carga externa. Para esta forma de estructura es necesario evaluar el equilibrio en la posición deformada. (Fish & Belytschko, 2007)

(Sanchez Fernandez, 2005)

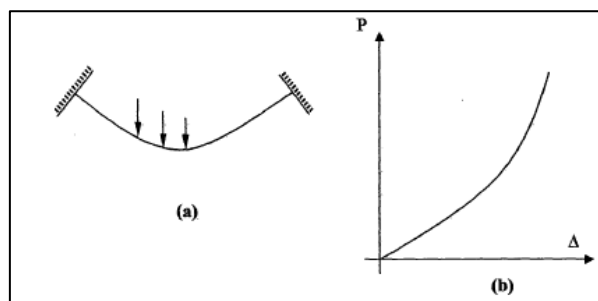


Figura 13. (a) Cable estructural suspendido, (b) Diagrama carga- desplazamiento.

2.2.4. Vibración

Cualquier movimiento que se repite después de un intervalo de tiempo se llama vibración u oscilación. El vaivén de un péndulo y el movimiento de una cuerda pulsada son ejemplos comunes de vibración. La teoría de la vibración tiene que ver con el estudio de los movimientos oscilatorios de los cuerpos y las fuerzas asociadas con ellos.

También podemos decir que, es un movimiento trepidatorio de vaivén desde una posición de equilibrio hasta otra de posición máxima, referido también como un movimiento repetitivo que permite a un cuerpo recuperar su posición original (Ramos Emiliani & Rincón Rubiano, 2012).



Los elementos que aportan inercia al sistema, guardan y alcanzan una energía cinética, la rigidez de los elementos acumula y libera energía potencial y el amortiguamiento de los elementos puede ser expresado como una pérdida de energía en el sistema, cada uno de estos componentes tiene una respuesta a la excitación muy diferente, el que puede aplicarse como fuerza o como momento, de manera que la respuesta del elemento se describe en términos de aceleración, velocidad o desplazamiento, la inercia de los elementos se relacionan de manera directa entre la fuerza o momento, aplicado con la respuesta de aceleración, los elementos que aportan rigidez están caracterizados por la relación entre una fuerza aplicada y el correspondiente desplazamiento, y la disipación de energía en los elementos se caracteriza por la relación entre una fuerza aplicada o un momento y la respuesta de velocidad.

Los movimientos tanto cercanos como lejanos, son capaces de generar aceleraciones en una estructura. Estos movimientos pueden ser: sismos distantes o próximos, tráfico vehicular, cambios en la presión atmosférica, tránsito de personas, voladuras de canteras, hincado de pilotes, entre otras actividades del hombre o naturales. Estas vibraciones son, generalmente, procesos totalmente aleatorios, ya que todas vienen de fuentes muy diferentes tanto en origen como en intensidad. Un registro toma como datos la duración significativa de la señal y la define como el tiempo en segundos. (Cabrera, 2016).

2.2.4.1. Parámetros de la Vibración

(Advanced Mechanical Engineering Solutions, 2015); La amplitud de los parámetros de vibración varía dependiendo de la frecuencia de medición, conociendo cualquiera de los parámetros de amplitud de vibración (aceleración, velocidad y desplazamiento), se pueden conocer el resto de parámetros.

Las vibraciones nos dicen cómo las fuerzas actúan sobre la máquina. Necesitamos un sensor para convertir la vibración en señal eléctrica, que podamos procesar y almacenar. Si podemos medir la aceleración, se podrá integrar y ver los datos en unidades de velocidad.

Si se considera el movimiento armónico de una onda periódica, la cual se repite cada 360° o puede ser expresada de manera matemática cada 2π radianes. Revisando el gráfico correspondiente al desplazamiento, se puede definir un desplazamiento instantáneo en un tiempo específico usando la fórmula del movimiento sinusoidal. Usando estas fórmulas del

movimiento sinusoidal, asignando la frecuencia fundamental característica de un movimiento, se puede obtener los máximos valores de desplazamiento, velocidad y aceleración.

Es importante mencionar que los valores de aceleración muestran la amplitud del movimiento de los motores usando como unidad - G fuerza, relacionando los valores de masa y la amplitud de la aceleración, basándose en el principio de Isaac Newton:

$$F = m \times a \quad (12)$$

Recuperado de: <http://www.amesweb.info/SinusMotion/SinusMotion.aspx>.

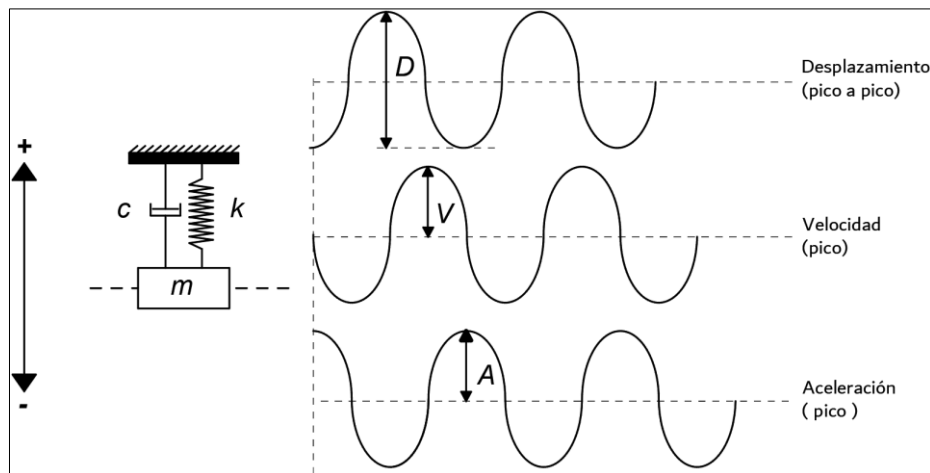


Figura 14. Diagrama de movimiento y elementos de la vibración descrita por una vibración sinusoidal

i. Frecuencia de Vibración

Es el tiempo necesario para completar un ciclo vibratorio, si se requiere de un segundo para completar un ciclo, entonces durante un minuto se repetirá 60 veces o sea 60 ciclos por minuto.

$$f = \frac{1}{\text{tiempo}} \quad (13)$$

ii. Desplazamiento

El desplazamiento relaciona las fuerzas elásticas o rigidez que ocasionan fallas de flexión, y enfatiza en intervalos de frecuencia baja (<35 Hz.) la distancia total que describe la parte que vibra desde un extremo a otro se le denomina “desplazamiento pico a pico”, se expresa ordinariamente en el sistema internacional (SI), como micrómetros (μm), los sensores para su medición son comunes en máquinas de alta velocidad. (Cabrera, 2016)

$$x = \frac{D * \text{sen}(2\pi ft)}{2} \quad (14)$$



Donde:

D = Desplazamiento pico a pico.

t = Tiempo en segundos

f = Frecuencia en Hertz.

iii. Velocidad

Se encuentra desfasada 90° del desplazamiento, nos relaciona la poca fuerza, donde la principal causa de falla será por fatiga y adicionalmente proporciona un énfasis igual en todas las frecuencias de vibración.

$$v = \pi f D * \text{Cos}(2\pi f t) \quad (15)$$

iv. Aceleración

Se expresa normalmente en “g” pico, siendo una g la aceleración que produce la fuerza de gravedad en la superficie de la tierra ($1g = 9.806 \text{ ms}^{-2}$).

$$a = -2\pi^2 f^2 D * \sin(2\pi f t) \quad (16)$$

2.2.4.2. Tipos de Vibración

(Saavedra P.N, 2007); las vibraciones en estructuras pueden originarse por muchas fuentes externas, incluyendo construcciones industriales y actividades de transporte. La vibración puede ser continua (con amplitudes que varían o que se mantienen constantes en el tiempo), impulsiva (como cuando ocurren choques) intermitentes (con magnitudes que pueden ser ambas constantes y variantes con el tiempo).

Las vibraciones en estructuras pueden ocurrir también desde fuentes internas (dentro de la estructura) como en una pista donde los movimientos de tránsito se desarrollan como parte de la estructura del sistema o fuentes de vibración mecánica en edificios, las vibraciones y la intensidad de sus efectos asociados son usualmente clasificados entre continuos, intermitentes e impulsivos como sigue:

- Continuos: las vibraciones continúan ininterrumpidas por un periodo definido usualmente en tiempos establecidos en el día o en la noche.
- Impulsivos: la vibración alcanza de manera brusca una magnitud pico seguida de un decaimiento amortiguado que puede o no involucrar con severos ciclos de vibración

dependiendo de la frecuencia y el amortiguamiento. Puede considerarse también como la aplicación repentina de varios ciclos de carga con la misma amplitud, con la característica de que el tiempo que duran es menor de 2 segundos

- **Intermitentes:** puede ser definida como la interrupción de un periodo continuo o la repetición de periodo de vibración impulsivo o vibración continua, que varían de manera significativa la amplitud podría ser originada por fuentes de impulso o fuentes repetitivas que operan de manera intermitente pero que podrían causar una vibración continua si actúan de manera continua, por ejemplo: maquinaria intermitente, carriles de un tren, el tráfico, etc.

Tabla 2

Clasificación según el tipo de vibración

Vibración Continua	Vibración Impulsiva	Vibración Intermitente
Maquinaria, tráfico estacionado, actividades continuas de construcción como máquinas de sondeo en túneles.	No ocurren con frecuencia por ejemplo caída ocasional de maquinaria pesada carga y descarga ocasional.	Las actividades de construcción intermitentes como: el paso de vehículos pesados, impacto.

Fuente: Cabrera, 2016

2.2.4.3. Pruebas Dinámicas como fuente de vibración en Puentes

Hay tres principales tipos diferentes de pruebas dinámicas (Salawu,1995) en función del tipo de excitación utilizada, es decir, pruebas de vibración ambiental producida por paso de vehículos, viento, sismos, etc.

a) Prueba de Vibración ambiental producida por paso de vehículos

En las pruebas de vibración ambiental producida por paso de vehículos, la estructura es excitada por una fuerza de entrada conocida. La excitación de entrada a la estructura es proporcionada por los sistemas de excitación diseñados adecuadamente, lo que implica la aplicación de una fuerza conocida a frecuencias particulares o bandas de frecuencia de interés (Causevic 1987, De Sortis et al. 2005). Este método se basa en el hecho de que, si se sabe que la carga sobre la estructura y respuestas resultantes, a continuación, las características estructurales pueden ser inequívocamente determinado.



Por el uso de una función de fuerza conocida, varias incertidumbres relacionadas con el procesamiento y la recopilación de datos, por tanto, se pueden evitar. Estos tipos de pruebas también permiten lograr mayores relaciones de señal a ruido en las mediciones de respuesta (Salawu y Williams 1995). Las estructuras son excitadas típicamente por agitadores o martillos de impacto instrumentado.

Dos tipos diferentes de agitadores se pueden utilizar, un agitador de masa lineal y un agitador masa excéntrica. agitadores de masas lineales pueden impartir una combinación de estado estacionario sinusoidal, así como las ondas transitorias, mientras que agitadores de masas excéntricas sólo pueden impartir forzando sinusoidal. Ambos agitadores se pueden utilizar para la excitación horizontal o vertical de la estructura. martillos de impacto sólo pueden impartir de excitación de tipo impulso a la estructura. martillos de impacto puede ser levantado por máquina o se ha caído en poder de la mano.

Diferentes niveles de fuerzas se pueden generar mediante el uso de diferentes pesos. Las ventajas asociadas con martillos de impacto es que son rápidos en su aplicación y las pruebas se pueden repetir rápidamente un gran número de veces. Aunque agitadores pesados y pesos pesados de la gota están disponibles, el tamaño de la estructura puede limitar el uso de pruebas de vibración ambiental producida por paso de vehículos a sistemas estructurales más pequeñas. Además, la estructura a menudo que ser cerrado para las operaciones para este tipo de forzar.

b) Prueba de Vibración Ambiental

En pruebas de vibración ambiente, la excitación no está bajo control y por lo general se considera que es un proceso estacionario de ruido blanco aleatorio, lo que significa que los datos de respuesta de la estructura por sí solos pueden ser usados para estimar los parámetros dinámicos. La creciente popularidad de este método es que no se requiere ninguna maquinaria o carga.

La excitación ambiental puede ser de fuentes tales como el viento, el tránsito peatonal o vehicular, terremotos, olas o similares. Por muy grande y estructuras masivas, excitación ambiente es a menudo la única opción práctica. Identificación estructural a través de las vibraciones ambientales ha tenido éxito en numerosos casos (Ivanovic et al. 2000, Ventura et al. 2003). Sin embargo,



En las pruebas de vibración ambiental, se introduce en la estructura por sólo entradas iniciales. La estructura es perturbada de su posición de equilibrio estático inicial y se le permite moverse libremente (Friswell y Mottershead 1995).

Ninguna fuerza externa se aplica a la estructura durante la vibración libre. La energía del sistema decae debido al material, estructural y amortiguación fluido. En general, es difícil aplicar este tipo de excitación a grandes estructuras, a escala real.

2.2.4.4. Sistemas Dinámicos

a) Periodo de Vibración

El periodo fundamental representa el tiempo requerido para que la estructura complete un ciclo en movimiento armónico simple. El periodo es expresado en segundos por ciclo o simplemente en segundos, entendiéndose que se trata de segundos por ciclo. El término natural se emplea para enfatizar las propiedades naturales de la estructura, dependientes de su masa y rigidez.

Las características dinámicas más importantes de una estructura son los periodos naturales de vibración y el amortiguamiento. El periodo natural es siempre importante e influye en todos los casos de cargas dinámicas, mientras que el amortiguamiento en algunos casos puede no ser importante y en otros casos no. Ante una acción exterior, distintas estructuras reaccionarán de formas diferentes. Esta respuesta está íntimamente relacionada con las formas o modos de vibrar y sus correspondientes frecuencias o periodos propios.

Los periodos y formas de vibrar dependen de las características geométricas y de materiales (rigidez) y de la inercia que la estructura opone al movimiento (masa). Según; (Paz, 1992); puede ser expresado por una función seno o coseno de la misma frecuencia ω_n , el periodo puede ser fácilmente calculado ya que las funciones seno y coseno tienen un periodo de 2π , una estructura quedaría representada solamente por su periodo fundamental de vibración el periodo “T” del movimiento está determinado por:

$$\omega_n * T = 2\pi \text{ ó } T = \frac{2\pi}{\omega_n} \quad (17)$$

(Cabrerera, 2016)

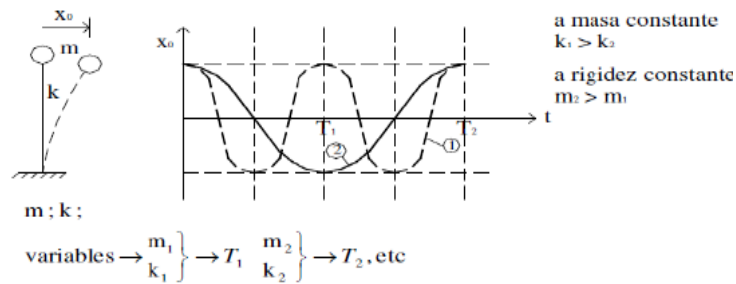


Figura 15. Velocidad de reacción, diferentes “T” periodos.

(Balachandran, 2006, pág. 79), el valor recíproco del periodo es la frecuencia natural, f , de la ecuación 18 El valor que pueda tomar la frecuencia natural depende de las propiedades del sistema y están en función de la inercia, rigidez y amortiguamiento del sistema, independiente de tiempo externo, dependiente de las fuerzas impuestas al sistema.

Para sistemas de un grado de libertad, un incremento en la rigidez o reducción en la masa o momento de inercia; incrementan la frecuencia natural, así una reducción de la rigidez o un incremento de la masa, o momento de inercia reducirá el valor de la frecuencia natural, de manera equivalente el mejor desplazamiento estático tendrá una menor frecuencia natural

La frecuencia natural se expresa en hercios o ciclos por segundo (c.p.s) debido a que la cantidad ωn solo difiere de la frecuencia natural f en el factor constante 2π , también algunas veces se le denomina frecuencia natural. Para distinguir entre estas dos expresiones de la frecuencia natural. Se puede llamar ωn a la frecuencia circular o angular, a menudo estas dos cantidades se distinguen por el contexto o por las unidades, la frecuencia natural f se expresa en c.p.s, como se ha iniciado mientras que la frecuencia circular ωn se da en radianes por segundo (rad/seg).

b) Frecuencia Natural

Está definido como el número de revoluciones circulares en un intervalo de tiempo dado. Donde un sólido alterado de su posición de descanso tiende a vibrar a ciertas frecuencias denominadas naturales o resonantes cuando éste es excitado. Para cada frecuencia natural, el sólido adquiere una determinada forma denominada forma modal. El análisis de frecuencia calcula las frecuencias naturales y las formas modales asociadas. Las unidades para expresar su magnitud se describen en Hz lo que equivale a un ciclo/seg. (Cabrera, 2016)



2.2.5. Métodos para la Medición de Vibración en Puentes

La prueba de vibración desarrollada permite la medición de las magnitudes de aceleración en las direcciones vertical, lateral y longitudinal, la determinación de las frecuencias naturales de la estructura, así como la deformación (esfuerzo dinámico) presente en algunos de los elementos de la superestructura. (Francisco & Henríquez, 2014).

Actualmente, los estudios de vibraciones en puentes se están enfocando al análisis modal, empleando para ello funciones de transferencia en frecuencia. Estos estudios de sensibilidad y paramétricos requieren de un manejo, filtrado e interpretación adecuados de la señal registrada experimentalmente. Existen dos aspectos importantes que influyen de modo particular en la medición experimental de vibraciones en puentes: el primero se desprende del hecho de que para medir sus vibraciones hay que administrarle al puente, una fuerza de excitación conocida y proporcionada al tamaño del mismo.

El segundo aspecto se refiere al hecho de que en un puente real es muy difícil realizar pruebas controladas, ya que intervienen muchos factores de carácter ambiental tales como la temperatura y el viento, así como otros que dependen de los procedimientos experimentales, los cuales influyen sobre la repetibilidad y aleatoriedad de las mediciones efectuadas. (Carrión Viramontes, et al., 1999).

2.2.5.1. Métodos Experimentales para la medición de vibración en puentes

El análisis de las respuestas dinámicas de un puente representa una laboriosa tarea de recolección de datos de campo, consideraciones previas como la identificación estructural del puente, revisión del estado del arte de evaluaciones de puentes del mismo tipo, el tratamiento de las variables involucradas y la determinación del nivel de detalle deseado.

El conocimiento de los distintos métodos aplicables al análisis dinámico de estructuras, es fundamental para definir la configuración y el procedimiento experimental a usarse en un caso determinado, así como para saber las limitaciones y alcances que tiene cada uno de estos métodos.

Estos métodos pueden clasificarse, de manera muy general, de la siguiente manera según (Carrión et al., 1999).

- ▶ Métodos para el análisis modal y vibraciones.

- ▶ Método de las funciones de respuesta en frecuencia (FRF).
- ▶ Métodos de análisis de sensibilidad.

2.2.5.2. Métodos de Análisis Modal y Vibraciones

Los métodos de análisis de Fourier constituyen las primeras herramientas matemáticas empleadas para modelar el comportamiento de sistemas dinámicos. Así, empleando estos métodos es posible identificar las frecuencias o periodos característicos de vibración de un sistema. Sobre este tema existe una amplia variedad de libros y reportes sin embargo, para el (Fertis, 1995) (Hsu, 1973) propósito de este trabajo, es importante destacar que el Análisis de Fourier se basa en el hecho de que la función en el tiempo es periódica, y que representa el comportamiento dinámico de un sistema lineal. De esta forma, al tratar con funciones transitorias o aleatorias, o al estar asociadas estas funciones a sistemas no lineales, el Análisis de Fourier es aproximado y requiere de consideraciones adicionales.

Para el caso más simple de una función estacionaria y periódica $f(t)$, se puede demostrar que ésta puede expresarse como una combinación lineal de funciones senos y cosenos, de la siguiente forma (Hsu, 1973)

$$f(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} [a_n \cos(n\omega_0 t) + b_n \text{sen}(n\omega_0 t)] \quad (18)$$

Donde,

$$a_n = \frac{2}{T} \int_0^T f(t) \cos(n\omega_0 t) dt \quad (19)$$

$$b_n = \frac{2}{T} \int_0^T f(t) \text{sen}(n\omega_0 t) dt \quad (20)$$

Donde $\omega_0 = \frac{2\pi}{T}$, es la frecuencia fundamental, T es el período de la función y los coeficientes a_n y b_n son constantes cuya magnitud indica el grado de participación de la frecuencia ω_n en la descomposición de la función original.

En este caso, el espectro de frecuencias se discretiza en intervalos de la frecuencia fundamental.

Cuando se generaliza a un espectro de frecuencia continuo, se obtiene la denominada

transformada de Fourier, definida por:

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t)e^{-i\omega t} dt \quad (21)$$

Para el caso particular de los puentes, y cuando se supone a éstos como estructuras homogéneas y lineales, el análisis dinámico se puede analizar mediante el modelo descrito por la siguiente ecuación diferencial:

$$m \ddot{y} + c \dot{y} + ky = f(t) \quad (22)$$

en donde $y(\bar{r}, t)$ representa los desplazamientos en función del vector de posición \bar{r} y del tiempo t , m la masa del sistema, c la constante de amortiguamiento viscoso, k la constante de rigidez y $f(t)$ la fuerza externa aplicada al puente como función del tiempo. Cuando se analiza el caso de vibración libre unidimensional, es decir, $f(t) = 0$, la solución de esta ecuación está dada por (D. G. Fertis):

$$y(t) = e^{-\zeta\omega t} \left(y_0 \cos \omega_d t + \frac{\dot{y}_0 + \zeta\omega y_0}{\omega_d} \text{sen } \omega_d t \right) \quad (23)$$

Donde $\omega = \sqrt{k/m}$ se define como la frecuencia no amortiguada, $\zeta = \frac{c}{c_c}$ es el factor de amortiguamiento, $c = 2\sqrt{km}c = 2\sqrt{km}$ es la constante de amortiguamiento crítico $\omega\sqrt{1 - \zeta^2}$, es la frecuencia de vibración amortiguada y y_0, \dot{y}_0 , son, respectivamente, el desplazamiento y velocidad al tiempo $t = 0$ o iniciales. Para casos más generales, el Análisis de Fourier se puede emplear para resolver la ecuación (2.12), de donde resulta:

$$Y(\omega) = [H(\omega)] F(\omega) \quad (24)$$

Donde $Y(\omega)$ y $F(\omega)$ son, respectivamente, la transformada de Fourier de la excitación y de los desplazamientos del puente. En esta ecuación (24), $H(\omega)$ se denomina función de respuesta en frecuencia y depende únicamente de las propiedades del puente, es decir, es independiente de la fuerza de excitación.

$$Y(\omega) = [H(\omega)] F(\omega) \quad (25)$$

De esta función de respuesta en frecuencia se pueden obtener las frecuencias naturales ω_n y los factores de amortiguamiento ζ_n asociados a esas frecuencias, que son los dos parámetros asociados a la dinámica del sistema analizado, más significativos para dar una descripción general del comportamiento del mismo.

En la práctica, las frecuencias naturales se calculan de los valores de las frecuencias amortiguadas que se obtienen de los valores máximos de la función de respuesta en frecuencia que se pueden considerar iguales cuando el factor de amortiguamiento es muy pequeño (Fertis, 1995) (Clough & Penzien, 1995)

(Carrión et al, 1999)

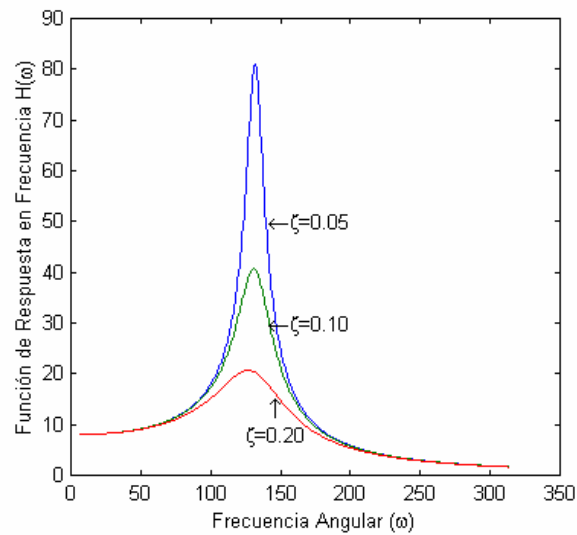


Figura 16. Efecto comparativo del factor de amortiguamiento

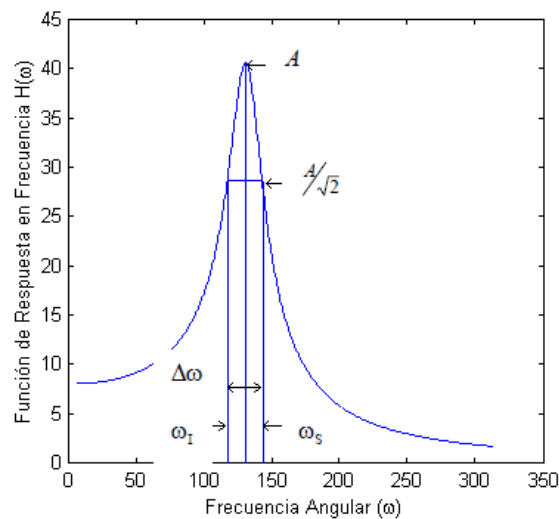


Figura 17. Trazo geométrico para el cálculo del factor de amortiguamiento

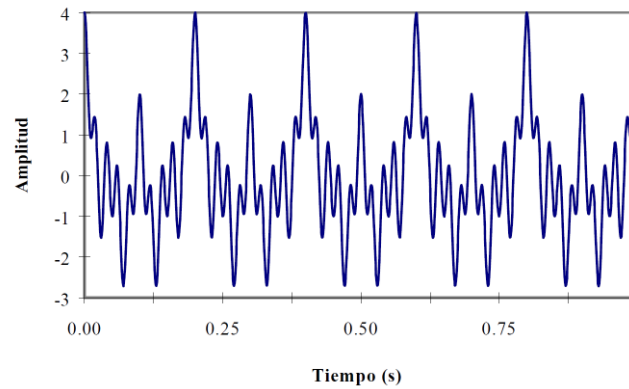


Figura 18. Gráfico de una señal representada por una función

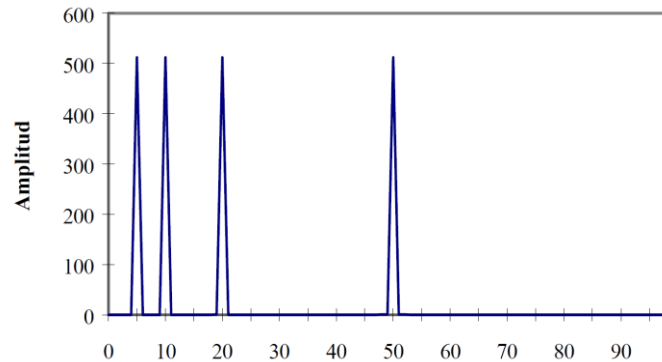


Figura 19. Transformada de Fourier de la función

a) Método de las Funciones de Respuesta en Frecuencia (FRF)

La ecuación de movimiento es generalizada para un conjunto de elementos o sistemas, se obtiene lo siguiente

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F(t) \quad (26)$$

Donde M , C y K son, respectivamente, las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez del sistema, incorporando en ellas las propiedades del sistema dinámico. Cuando el puente presenta un comportamiento lineal, estas tres matrices son constantes. Para los casos no lineales, estas propiedades son funciones de la geometría, del tiempo y/o de la amplitud de las vibraciones.

Si a la ecuación (27) se le aplica la transformada de Fourier, se obtiene:

$$[M\omega^2 + C\omega + K][Y(\omega)] = [F(\omega)] \quad (27)$$

En donde la matriz de funciones de respuesta queda definida de la siguiente manera:

$$[H(\omega)] = [M\omega^2 + C\omega + K]^{-1} = [Y(\omega)][F(\omega)]^{-1} \quad (28)$$

Al igual que para el caso de un grado de libertad, la matriz de funciones de respuesta en frecuencia (FRF), es independiente de la fuerza de excitación y es función únicamente de las propiedades de masa, amortiguamiento y rigidez del sistema. Por lo tanto, el analizar la matriz de FRF, equivale a estudiar las características intrínsecas de la estructura misma, y cualquier variación en esta matriz es consecuencia de variaciones en las propiedades de la estructura.

De acuerdo con lo anterior, el análisis de FRF es el estudio de las características de la matriz $[H(\omega)]$, la cual contiene toda la información de las propiedades estructurales de un puente, por complejo que éste sea

Observando la ecuación (28), es evidente que para conocer la matriz de FRF se deben calcular primero los vectores de desplazamientos y fuerzas en términos de su transformada de Fourier. Por lo tanto, en una prueba cuya finalidad sea la de medir estas FRF, es necesario medir tanto la fuerza de excitación como los desplazamientos resultantes. De acuerdo con esto, la caracterización de los puentes empleando vibradores o dispositivos de impacto para excitarlos, resulta ser de lo más práctico, ya que con estos esquemas se pueden conocer los datos de la excitación. En oposición, una excitación aleatoria requiere de la evaluación estadística tanto de ésta como de la respuesta promedio obtenida. Desde el punto de vista de la evaluación experimental de puentes, la obtención de la matriz de funciones de respuesta en frecuencia $[H(\omega)]$ es una tarea de mayor complejidad en comparación con la realización del análisis modal; no tan sólo por la necesidad de utilizar una mayor cantidad de transductores de medición, sino porque además se requiere de un poderoso sistema de procesamiento de datos que permita tanto manejar el alto volumen de información como interpretar los resultados que corresponden a efectos de comportamiento local y global del sistema, ambos totalmente ligados entre sí. (Carrión et al., 1999)

b) Método del Análisis de Sensibilidad

Las características de una estructura pueden ser estudiadas a partir de sus parámetros modales (frecuencias naturales y sus modos dinámicos asociados), o mediante sus parámetros estructurales (masa, amortiguamiento y rigidez). Tomando en cuenta que las características de vibración de una estructura son de naturaleza global, las propiedades y variaciones de los parámetros estructurales de la misma pueden ser analizados a través de estas características de

vibración de la estructura. En este caso, el problema fundamental es saber cómo es que se relacionan los parámetros modales con los estructurales, y determinar qué tanto cambia unos con respecto a las variaciones de los otros. Mientras que el primer aspecto está resuelto con las funciones de respuesta en frecuencia, el segundo se aborda mediante el análisis de sensibilidad. Es importante destacar que los estudios de sensibilidad se emplean para seleccionar las variables dinámicas importantes del sistema, contando así con criterios para simplificar el análisis de estructuras complejas, definiendo estrategias consecuentes de instrumentación para la realización de pruebas. Asimismo, estas pruebas de sensibilidad sirven para caracterizar el efecto que los errores en la medición o las variaciones estadísticas de eventos aleatorios tienen sobre los datos obtenidos experimentalmente (Li & J.R, 1995).

Como ejemplo de un análisis de sensibilidad, considérese el caso más simple, tomando a las frecuencias ω_i (con $i = 1, \dots, m$), como los únicos parámetros modales y a los valores de rigidez k_j (con $j = 1, \dots, n$), como los parámetros estructurales importantes. Calculando ahora la matriz de sensibilidad, definida de la siguiente manera:

$$S = \left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \omega_i}{\partial k_j} \end{array} \right\} \quad (29)$$

Donde los elementos s_{ij} de valores más altos corresponden a los elementos k_j para los cuales la frecuencia ω_i es más sensible. Dado que los valores anteriores pueden ser muy variados, es conveniente normalizar los vectores $s_i = (s_{i1}, s_{i2}, \dots, s_{in})$ y considerar únicamente los elementos significativos cuando éstos son mayores a un determinado porcentaje del valor de la norma. El valor del porcentaje depende del tipo de norma que se utilice y del nivel de dependencia al que se desee llegar. Cuando es posible identificar los elementos estructurales principales, se puede seleccionar, con base en el estudio de sensibilidad, el subconjunto de frecuencias para las cuales el subconjunto de elementos de rigidez es significativo. De esta manera es posible, mediante un estudio experimental, establecer los puntos de instrumentación de acuerdo con las frecuencias que se quieren medir. De la misma manera, es posible establecer el nivel de cambio en las frecuencias de acuerdo al cambio en la rigidez y, por consiguiente, determinar si los cambios significativos en el segundo parámetro pueden ser medidos experimentalmente. (Lozano et al, 1999).

c) Procesamiento de Señales

El procesamiento de digital señales es una herramienta muy importante en el análisis de sistemas. En esta sección se dará un resumen de los conceptos básicos asociados al procesamiento de señales

Las señales, en general, se pueden clasificar de acuerdo a la tabla 2. El grupo más importante de señales determinísticas son las señales periódicas.

Una función pseudoaleatoria es una señal aleatoria que se repite con un cierto periodo. Las señales no estacionarias se pueden dividir en continuas o transientes. Las señales transientes se pueden definir como señales que comienzan y terminan en cero en el periodo de observación.

Tabla 3
Tipos de señales

Tipos de Señales			
Estacionarias		No estacionarias	
Deterministas	Aleatorias	Continua	Transiente
Periódicas	No Periódicas		

Fuente: Pacheco Barra, 2015

Dado que el objetivo del procesamiento de señales es extraer el máximo de información de las señales, es en general beneficioso estudiar las señales en distintos dominios. Las señales medidas son, claramente, funciones en el dominio del tiempo. Para estudiar su contenido en frecuencias, es más fácil examinar las señales en el dominio de frecuencias. La transformada (inversa) de Fourier, permite transformar de manera sencilla una señal en el tiempo a una señal en frecuencia y viceversa. En consecuencia, la transformada de Fourier es uno de los temas más importante en procesamiento de señales. (Meruane, 2016)

2.2.5.3. Transformada de Fourier

La transformada rápida de Fourier asigna funciones de dominio de tiempo en representaciones de dominio de frecuencia. FFT se deriva de la ecuación de la transformada de Fourier, que es:

$$x(f) = \mathbf{F} \{x(t)\} = \int_{-\infty}^{\infty} x(t)e^{-j2\pi ft} dt, \quad (30)$$

Donde $x(t)$ es la señal del dominio del tiempo, $X(f)$ es la FFT y f es la frecuencia a analizar de manera similar, la transformada de Fourier discreta (DFT) mapea secuencias de tiempo discreto en representaciones de frecuencia discreta. La DFT viene dada por la siguiente ecuación:

$$X_k = \sum_{i=0}^{n-1} x_i e^{-j2\pi ik/n} \quad (31)$$

Para $k = 0, 1, 2, 3, \dots, n-1$

donde $x(t)$ es la señal del dominio del tiempo, $X(f)$ es la FFT y f es la frecuencia a analizar. De manera similar, la transformada de Fourier discreta (DFT) mapea secuencias de tiempo discreto en representaciones de frecuencia discreta. La DFT viene dada por la siguiente ecuación:

La implementación directa de la DFT, como se muestra en la ecuación (30), requiere aproximadamente n^2 operaciones complejas. Sin embargo, los algoritmos computacionalmente eficientes pueden requerir tan poco como $n \log_2(n)$ operaciones. Al usar la DFT, la transformada de Fourier de cualquier secuencia x , ya sea real o compleja, siempre da como resultado una secuencia de salida compleja X de la siguiente forma:

$$F\{x\} = X = X_{\text{Re}} + j X_{\text{Im}} = \text{Re}\{x\} + j \text{Im}\{x\} \quad (32)$$

$$X_{n-i} = x_{-i}^*$$

donde el elemento $(n-i)$ ésimo de X contiene el resultado del armónico $-i$ ésimo. Además, si x es real, el armónico i ésimo y el armónico $(n-i)$ ésimo son conjugados complejos:

$$X_{n-i} = x_{-i} = X_i^* \quad (33)$$

Por consiguiente,

$$\text{Re}\{X_i\} = \text{Re}\{X_{n-i}\} \quad (34)$$

$$\text{Im}\{X_i\} = -\text{Im}\{X_{n-i}\} \quad (35)$$

(National Instruments, 2005)

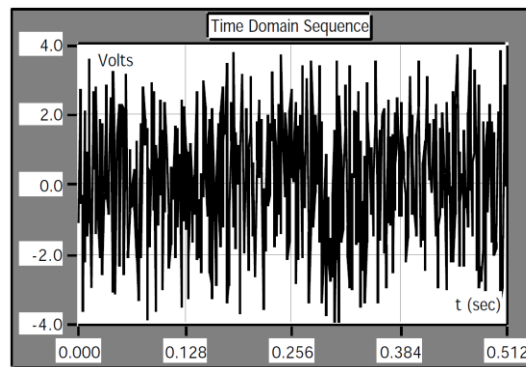


Figura 20. Secuencia de tiempo discreto con eje de tiempo correcto

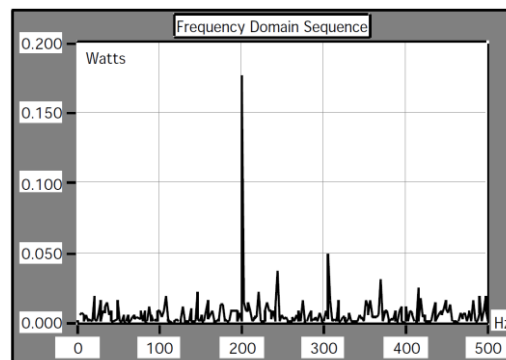


Figura 21. Secuencia de frecuencia discreta con eje de frecuencia correcto

2.2.6. Método de Elementos Finitos (FEM)

Muchos fenómenos físicos en ingeniería y la ciencia se pueden describir en términos de ecuaciones diferenciales parciales, en general resolver estas ecuaciones por métodos analíticos clásicos de formas arbitrarias es casi imposible. El método de los elementos finitos (FEM) es un enfoque numérico por el cual estas ecuaciones diferenciales parciales se pueden resolver aproximadamente.

Desde el punto de vista de la ingeniería, el FEM es un método para la solución de problemas de ingeniería tales como el análisis de esfuerzos, la transferencia de calor, flujo de líquido electromagnetismo y por simulación por ordenador. El método de elementos finitos fue desarrollado en la década del 1950, en la industria aeroespacial. Los mayores desarrolladores fueron Boeing and Bell Aerospacial en los Estados Unidos y Rolls Royce en el Reino Unido, MJ Turner, Clough RW, Haston C. Martin y LJ Topp. (Felippa, 2005).

En efecto, la geometría del cuerpo, las condiciones de borde o apoyo, los estados de carga y los aspectos relacionados al comportamiento mecánico de los materiales hacen que con frecuencia las soluciones exactas sean inaccesibles.



Esta limitación, reconocida por físicos y matemáticos de todos los tiempos, llevo al desarrollo de técnicas o teorías aproximadas a la resolución de problemas específicos de la mecánica de solidos elásticos. Así surgió la teoría de vigas, con la hipótesis de que las secciones planas y normales al eje deformados, las teorías de placas planas en flexión, como una generalización de la teoría de vigas a dos dimensiones y luego las teorías de láminas o cascaras curvas. Tanto estas teorías especiales como la teoría general de la elasticidad dan origen a sistemas de ecuaciones diferenciales acopladas, donde interesa obtener su solución para condiciones de carga, geometría y contorno más o menos arbitrarios con el mayor grado de generalidad posible.

Como respuesta a este problema surgieron los métodos de aproximación basados en consideraciones energéticas, pudiendo citarse los métodos de Rayleigh-Ritz y Galerkin entre otros. Estos métodos son procedimientos analíticos que proponen reemplazar la respuesta del sistema (campo de desplazamientos desconocido) por funciones de aproximación que sean relativamente simples (polinomiales o armónicas), que deben cumplir ciertas condiciones de continuidad y además satisfacer las condiciones de borde establecidas para el problema.

Así es que se transforma el sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias o parciales que gobiernan el fenómeno en un sistema de ecuaciones algebraicas, cuyas incógnitas representan los parámetros característicos de las funciones de aproximación adoptadas. Aunque por ese camino se pueden resolver muchos problemas interesantes, se comprueba que, en los casos de estructuras complejas, ya sea por su geometría, condiciones de apoyo y/o condiciones de carga, no es posible la determinación de una función de aproximación que conduzca a la solución a través de un procedimiento sistemático que ofrezca cierta generalidad.

Según Massa, Giro, & Giudici, 2015. el ensamblaje estructuras de elementos prismáticos a través de una formulación matricial con el Método de la Rigidez, por lo que puede decirse que el método de los elementos finitos es una evolución o generalización del cálculo matricial de estructuras, e históricamente de hecho lo fue. Inversamente, y desde una óptica general, podría reconocerse a las banas prismáticas como elementos finitos de una sola dimensión. Así ambos, el Método de los Elementos Finitos y el Cálculo Matricial de estructuras exhiben la cualidad de la que carecía el método de los elementos finitos: su aplicabilidad sistemática. A título de ejemplos se muestran dos modelos de elementos finitos.

(MIDASoft, 2019)

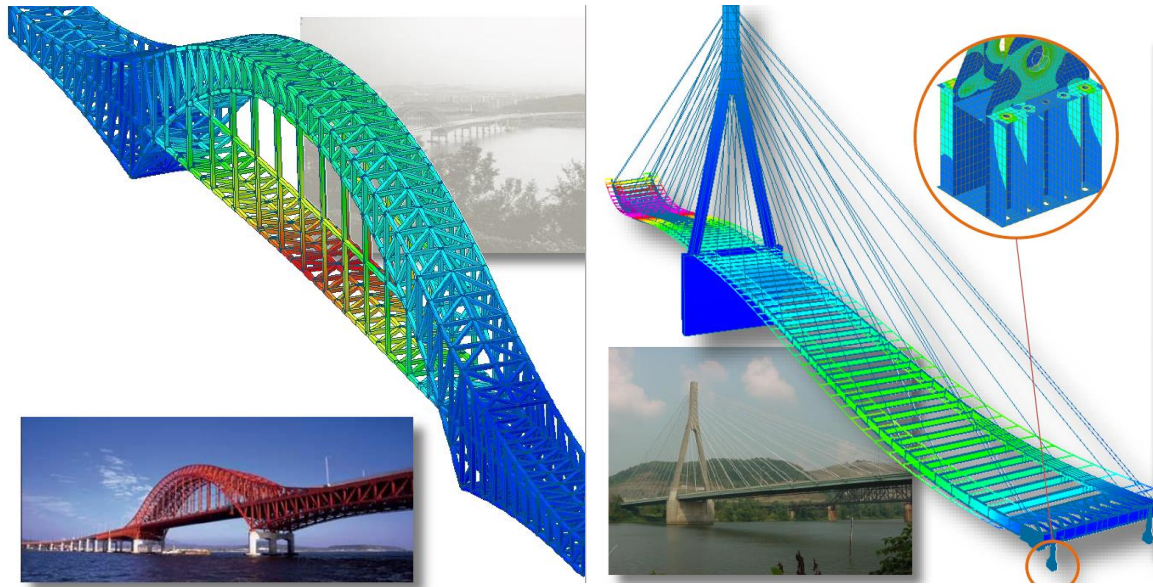


Figura 22. Ejemplos de Elementos Finitos, aplicados al análisis de puentes tipo armadura o suspendidos

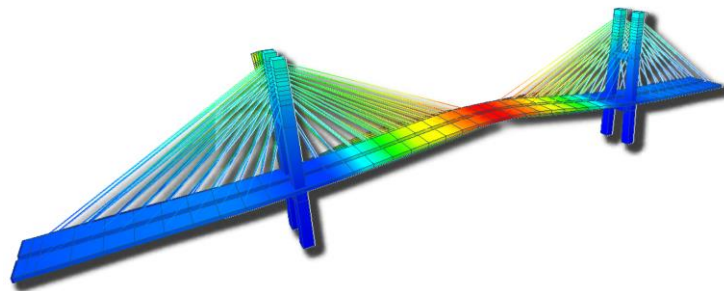


Figura 23. Detalle de mallado FEM de elementos estructurales de un puente

Según (Zienkiewicz & Taylor , 1994) Son muchas facetas de la ingeniería en las que se precisa determinar la distribución de tensiones y deformaciones en un continuo elástico. Los casos particulares de dichos problemas pueden variar desde problemas bidimensionales de tensión o deformación plana, sólidos de revolución y flexión de placas y láminas, hasta el análisis más general de sólidos tridimensionales. En todos los casos, el número de interconexiones entre un "elemento finito" cualquiera rodeado por fronteras imaginarias y los elementos vecinos a él es infinito. Es difícil, por consiguiente, ver a primera vista cómo pueden discretizarse problemas de este tipo de la forma para casos de estructuras más simples. Esta dificultad puede superarse de la siguiente manera:

1. El continuo se divide, mediante líneas o superficies imaginarias, en un número de "elementos finitos".
2. Se supone que los elementos están conectados entre sí mediante un número discreto de puntos, que llamaremos nodos, situados en sus contornos. Los desplazamientos de estos

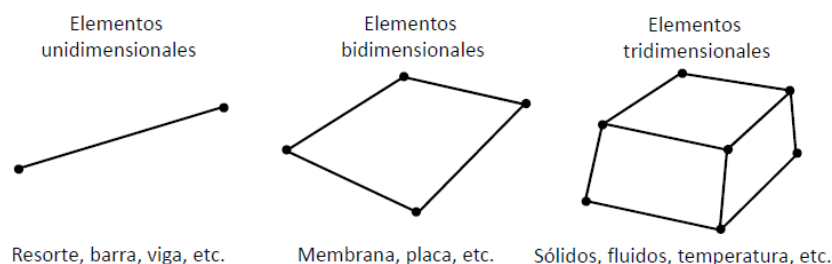
odos serán las incógnitas fundamentales del problema, tal como ocurre en el análisis simple de estructuras.

3. Estas funciones de desplazamientos definirán entonces de manera única el estado de deformación dentro del elemento en función de los desplazamientos nodales. Estas deformaciones, junto con las deformaciones iniciales y las propiedades constitutivas del material, definirán el estado de tensiones en todo el elemento y, por consiguiente, también en sus contornos.
4. Se determina un sistema de fuerzas concentradas en los nodos, tal que equilibre las tensiones en el contorno y cualesquiera cargas repartidas. resultando así una relación entre fuerzas y desplazamientos

Fundamentalmente, existen dos tipos de métodos de elementos finitos; el método de las fuerzas, donde se asumen las fuerzas y se calculan los desplazamientos y el método de los desplazamientos, donde se asumen los desplazamientos y se calculan las fuerzas. Este último es el más utilizado para análisis de vibraciones y será el que se describirá a continuación. El primer paso para construir un modelo en elementos finitos es discretizar la estructura en un número de elementos. Se pueden definir tres familias de elementos. (Meruane, 2016)

- Elementos unidimensionales (línea),
- Elementos bidimensionales (planos)
- elementos; tridimensionales (sólidos)

(Meruane, 2016)



2.2.6.1. Método de Elementos Finitos aplicados al análisis de puentes colgantes

Según (Arzoumanidis & Bieniek, 1985), un análisis de elementos finitos de la respuesta estática y dinámica de los puentes colgantes es presentado en este artículo. Varios modelos de elementos finitos de la estructura del puente tridimensional. La formulación toma en cuenta las

no lineales geométricas de los cables y algunos elementos del sistema de viga-arriostre, así como las propiedades de los materiales no lineales de los componentes

Las estructuras de puentes colgantes plantean un especial problema clave para un analista estructural. Las dificultades específicas del análisis de tales estructuras son causadas por varios factores.

(a) La llamada "teoría de la deflexión" debe ser utilizado para dar cuenta del efecto de rigidez de la tensión del cable debido a la carga muerta.

(b) El comportamiento no lineal de los cables se vuelve a veces significativo incluso en el trabajo nivel de las cargas vivas y sin duda influye en la máxima capacidad de carga del puente.

(c) Los puentes colgantes son generalmente sensibles a el viento carga y su respuesta es muy compleja con movimientos verticales, torsionales y horizontales acoplados (Bleich, et al, 1950). han dado una extensa discusión sobre estos aspectos de los puentes colgantes.

(Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2009)

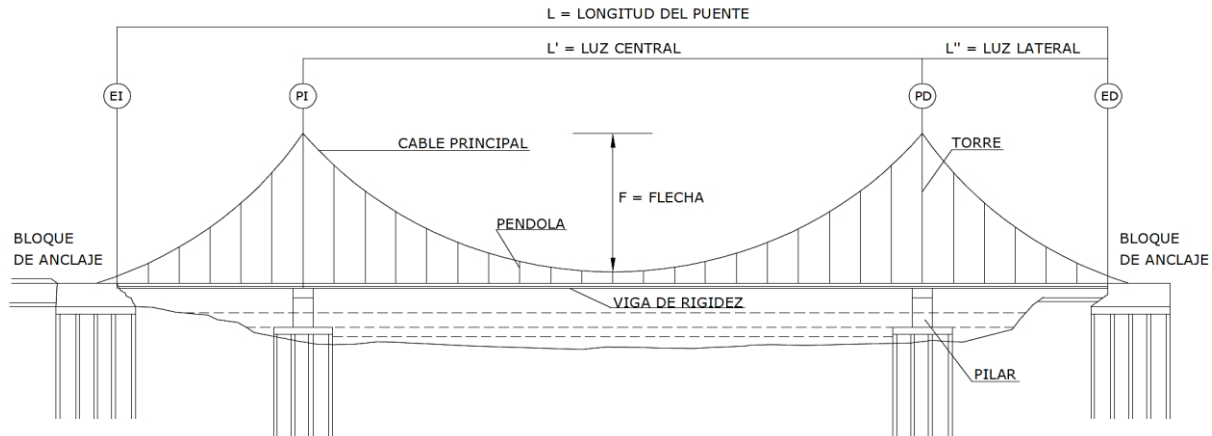


Figura 24. Estructura de un puente colgante

El método de elementos finitos es una herramienta eficiente y práctica para el análisis de puentes colgantes, sin embargo, que una directa aplicación de este método a una estructura de puente (p. ej. con todos los miembros de una viga de celosía modelada por elementos separados) conducirían a un cálculo problema de tamaño inmanejable.

Con el fin de lograr los objetivos deseados, el modelado de elementos finitos y los procedimientos numéricos deben ser tales que preservar todas las características sobresalientes



de la estructura y su respuesta dentro de un esfuerzo razonable en la parte del analista y el equipo informático. Los trabajos anteriores en los análisis discretos de puentes colgantes de (Poskitt, 1966), (Teskan, 1970), (Chaudhury, 1966), (Abdel Ghaffar, 1976); los siguientes aspectos específicos son importantes del análisis del puente colgantes:

- el modelado de elementos finitos del puente estructura;
- solución de las ecuaciones de equilibrio para cargas estáticas;
- solución de las ecuaciones de movimiento para cargas dinámicas;
- simulación numérica de la respuesta de puentes para mover cargas de tráfico.

2.2.6.2. Modelamiento de la estructura del puente y elementos finitos del puente Cunyac

Los principales componentes estructurales de puente colgante *Figura 24* son los cables y péndolas, las torres y las vigas de rigidez junto con la cubierta y los distintos tipos de sistemas de arriostramiento lateral. El modelado de elementos finitos de estos componentes. se puede lograr con la ayuda de lo siguiente Elementos básicos

(a) Elemento de barra lineal *Figura 25* para barras en las que la suposición de gradientes de desplazamiento pequeños es aceptable. Los puntales, diagonales y, a menudo, el cordón de las armaduras de refuerzo, así como los refuerzos Los miembros pertenecen a esta categoría. En esta lista, el término " elemento lineal "denota una geometría elemento lineal (es decir, gradiente de desplazamiento pequeño); el "elemento no lineal" es un elemento geométrico no lineal elemento, con al menos algunos gradientes de desplazamiento siendo finito: también puede tener propiedades de material no lineal.

Figura 25, para los cables y péndolas y, si es necesario, para los rigidizadores de las armaduras *Figura 26*, para simplificar modelado de vigas y torres, para las vigas y torres cuando los efectos geométricos no lineales son significativos

(b)Elemento de placa rectangular *Figura 27*, de tensión plana tipo, para las redes de vigas de placas, para cubiertas actuando como miembros estructurales, y como un simplificado modelo continuo de las diagonales y puntales de la Cerchas, torres y refuerzos.

(c) Elemento de viga de pared delgada *Figura 28*, que es una combinación de elementos de barra no lineales y lineales elementos de placa rectangular, para el modelado colectivo de las vigas de refuerzo, refuerzos y cubierta sistema. Con la colección de elementos anterior,

el sistema de vigas, arriostramientos y cubiertas se pueden modelar en Varias formas diferentes. En orden creciente de complejidad y resolución de detalle, son:

1. Una viga de pared delgada de sección transversal cerrada o abierta *Figura 29*. La viga puede tener largueros longitudinales en las esquinas que simulan los acordes de las cerchas. Las características de la vertical. y las paredes horizontales deben seleccionarse de tal manera como para simular la resistencia al corte de los elementos del braguero y de la cubierta y arriostramientos horizontales, respectivamente.

Este modelo es capaz de reproducir la acción tridimensional de las vigas-arriostramientos-sistema de cubierta con el menor número posible de grados de libertad.

2. Un sistema de vigas y barras o placas

Figura 31, las vigas longitudinales reproducen la rigidez. características de las vigas. Las vigas laterales se reproducen la acción de vigas de piso individuales o un grupo de varias vigas de piso.

Finalmente, la rigidez lateral de la cubierta y arriostramientos horizontales es reproducido por elementos de placa horizontal o las barras diagonales horizontales se simulan solo por la flexión diferencial de las dos vigas.

(Arzoumanidis & Bieniek, 1985)

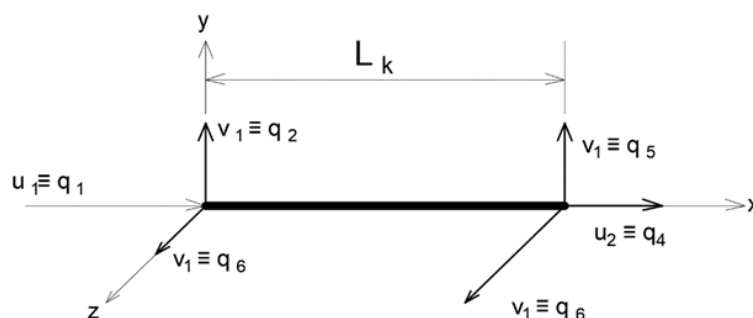


Figura 25. Elemento tipo Barra

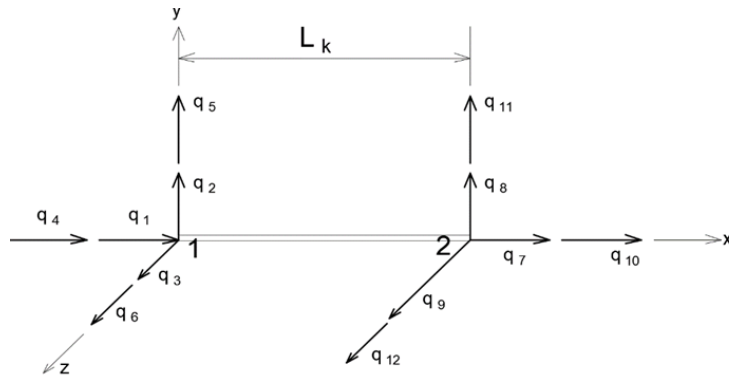


Figura 26. Elemento viga

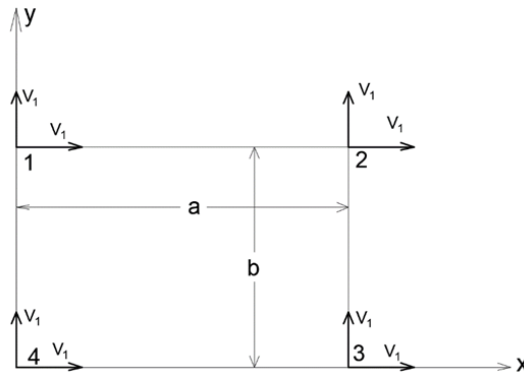


Figura 27. Elemento placa

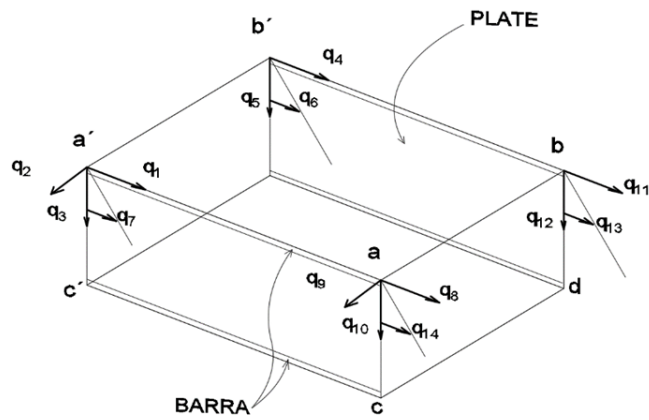


Figura 28. Viga de pared delgada.

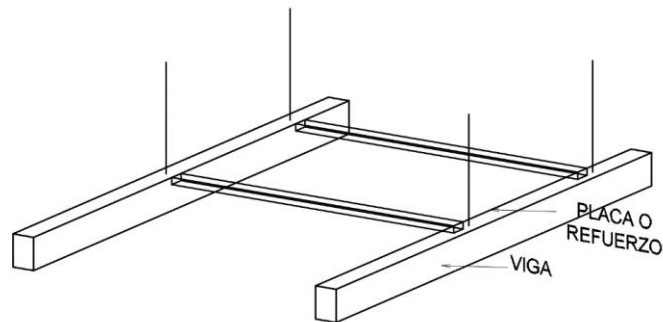


Figura 29. Modelado de vigas, tablero y arriostres, modelados como una pared delgada

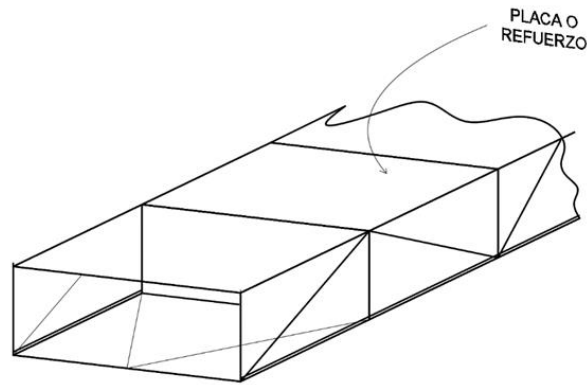


Figura 30. Modelado de vigas, cubierta y arriostrados modelados como barras o elementos placa

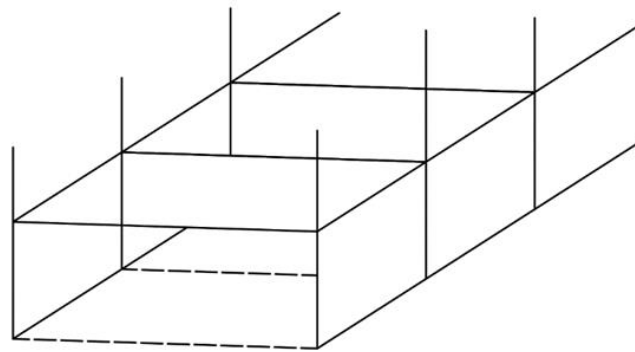


Figura 31. Vigas, cubierta y arriostramientos modelados como un sistema de barras y placas

3. Un sistema de barras longitudinales y elementos de placa. *Figura 31*, las barras longitudinales corresponden a los rigidizadores de la estructura reticulada.

4. Un sistema longitudinal, vertical, lateral y barras diagonales y elementos de placa *Figura 31*. En este sistema de la estructura del puente se puede modelar con el más alto grado de detalle. el precio, sin embargo, está en la gran cantidad de grados de libertad de cada elemento, lo que hace que el análisis sea más complejo, especialmente si se tienen en cuenta algunas no linealidades.

La decisión sobre un correcto cálculo el modelo del puente, obviamente, no es fácil, y los requisitos de precisión deben sopesarse contra el costo de análisis. Es concebible que diferentes modelos del mismo puente deben usarse.

La no linealidad geométrica parece ser importante. en los elementos de los cables y, a veces, en las péndolas, la no linealidad geométrica también puede ser significativa en el modelado de miembros de compresión las columnas base de las torres, el sistema de vigas y cubiertas se puede modelar con el uso de elementos lineales a menos que los cables o los soportes diagonales estén unidos a las vigas

2.2.6.3. Tipos de Elementos Finitos en Puentes Colgantes

i. Elemento barra Lineal

Consideremos el elemento de barra de la figura

(Meruane, 2016)

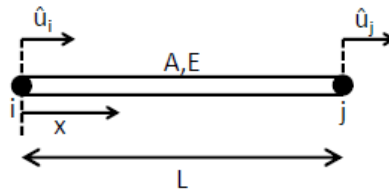


Figura 32 Elemento barra

- L: Largo del elemento
- A: área de la sección
- E: Modulo de Young
- \hat{u}_i : desplazamiento en nodo
- $u(x)$: desplazamientos

Para el caso de una barra se definen dos funciones de forma:

$$N_i(x) = 1 - \frac{x}{L} \tag{36}$$

$$N_j(x) = \frac{x}{L} \tag{37}$$

Los desplazamientos se pueden escribir como:

$$u(x) = [N_i \quad N_j] \begin{Bmatrix} \hat{u}_i \\ \hat{u}_j \end{Bmatrix} = N \hat{u} \tag{38}$$

Por lo tanto,

$$N = [1 - x/L \quad x/L] \tag{39}$$

$$B = \frac{d}{dx} N = \left[-\frac{1}{L} \quad \frac{1}{L} \right] \tag{40}$$

Por ultimo las matrices de rigidez y masa viene dada por:

$$K_l = \int_{x=0}^L \begin{bmatrix} -\frac{1}{L} \\ \frac{x}{L} \\ \frac{x}{L} \\ \frac{1}{L} \end{bmatrix} E [1 - x/L \quad x/L] A dx = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (41)$$

$$M_l = \int_{x=0}^L \rho \begin{bmatrix} 1 - \frac{x}{L} \\ \frac{x}{L} \\ \frac{x}{L} \\ \frac{1}{6} \end{bmatrix} E [1 - x/L \quad x/L] A dx = \rho A \begin{bmatrix} \frac{L}{3} & \frac{L}{6} \\ \frac{L}{6} & \frac{L}{3} \end{bmatrix} \quad (42)$$

ii. **Coordenadas locales y globales.**

Consideremos una barra como la mostrada en la figura 34. Para determinar las matrices de rigidez y masa en función de las coordenadas globales, es necesario definir las matrices de rotación.

(Meruane, 2016)

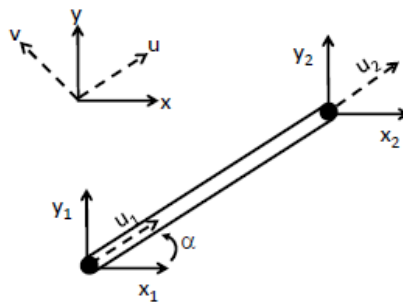


Figura 33. Sistema de coordenadas locales y globales

De la figura 34 se tiene que:

$$\begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \alpha & \sin \alpha & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cos \alpha & \sin \alpha \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ y_1 \\ x_2 \\ y_2 \end{bmatrix} \quad (43)$$

$$q_l \qquad \qquad R \qquad \qquad q_g$$

Dado que la energía es invariante respecto del sistema de referencia:

$$\frac{1}{2} q_l^T K_l q_l = \frac{1}{2} q_g^T K_g q_g \quad (44)$$

$$\frac{1}{2} q_l^T M_l \dot{q}_l = \frac{1}{2} q_g^T M_g \dot{q}_g \quad (45)$$

De donde se obtiene que las matrices con respecto al sistema global vienen dadas por:

$$K_g = R^T K_l R \quad (46)$$

$$K_g = R^T M_l R \quad (47)$$

iii. Elemento barra no Lineal

Un elemento de barra típico, junto con su coordenada local. sistema, se muestra en la

Figura 25. El desplazamiento campo se asume en la forma

$$\begin{aligned} u &= \frac{L-x}{L} u_1 + \frac{x}{L} u_2 \\ v &= \frac{L-x}{L} v_1 + \frac{x}{L} v_2 \\ w &= \frac{L-x}{L} w_1 + \frac{x}{L} w_2 \end{aligned} \quad (48)$$

ando la relación entre la deformación axial, $e_{xx} \equiv e$ y los componentes de desplazamientos u , v y w de la forma:

$$e = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 \quad (49)$$

encontramos para el elemento k -ésimo

$$de_k = \mathbf{B}_K d\mathbf{q}_k \quad (50)$$

donde \mathbf{q}_k , el vector de desplazamiento nodal del k -ésimo elemento, se define como:

$$\mathbf{q}_k^T \equiv (u_1, v_1, w_1, u_2, v_2, w_2)$$

Y \mathbf{B}_K es:

$$\mathbf{B}_K = \left[-\frac{1}{L}, -\frac{1}{L^2} (-v_1 + v_2), \frac{1}{L^2} (-w_1 + w_2), \frac{1}{L}, \frac{1}{L^2} (-v_1 + v_2), \frac{1}{L^2} (-w_1 + w_2) \right] \quad (51)$$

Utilizando la ley constitutiva del material de la barra, la fuerza normal, N_k , puede determinarse para cualquier valor de e_k y su historia. En consecuencia, por el procedimiento estándar de elementos finitos, el nodal elemento de vector de fuerza, \mathbf{Q}_k se obtiene como:

$$\mathbf{Q}_k = \int_{L_k} \mathbf{B}_k^T N_K dl \quad (52)$$

La matriz de rigidez tangente del elemento k-ésimo, definido por \mathbf{K}_K

$$d\mathbf{Q}_K = \mathbf{K}_K d\mathbf{q}_k \quad (53)$$

juega un papel esencial en este análisis. Ecuación (55) implica que la matriz cuadrada \mathbf{K}_K se arma como:

$$\mathbf{K}_K = \frac{\partial \mathbf{Q}_k}{\partial \mathbf{q}_k} \quad (54)$$

La matriz \mathbf{B}_k se puede descomponer de la siguiente manera:

$$\mathbf{B}_k = \mathbf{B}'_k + \mathbf{B}''_k \quad (55)$$

donde \mathbf{B}'_k es una matriz constante (independiente de \mathbf{q}_k) correspondiente a los términos lineales en la cepa relaciones de desplazamiento mientras \mathbf{B}''_k representa lo geométrico no linealidades. Si un elemento de barra es tal que sus efectos geométricos no lineales no son importantes, se utiliza $\mathbf{B}''_k \equiv 0$.

iv. Elemento tipo Placa

La geometría del elemento y su sistema local de ejes se muestra en la *Figura 27*. El desarrollo de la matriz de rigidez se basa en la suposición de pequeñas deformaciones y comportamiento del material linealmente elástico. Para un campo de desplazamiento bilineal conforme, él se puede encontrar la matriz de rigidez exacta de este elemento en numerosos libros sobre el método de elementos finitos y mecánica estructural. Se sabe, sin embargo, que tal matriz de rigidez conduce a muy inexacta resulta cuando el elemento se usa para modelar segmentos de una viga en flexión. Debido al efecto de "bloqueo de corte", las desviaciones resultantes son una fracción de los valores reales, especialmente para elementos con aspecto relaciones $b/a < 1$. La matriz de rigidez de la rectangular El elemento utilizado en el presente análisis evita esta dificultad por el siguiente procedimiento, suponiendo el campo de desplazamiento bilineal

$$\begin{aligned} u &= \alpha_1 x + \alpha_2 x + \alpha_3 x \\ v &= \alpha_4 x + \alpha_5 x + \alpha_6 x \end{aligned} \quad (56)$$

y las relaciones tensión-desplazamiento

$$\mathbf{e} = \begin{Bmatrix} e_{xx} \\ e_{yy} \\ 2e_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{Bmatrix} \quad (57)$$

se establece la matriz \mathbf{B}_K para el k-ésimo elemento

$$\mathbf{e}_k = \mathbf{B}_k \mathbf{q}_k \quad (58)$$

donde

$$\mathbf{q}_k^T \equiv (u_1, v_1, u_2, v_2, u_3, v_3, u_4, v_4) \quad (59)$$

La matriz de rigidez sigue entonces como

$$\mathbf{K}_k = \int_{L_k} \mathbf{B}_k^T \mathbf{D} \mathbf{B}_k dA \quad (60)$$

donde la rigidez de la placa \mathbf{D} para una placa ortotrópica se da como

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} D_X & D_{XY} & 0 \\ D_{xy} & D_Y & 0 \\ 0 & 0 & H_{xy} \end{bmatrix}$$

Para una placa isotrópica del tipo de tensión plana,

$$D_X = D_Y = \frac{Eh}{1-\nu^2}, D_{xy} = Eh \frac{\nu}{1-\nu^2}, H_{xy} = \frac{Eh}{2(1-\nu)}, \quad (61)$$

donde h = espesor de la placa, y E y ν son los Módulo de Young y la relación de Poisson, respectivamente. La integración en el lado derecho de la ecuación (62) se realiza exactamente para los componentes de deformación normales e_{xx} y e_{yy} ; para el componente de esfuerzo cortante e_{xy} , la integración de un punto se realiza con el integrando siendo evaluado en el centro del elemento. Este tratamiento aparentemente menos preciso de la contribución al esfuerzo cortante contiene, de hecho, más Estimación realista del papel de la cizalla en un elemento. utilizado en un modelado de vigas de malla gruesa.

v. Elemento tipo Cable

- Los cables presentan un comportamiento muy particular, lo cual implica un estudio detallado de su comportamiento mecánico, primero dado que la curvatura generada por el efecto de catenaria condiciona la rigidez del elemento (efecto producido por la

deformación inducida por el peso propio). Segundo dado que la tensión a la que se encuentra sometido el cable es inversamente proporcional a la deformación por el peso propio. (Avellaneda, et al, 2012)

- Para analizar cables se deberán usar elementos de sucesión de elementos del tipo barra, subdivida la malla en elementos suficientes para obtener una buena aproximación a la catenaria. Se deberá utilizar un análisis no lineal y aplicar una tensión inicial al cable para obtener la tensión correcta.
- Se deberá pensar en modelar una viga horizontal simple con cargas transversales (verticales) por una serie de elementos de armadura, dado que los elementos solo pueden transportar cargas en una dirección a lo largo de su longitud (horizontalmente) no hay rigidez en la dirección transversal (vertical) para resistir las cargas.

2.2.7. Análisis Dinámico de Puentes Colgantes

2.2.7.1. Tratamiento de vibración en Puentes Colgantes

Según : (Abdel - Ghaffar & G. W, 1978) A lo largo de la historia de los puentes colgantes, su tendencia vibrar bajo diferentes cargas dinámicas ha sido una cuestión que en los tiempos modernos se ha llevado varias investigaciones sobre sus propiedades vibratorias como requisito previo a las nuevas búsqueda de estabilidad aerodinámica, impacto de tráfico, interacción suelo - estructura y diseño resistente al terremoto de puentes colgantes, entonces esto es necesario para conocer ciertas características dinámicas como las frecuencias naturales y los posibles modos de movimiento durante la vibración.

Los modos de vibración ambiental de un puente colgante pueden clasificarse como vertical, torsional y lateral, los modos verticales puros de vibración, esto se entiende tomando como referencia los puntos en la sección transversal del puente y observando que estos se mueven la misma cantidad en sólo la dirección vertical, en los modos puros de torsión, cada sección transversal del puente gira alrededor de un eje que es paralelo al eje longitudinal del puente y que está en el mismo plano vertical que la línea central del puente. Puntos correspondientes en lados opuestos de la línea central de la carretera alcanzan desplazamientos iguales, pero en direcciones opuestas, cada sección transversal oscila describiendo un movimiento ascendente de los cables y de la estructura suspendida.

(Abdel - Ghaffar & G. W, 1978)

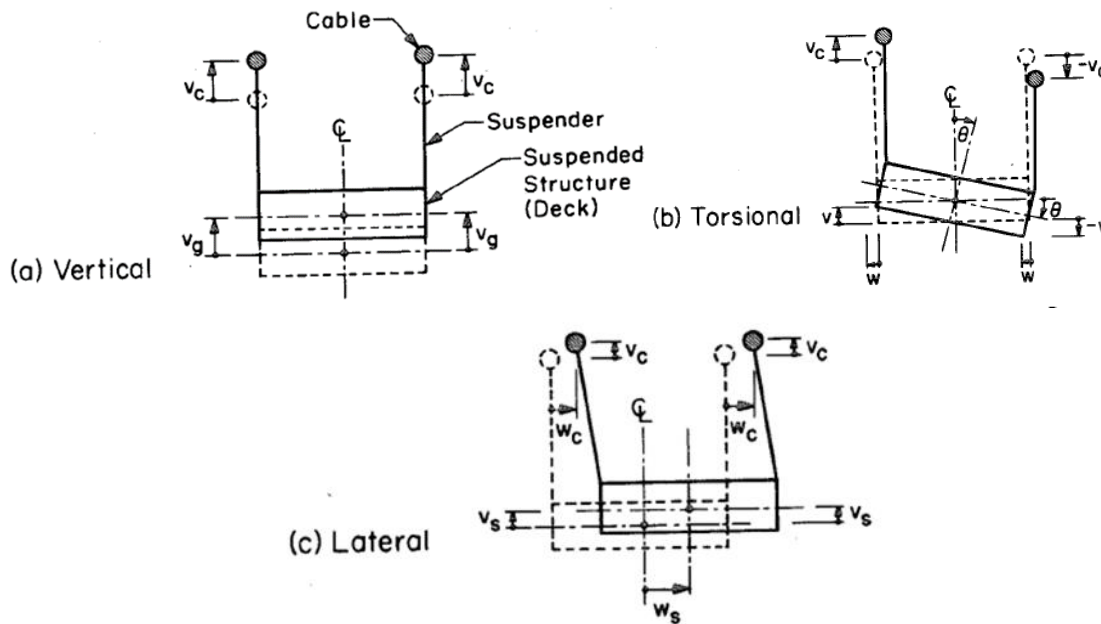


Figura 34. Tipos de movimiento vibracional en puentes colgantes.

Las ecuaciones fundamentales que expresan este tipo de vibración libre se entendieron bien hace muchas décadas. Gran parte del desarrollo que se hizo de estas ecuaciones y sus soluciones versátiles en la aplicación, sin embargo, han tenido lugar en tras el colapso del puente de Tacoma Narrows en 1940. Sin embargo, ha habido pocas investigaciones y relativamente poco trabajo publicado.

En general, el pasado de los diferentes estudios de tipos de vibración en puentes colgantes, los investigadores comenzaron con citas más o menos a menos ciertas, hicieron una serie de aproximaciones en diversos grados, e intentaron desarrollar ecuaciones y fórmulas que podrían predecir con precisión el comportamiento de puentes colgantes bajo solicitaciones de vibración libre.

Las investigaciones actuales han implicado que el problema del análisis dinámico de los puentes colgantes no se puede resolver de manera efectiva por métodos analíticos, pero que la evolución digital, la informática y diversas técnicas numéricas de análisis asociadas han mejorado significativamente la capacidad de la solución, a pesar del reconocimiento del problema y los intentos intermitentes en su solución, el estado del arte del estudio de puentes colgantes y la vibración libre, es no satisfactoria.

El método de elementos finitos es muy útil ya que proporciona un acercamiento a la discretización que puede aplicarse a estructuras complejas tales como puentes colgantes; la computadora digital lo hace posible para resolver rutinariamente las ecuaciones de movimiento

resultantes, que pueden implican incluso cientos de grados de libertad. Los métodos de los análisis desarrollados están diseñados para presentar teorías generales. y sus aplicaciones para determinar la característica dinámica, y saber, las frecuencias naturales, los modos de vibración y la capacidad de almacenamiento de energía de los diferentes miembros de un puente colgante.

(Abdel - Ghaffar A. M., 1976)

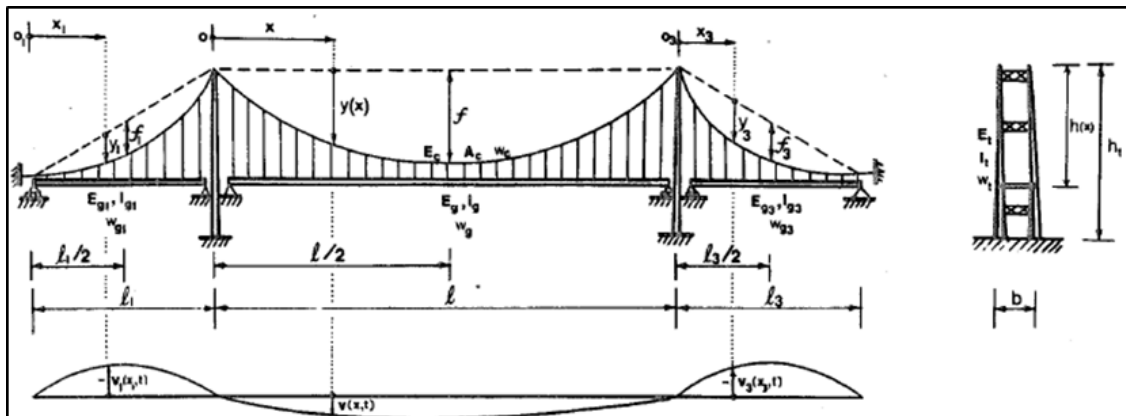


Figura 35. Las propiedades y sistemas de coordenadas típicas asumidas en puentes colgantes

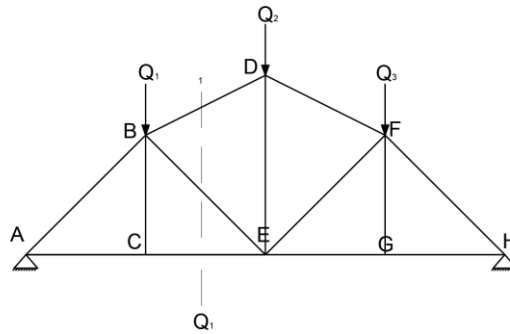
2.2.8. Estructuras Reticuladas

Este tipo de estructura se analiza como simplemente apoyada en sus extremos, se comporta en su totalidad como una viga de alma llena: las cuerdas funcionan como los patines y absorben los efectos inducidos del par interno y los miembros del alma (diagonales, montantes y tirantes) toman el papel del alma sólida de la viga que absorbe el cortante y lo transmite a los apoyos.

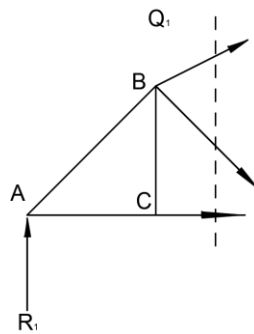
Los miembros de las armaduras son rectos y relativamente cortos, están conectados por pasadores sin fricción y su peso es irrelevante, por esto son considerados miembros bajo esfuerzo directo o carga axial, es decir, bajo cargas externas los miembros de la armadura únicamente se alargan o acortan debido al efecto combinado de los apoyos y las cargas. Es importante que las cargas provenientes de los largueros se apliquen a la armadura en sus nudos, caso contrario se deberá considerar la flexión de la cuerda superior de la armadura.

Bajo estas consideraciones se puede analizar una armadura en los puntos de unión de sus miembros como una partícula en equilibrio (método de los nudos), o equilibrando las fuerzas internas de una sección de la armadura con las externas (método de las secciones). (Mendoza Larico, 2017)

(Mallo, 2011)



a) Armadura bajo acción de cargas externas



b) Porción izquierda de la sección 1-1 y Equilibrio del punto B

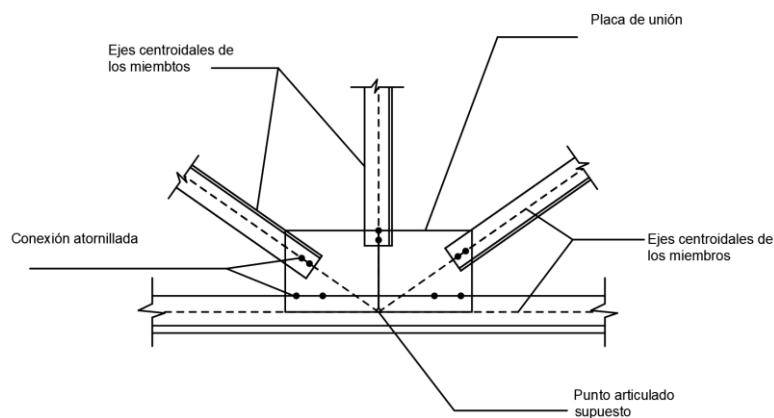
Figura 36. Análisis de fuerzas internas en miembros de armaduras

En la figura anterior se asumen las fuerzas a tensión, aunque, dependiendo de los resultados pueden ser también a compresión.

El análisis depende preponderantemente de que las fuerzas axiales en los miembros coincidan en el punto de unión, esto indica que el eje centroidal de cada uno de los miembros concurra en un punto.

En las armaduras de techo las uniones entre miembros pueden ser atornilladas o soldadas, es importante entonces lograr esta concurrencia de los ejes de cada miembro.

(Cruz, Figueroa y Hernández, 2012)

*Figura 37. Detalles de conexión en una armadura*



2.2.8.1. Análisis de Esfuerzos

Luego de analizar las acciones internas en los elementos, en el apartado anterior, se presenta a continuación el cálculo de los esfuerzos a los que estarán sometidos dichos elementos por efecto de estas acciones internas

i. Elementos sometidos a esfuerzos axiales

En las estructuras de techos los elementos que se encuentran sometidos a esfuerzos de tensión son: los tensores, los polines espaciales, vigas de alma abierta, aunque estos últimos están sometidos a flexión, los elementos que lo conforman están a tensión y a compresión axial debido a su configuración geométrica triangulada. Así también ciertos elementos de armaduras se encuentran sometidos a fuerzas axiales de tensión con la premisa que todas las cargas se aplican en las uniones y no en los mismos elementos por eso cada armadura está sometido a cargas axiales directas.

a) Elementos en tensión.

Los miembros en tensión se definen como elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de tensión y tensión debida a flexión. Un miembro dúctil de acero, sin agujeros y sometido a una carga de tensión, puede resistir, sin fracturarse, una carga mayor que la correspondiente al producto del área de su sección transversal (A) y del esfuerzo de fluencia del acero, gracias al endurecimiento por deformación. El esfuerzo de un miembro a tensión esta dado por $F= T/A$

Donde:

F = Esfuerzo de un miembro sometido a tensión axial.

T = Magnitud de la carga de tensión.

A = área de la sección

Si el área de la sección trasversal de un miembro en tensión varía a lo largo de su longitud, el esfuerzo es una función de la sección particular a considerar si un elemento está sometido a tensión y las conexiones se realizarán por medio de tornillos, para la colocación de estos es necesario retirar material de la sección transversal para formar los agujeros, por lo que en esta sección solo una parte de la del área total del miembro soportará la carga,

b) Elementos en Compresión

Los elementos a compresión, bajo la acción de una carga axial, tendrán un comportamiento inicial de acortamiento proporcional al esfuerzo generado por la carga que actúa en su eje longitudinal. Cuando la carga aumenta a un valor crítico, se presenta una falla brusca por inestabilidad lateral denominada pandeo, en el sentido de su menor momento de inercia. Su forma de flexionarse dependerá de las condiciones de sujeción en sus extremos. Euler determinó por primera vez el esfuerzo crítico de falla (f_{cr}) con la expresión:

$$f_{cr} = \pi^2 EI / AL^2 \quad (62)$$

Donde E es el módulo de elasticidad del material, I es el momento de inercia del área transversal con respecto al eje principal menor y L se tomará como la distancia entre los puntos de inflexión de la elástica, donde el momento de flexión vale cero. Esta distancia L se considera como la longitud efectiva del elemento a compresión. Para que esta ecuación sea válida, el miembro debe ser elástico y sus extremos deben poder girar libremente pero no tener capacidad de trasladarse lateralmente.

2.2.9. Análisis de valor propio

El análisis de valor propio proporciona propiedades dinámicas de una estructura al resolver la ecuación característica compuesta por la matriz de masa y la matriz de rigidez. Las propiedades dinámicas incluyen modos naturales (o formas de modos), períodos naturales (o frecuencias) y factores de participación modales.

- Modo natural: un modo natural se refiere a la vibración libre en un sistema no amortiguado. 1.º modo, 2.º modo... y el enésimo modo representan el orden en el que se requiere menos energía para deformar la estructura.
- Período natural: Un período natural es el tiempo que se tarda en hacer vibrar libremente la estructura en el modo natural correspondiente durante un ciclo completo.
- Factor de participación modal: la relación entre la influencia de un modo específico y los modos totales.

El análisis con masas propias sigue el procedimiento indicado a continuación para un análisis de valor propio.

- El peso propio de los elementos en la estructura se convierte en masa en Tipo de estructura. Las masas, que no están incluidas en el modelo, se pueden ingresar utilizando la conversión de Cargas a Masas o especificando directamente Masas Nodales. La masa

total se puede verificar en la Tabla de resumen de masa. Ingrese los datos de masa del modelo utilizando las diversas funciones de definición de masa en el menú Cargar> Masas.

- Invoque el menú Análisis> Control de análisis de valor propio y especifique todos los datos necesarios para realizar el análisis de valor propio, incluido el número de modos.
- Seleccione el menú Análisis> Realizar análisis o haga clic en Realizar análisis para llevar a cabo el análisis.
- Una vez que el análisis estructural se haya completado con éxito, use la función Resultados> Formas de modo de vibración o la función Resultados> Tablas de resultados> Forma de modo de vibración para revisar varias formas de modo de vibración y frecuencias o períodos de modo de valor propio.

Existen consideraciones adicionales como son las siguientes:

- El elemento de solo tensión / solo de compresión se cambiará al elemento Truss en el análisis de valor propio.
- Los análisis de valor propio deben preceder a los análisis dinámicos, como el análisis del historial del tiempo o el análisis del espectro de respuesta.

El análisis del espectro de respuesta utiliza los períodos naturales del análisis de valor propio. Por lo tanto, los datos espectrales ingresados deben incluir el rango esperado de períodos naturales.

Use la función Carga> Cargas estáticas> Cargas a masas para convertir los datos de carga estática deseada en datos de masa nodal. La función de conversión puede ser bastante útil cuando intentamos aplicar la carga muerta ya ingresada a los datos de masa requeridos para un análisis sísmico. En caso de que el grado de libertad de los nodos a los que se han asignado masas nodales esté restringido, las masas correspondientes se incluyen en la masa total, pero se excluyen de la masa efectiva. Por lo tanto, el usuario no debe restringir el grado de libertad de los nodos asignados con masas al verificar los factores de participación modal masivos.

Se uso la función Carga → Cargas estáticas → Cargas a masas para convertir los datos de carga estática deseada en datos de masa nodal. La función de conversión puede ser bastante útil cuando intentamos aplicar la carga muerta ya ingresada a los datos de masa requeridos para un análisis sísmico. En caso de que el grado de libertad de los nodos a los que se han asignado masas nodales esté restringido, las masas correspondientes se incluyen en la masa total, pero se



excluyen de la masa efectiva. Por lo tanto, el usuario no debe restringir el grado de libertad de los nodos asignados con masas al verificar los factores de participación modal masivos.

2.2.9.1. Vectores Propios

(Midas Civil, 2019) Para este fin en la presente tesis, se ingresó el número de frecuencias naturales que se calcularán, si el número de frecuencias ingresadas excede el número máximo de formas de modo de vibración que puede tener la estructura, el programa realiza automáticamente el análisis con el número máximo de formas de modo de vibración.

El número apropiado de frecuencias puede verificarse mediante la suma de los factores de participación modal (o las tasas de participación masiva acumuladas). La relación de participación en masa representa la relación de la suma de las masas efectivas correspondientes a un modo a la masa total. En general, se considera que los modos más influyentes se han reflejado si la suma de los factores de participación masiva es superior al 90%. Si la suma de los factores de participación masiva es menor que el nivel requerido, el usuario debe aumentar el número de modos.

Se estableció el rango de frecuencias de la estructura que se calculará de un mínimo a un máximo.

El cálculo comienza desde la frecuencia más baja establecida, y las frecuencias se calculan dentro del rango establecido. Si la frecuencia natural calculada resulta ser mayor que la frecuencia superior establecida, no se calculan frecuencias adicionales. Solo los valores más pequeños que la frecuencia superior se utilizan en el análisis posterior.

- **Parámetros de control de valor propio**

Se ingresó el número máximo de iteraciones, el tamaño del subespacio y la tolerancia de convergencia. Estos parámetros son necesarios cuando se utiliza el método de iteración del subespacio para el análisis de valor propio. El método de iteración del subespacio se utiliza para el análisis de valores propios en MIDAS Civil. La iteración continúa hasta que la frecuencia relativa calculada no excede la tolerancia de convergencia.

Si las frecuencias naturales relativas no están dentro de la tolerancia de convergencia después de agotar el número máximo de iteraciones, no se realiza ningún cálculo adicional y las frecuencias naturales calculadas previamente se utilizan para las tareas posteriores.



El análisis de valor propio y el análisis de pandeo no se pueden realizar simultáneamente. Los análisis de valor propio deben preceder a los análisis dinámicos, como el análisis del historial del tiempo o el análisis del espectro de respuesta.

El análisis del espectro de respuesta utiliza los períodos naturales del análisis de valor propio. Por lo tanto, los datos espectrales ingresados deben incluir el rango esperado de períodos naturales.

Número de iteraciones: ingrese el número máximo de iteraciones.

Dimensión del subespacio: ingrese el tamaño del subespacio.

Tolerancia de convergencia: Ingrese la tolerancia de convergencia. En general, 1e-10.

El método de iteración del subespacio se utiliza para el análisis de valores propios en MIDAS Civil. La iteración continúa hasta la frecuencia relativa, de la forma:

$$\frac{|f_{n+1} - f_n|}{|f_{n+1}|}$$

El cálculo no excede la tolerancia de convergencia. Si las frecuencias naturales relativas no están dentro de la tolerancia de convergencia después de agotar el número máximo de iteraciones, no se realiza ningún cálculo adicional y las frecuencias naturales calculadas

previamente se utilizan para las tareas posteriores.

- **Iteración de Subespacio**

El cálculo de la matriz de iteración de ritmo se utiliza para realizar análisis de valor propio. Este método se usa efectivamente cuando se realiza un análisis de valores propios para un sistema de elementos finitos a gran escala (sistema de matriz grande) y se usa comúnmente entre los ingenieros.

- **Lanczos**

La matriz tridiagonal se utiliza para realizar análisis de valores propios. Este método se usa efectivamente cuando se realiza un análisis de valores propios para modos más bajos.

2.2.10. Análisis de Sensibilidad

El comportamiento de una estructura depende de ciertos factores de su entorno que influyen en la respuesta óptima. El objetivo de realizar un análisis de sensibilidad es identificar cuáles de estos factores tienen una mayor influencia y modifican el comportamiento de la estructura. (Komkov, et al, 1986), el análisis de sensibilidad para el diseño estructural se define como la relación que existe entre las variables disponibles y la respuesta de una estructura.

En función del tipo de variables, el análisis de sensibilidad puede ser de dos tipos (Komkov, et al, 1986), a) sensibilidad de parámetros, donde las variables que más influyen en la respuesta esperada son las que corresponden al problema de equilibrio, como por ejemplo el módulo de elasticidad o el momento de inercia y, b) sensibilidad de formas, donde las variables están relacionadas con la geometría de la estructura, la posición de las cargas o las condiciones de borde.

Si las variables no se definen correctamente el modelo numérico de la estructura no representará de manera apropiada su comportamiento estructural.

Por lo tanto, para realizar adecuadamente el análisis de sensibilidad es necesario llevar a cabo un proceso parametrizado sobre la estructura, modificando paso a paso cada una de las variables y observando que pasa con la respuesta. Una vez identificados cuáles son los factores que tienen más influencia en la respuesta analizada éstos se pueden modificar a través de un proceso de optimización de tal modo que el modelo numérico represente el comportamiento real de la estructura estudiada.

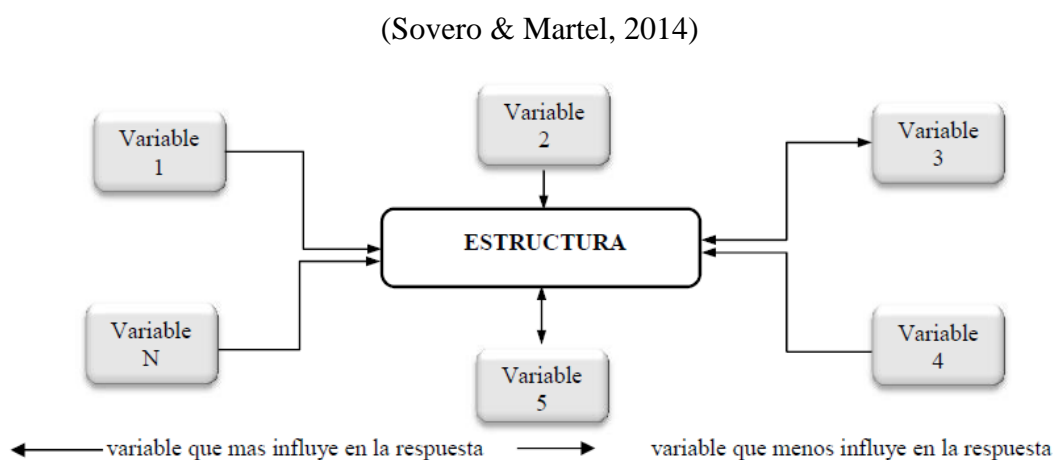


Figura 38. Esquema del proceso del análisis de sensibilidad

2.2.10.1. Proceso de Optimización

La optimización es un proceso matemático que consiste en encontrar una solución óptima a un problema planteado mediante la definición de una ecuación que se conoce como función objetivo. Los métodos de optimización dependen de las características de esta función y se dividen en dos grupos: a) optimización de funciones lineales, y b) optimización de funciones no lineales. Asimismo, la función objetivo depende de ciertas variables identificadas previamente en un análisis de sensibilidad y cuyo valor se desconoce. Estas variables están sujetas a restricciones que limitan la zona de búsqueda de la solución la cual está definida por un rango determinado de valores donde es posible encontrar el valor óptimo (Puig Martí, 2010) El método de mínimos cuadrados es un procedimiento para optimizar funciones no lineales que consiste en encontrar el mínimo de una función basada en una suma de cuadrados y está dado por la ecuación:

$$\min f(x) = \|K(x)\|_2^2 = \sum_{i=1}^m K_i(x)^2 \quad (63)$$

donde i representa el número de términos que componen la función $f(x)$ y $K(x)$ es una ecuación que depende de una variable x , cuyo valor óptimo se desea conocer

La Figura 39 muestra un esquema de cómo se lleva a cabo el proceso de optimización y las diferentes iteraciones que se deben de realizar antes de encontrar la respuesta deseada. En este esquema se puede observar que las variables que se desean optimizar que influyen en los parámetros de comparación se someterán a un proceso de optimización. Los resultados obtenidos serán evaluados y si la respuesta es deseada el proceso culmina. En caso contrario, si la respuesta no es la deseada, el proceso de optimización debe llevarse a cabo nuevamente.

(Sovero & Martel, 2014)

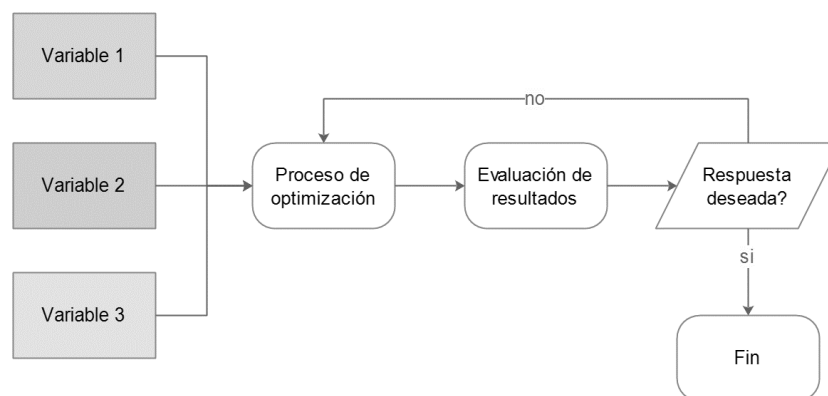


Figura 39. Esquema que muestra el proceso de optimización

2.2.11. Filosofía de Diseño y Análisis de Puentes

La filosofía de diseño son todos los conceptos fundamentales que gobiernan el comportamiento de las estructuras ante sollicitaciones de cualquier naturaleza. A partir de la comprensión de las posibles respuestas estructurales locales será posible fijar criterios de diseño y análisis, y contemplar aspectos ligados al funcionamiento, a la seguridad y a la economía que hacen a la estructura completa. Antes de iniciar el análisis y diseño de una estructura es necesario realizar una serie de reflexiones que traten de ubicar el verdadero contexto dentro del cual se encuentra el diseño y análisis estructural. Lo primero y fundamental que hay que comprender es que tanto desde el punto de vista de la funcionalidad, como de la seguridad y de la economía existe una interacción y por ende dependencia directa entre las dimensiones y el diseño de la estructura. (Llopiz , 2013).

2.2.11.1. Filosofía de Diseño y Análisis por Esfuerzos Admisibles (ASD)

Se trata de un procedimiento de diseño determinista, que considera fijos y no aleatorios los distintos valores numéricos que sirven de partida para el cálculo (resistencias de los materiales, cargas aplicadas). En este método se determinan las sollicitaciones correspondientes a las cargas máximas de servicio, se calculan los esfuerzos correspondientes a estas sollicitaciones (esfuerzos de trabajo) y se comparan sus valores con una fracción de la resistencia de los materiales (esfuerzo admisible), encontrándose usualmente en el rango elástico. (Gomez Jhonson, 2008).

El método ASD ya tiene más de 100 años de aplicación; con él se procura conseguir que los esfuerzos unitarios actuantes reales en los miembros estructurales sean menores que los esfuerzos permisibles.

La aplicación de este método de diseño supone que para las cargas de servicio la estructura se comporta dentro del rango elástico.

En el diseño por ASD (Diseño por Esfuerzos Admisibles), cumple la siguiente expresión:

$$\sum Q_i \leq \frac{R_n}{FS} \quad (64)$$

Donde:

Q_i = Esfuerzo por efecto de la carga

R_n = Resistencia Nominal

FS = Factor de seguridad.

2.2.11.2.LRFD (Load and Resistance Factor Design) o Diseño por Factores de Carga y Resistencia

También conocido como método de estados límite, estos, se dividen en dos categorías: Resistencia y Servicio. El primer estado tiene que ver con el comportamiento para máxima resistencia dúctil, pandeos, fatiga, fractura, volteo o deslizamiento. El segundo estado tiene que ver con la 15 funcionalidad de la estructura, en situaciones tales como deflexiones, vibraciones, deformación permanente y rajaduras.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (65)$$

La parte derecha de la inecuación representa la resistencia del componente o sistema, y la parte derecha representa la carga máxima esperada. La resistencia nominal R_n es reducido por un factor menor que la unidad (factor de resistencia) para obtener la “Resistencia de Diseño”. Al otro lado de la inecuación, las cargas son amplificadas por sus respectivos factores de mayoración γ_i para tener las cargas factorizada (MTC, 2018) : Para cargas para las cuales un valor máximo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.9 \quad (66)$$

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

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0 \quad (67)$$

Donde:

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

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

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

η_D = factor relacionado con la ductilidad

η_R = factor relacionado con la redundancia

η_I = factor relacionado con la importancia operativa

Q_i = efectos de fuerza

R_n = resistencia nominal.



R_r = resistencia factorizada: ϕR_n

a) Estado Límite de Servicio

El estado límite de servicio será tomado en cuenta como una restricción sobre los esfuerzos, deformaciones y ancho de grietas bajo condiciones regulares de servicio. El estado límite de servicio proporciona ciertos requisitos basados en la experiencia que no siempre se pueden derivar exclusivamente a partir de consideraciones estadísticas o de resistencia.

b) Estado Límite de Resistencia

El estado límite de resistencia debe ser considerado para asegurar la resistencia y estabilidad. Ambas, local y global son dadas para resistir las combinaciones de cargas especificadas estadísticamente que se espera que un puente experimente durante su vida de diseño.

Bajo el estado límite de resistencia se pueden producir tensiones muy elevadas y daños estructurales, pero se espera que la integridad estructural global se mantenga

a) Estado Límite de Evento Extremo

El estado límite de evento extremo debe ser considerado para asegurar la supervivencia estructural de un puente durante un sismo importante o durante inundaciones o cuando es colisionado por un buque, vehículos o flujos de hielo, posiblemente bajo condiciones severas de socavación o período de retorno que puede ser significativamente mayor que la vida útil del diseño del puente. (MTC, 2018)

2.3. Hipótesis

2.3.1. Hipótesis General

Se logrará determinar la respuesta estructural, basado en la obtención de un modelo numérico con el método de elementos finitos (FEM), calibrado mediante mediciones experimentales de vibraciones para determinar respuesta estructural del Puente Colgante Cunyac en el año 2018

2.3.2. Sub Hipótesis

a) Sub Hipótesis n°01

La estructura del Puente Cunyac es compatible con los planos de la ejecución del Proyecto

**b) Sub Hipótesis n°02**

Las frecuencias de vibración medidas directamente y a escala completa y procesada mediante la Transformada de Fourier, producidas por la acción de cargas ambientales sobre el Puente Cunyac se encuentran en el rango de 0.001 a 30 Hz.

c) Sub Hipótesis n°03

Los valores de las funciones frecuencias de vibración natural analizadas mediante el Método de Elementos Finitos, asociados a los cinco primeros modos de vibración, tienen una diferencia de 20 % con respecto a las frecuencias obtenidas directamente sobre la estructura del puente-

d) Sub Hipótesis n°04

- Las frecuencias de vibración asociadas a los 5 primeros modos de vibración obtenidos mediante el Método de Elementos Finitos (FEM), coinciden con las Frecuencias de vibración medidas directamente a escala completa en el Puente Cunyac.

e) Sub Hipótesis n°05

- Los estados límites de los componentes del Puente Cunyac cuyos parámetros dinámicos calibrados y condiciones de borde, no satisfacen los parámetros del Manual de puentes 2018 y AASHTO LRFD Bridge Desing 2017.

2.4. Definición de Variables**2.4.1. Variables Independientes**

- Modos de Vibración del Puente
- Métodos de Elementos Finitos

► Indicadores de Variables Independientes

- Fuerza Axial, corte y momento (tonf; tonf-m)
- Constante de Rigidez (N/m)
- Módulo Elástico (kg/cm²)
- Longitud (m)
- Disposición constitutiva
- Longitud (m)
- Adimensional



- Módulo de Elasticidad (kg/cm²)
- Fuerza (tonf)
- Velocidad (km/h)

2.4.2. Variables Dependientes

- Frecuencias de Vibración Natural
- Estado Límite de Resistencia
- Estado Límite de Servicio

► Indicadores de Variables Independientes

- Fuerza Axial, corte y momento (tonf, tonf-m)
- Fuerza Axial, corte y momento (tonf, tonf-m)
- Fuerza Axial, corte y momento (tonf, tonf-m)

2.4.3. Cuadro de Operacionalización de variables

 Tabla 4
 Cuadro de Operacionalización de Variables

CUADRO DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES					
TIPO DE VARIABLES	VARIABLES	DEFINICIÓN	NIVELES	INDICADORES	INSTRUMENTOS
VARIABLES DEPENDIENTES	Frecuencias de Vibración Natural	La frecuencia natural es la velocidad a la que un objeto vibra cuando no es perturbado por una fuerza externa. Cada grado de libertad de un objeto tiene su propia frecuencia natural, expresada como ω_n (omega subíndice n). Frecuencia (omega) es igual a la velocidad de vibración dividido por la longitud de onda. Otras ecuaciones para calcular la frecuencia natural dependen del sistema de vibración. La frecuencia natural puede ser no amortiguada o amortiguada, dependiendo de si el sistema tiene una amortiguación significativa. recuperado desde: https://www.chegg.com/homework-help/definitions/natural-frequency-5 .	Ciclos	Frecuencias (Hz)	Acelerómetros
	Estado Límite de Resistencia	El estado límite de resistencia debe ser considerado para asegurar la resistencia y estabilidad. Ambas, local y global son dadas para resistir las combinaciones de cargas especificadas estadísticamente que se espera que un puente experimente durante su vida de diseño. Bajo el estado límite de resistencia se pueden producir tensiones muy elevadas y daños estructurales, pero se espera que la integridad estructural global se mantenga. (MTC, 2016)	Fuerzas	Fuerza Axial, Corte y Momento (Tonf, Tonf-m)	Manual de puentes 2018
	Estado Límite de Servicio	Los tableros metálicos reticulados y otros tableros livianos metálicos y de concreto deben satisfacer los requisitos de estados límites de servicio donde se estipula que se considerará los efectos de excesiva deformación del tablero incluyendo la deflexión causada por la carga viva más la carga dinámica que no deberán de exceder los siguientes criterios.: ► L/800 para tableros sin tráfico peatonal. ► L/1000 para tableros con tráfico peatonal limitado (MTC, 2016)	Fuerzas Desplazamiento	Fuerza Axial, Corte y Momento (Tonf, Tonf-m) Longitud (m)	
VARIABLES INDEPENDIENTES	Análisis de Modos de Vibración del Puente	Cálculo de un modelo ideal, sin interacciones con el medio, que permite obtener los modos de vibración y sus frecuencias naturales. Estimación de selección de pico y estimación polinómica en funciones de respuesta de frecuencia. (Ibañez Deler, 2014)	Vibración	Frecuencia (Hz)	Acelerómetros
			Aceleración	Gravedades (m/s ²)	
			Desplazamiento	Longitud (m)	
	Métodos de Elementos Finitos	El método de elementos finitos (FEM) es un enfoque numérico por el que se puede resolver cualquier fenómeno físico y de ingeniería, cabe mencionar que todos estos fenómenos se pueden describir en términos de ecuaciones diferenciales. FEM es un método para resolver problemas de ingeniería como el análisis de esfuerzos, la idea fundamental del FEM, es dividir un cuerpo en elementos finitos conectados por nodos y obtener una solución más aproximada. FEM proporciona una metodología sistemática con elementos discretos, (Fish & Belytschko, Zienkiewicz 2007).	Fuerza Nodal	Fuerza Axial, Corte y Momento (Tonf, Tonf-m)	Software Midas Civil
Desplazamiento Nodal			Longitud (m)		
Matriz de Rigidez			Constante de Rigidez (N/m)		
Fuerza Nodal Interior			Fuerza Axial, Corte y Momento (Tonf, Tonf-m)		



			Fuerza Nodal Exterior	Fuerza Axial, Corte y Momento (Tonf, Tonf-m)	
Estructura del Puente	La estructura consiste en un puente colgante de 110 m. de luz entre apoyos, con anclaje doble a tierra, diseñado para una carretera de 7.20m de ancho de doble carril y con una distancia entre apoyos de 110 m. El puente colgante está constituido por dos cables portantes, dos cámaras de anclaje, péndolas del que está suspendida la viga de rigidez metálica de doble pared sobre el que está apoyada el tablero de rodadura de concreto armado y por últimos posee do pilones que son pórticos planos arriostrados. El sistema de puentes colgantes está calculado según la teoría de segundo orden. El programa está hecho en base de la teoría de Kuo Hao Lie para puentes colgantes. Las cargas de diseño están tomadas de las normas norteamericanas A.A.S.H.O. con carga móvil de HS20-44. Calidad del acero: estructura metálica St 37 T, St 44 T Y St 52 T cabezas de cable GS52. (WAAGNER BIRO, 1976).		Matriz de Rigidez	Constante de Rigidez (N/m)	Planos
			Linealidad del Material	Módulo Elástico (kg/cm ²)	
			Secciones de Perfiles Estructurales	Longitud (m)	
			Isotropía del Material	Disposición constitutiva	
			Dimensiones del Reticulado	Longitud (m)	
			Módulo de Poisson	Adimensional	
			Grado del Acero	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	
Cargas Ambientales	La excitación por efectos ambientales considera la acción del medio ambiente. Estos efectos incluyen al tráfico vehicular sobre el puente, al viento, al oleaje y a los sismos. Dentro de estas variantes de excitación ambiental, la más empleada es la del tráfico (D. F. Mazurek and J. T. DeWolf, 1990)		Vehículo de Carga	Fuerza (tonf)	Manual de puentes 2018
			Viento	Velocidad (km/h)	



CAPÍTULO III: METODOLOGÍA

3.1. Metodología de la Investigación

3.1.1. Enfoque de la Investigación

Esta investigación asumirá una categoría con enfoque cuantitativo, tomando en consideración la clasificación propuesta por (Hernández Sampieri, et al, 1999), debido a que el postulado indica que: se evalúa la muestra de forma real, en función de parámetros que son susceptibles a ser cuantificados. Los resultados proporcionan series de datos numéricos, relacionadas a las variables estudiadas.

Es pertinente señalar que esta investigación, además, posee o reúne condiciones metodológicas del tipo aplicada, debido a que utiliza conocimientos en la práctica y porque utiliza conocimientos adquiridos, a la vez que se adquieren otros, después de implementar y sistematizar la práctica basada en investigación que da como resultado una forma organizada y sistemática de una realidad (Vargas Cordero, 2009)

3.1.2. Nivel o Alcance de la Investigación

El nivel de investigación de la futura tesis se enmarca en:

- **Nivel Descriptivo:**

Recaba información para conocer las relaciones y aspectos de los fenómenos que son objeto de estudio. Busca alcanzar un panorama más preciso de la magnitud del problema o situación, jerarquizar los problemas, derivar elementos de juicio para estructurar políticas, conocer las variables que se asocian y señalar los lineamientos para la prueba de hipótesis. El objetivo central de estas investigaciones está en proveer un buen registro de los tipos de hechos que tienen lugar dentro de esa realidad y que la definen o caracterizan sistemáticamente. Para esto, se seleccionan una serie de cuestiones y se mide o recolecta información sobre cada una de ellas, para así describir lo que se investiga (Informatica, 2005).

Además, también alcanzara el nivel correlacional ya que este tipo de investigación persigue fundamentalmente determinar el grado de en el cuál, las variaciones en uno o varios factores son concomitantes con la variación en uno u otros factores. (Monje Alvarez, 2011)

3.1.3. Método de Investigación

Tabla 5

Metodología de la investigación

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	
TIPO DE INVESTIGACIÓN	CUANTITATIVA
	Permitió evaluar la realidad en función de parámetros que son medibles y que pueden ser reproducidos con las mismas Condiciones en cualquier momento. Como resultado se maneja una serie de datos numéricos concernientes a las variables que fueron estudiadas; (tal como; el caso de los parámetros dinámicos y los parámetros globales de respuesta Estructural), durante el desarrollo del estudio la obtención de resultados se limitó a responder las preguntas en relación a las hipótesis planteadas, se siguió un proceso probatorio analizando la realidad objetiva.
NIVEL DE INVESTIGACIÓN	DESCRIPTIVO
	Con el propósito de describir el fenómeno: se especificaron las propiedades, características y rasgos importantes, lo que hizo posible interpretarlos, entender su naturaleza y explicar sus causas y efectos. El método que se usó implicó cuatro etapas: identificar el fenómeno y los sujetos involucrados; definir las variables a medir; recolectar datos para medir las variables; concluir. Etapas que fueron importantes para mostrar con precisión las dimensiones del fenómeno en estudio. El nivel descriptivo de la investigación nos permite formar una relación con otros estudios más rigurosos, pues es la base para investigaciones correlacionales. Como investigadores se tuvo que adoptar rasgos como la precisión y un carácter observador. Con la meta de describir fenómenos, situaciones, contextos y eventos.
MÉTODO DE INVESTIGACIÓN	
DISEÑO DE INVESTIGACIÓN	NO EXPERIMENTAL
	Las variables independientes ya han sucedido, no se manipulan durante el proceso de recolección de datos no se tuvo control sobre las variables independientes, y se adecuó más al estudio de los fenómenos tal cual ocurrieron
TIPO DE DISEÑO	TRANVERSAL - DESCRIPTIVO
	Tiene el propósito de describir las variables independientes. Con el fin de indagar, cual es el nivel que alcanza una variable con respecto a una población, en el estudio se evaluó que nivel de incidencia alcanzaron las vibraciones de diversa índole, en una estructura específica, de manera que hizo posible su descripción.

3.2. Diseño de Ingeniería

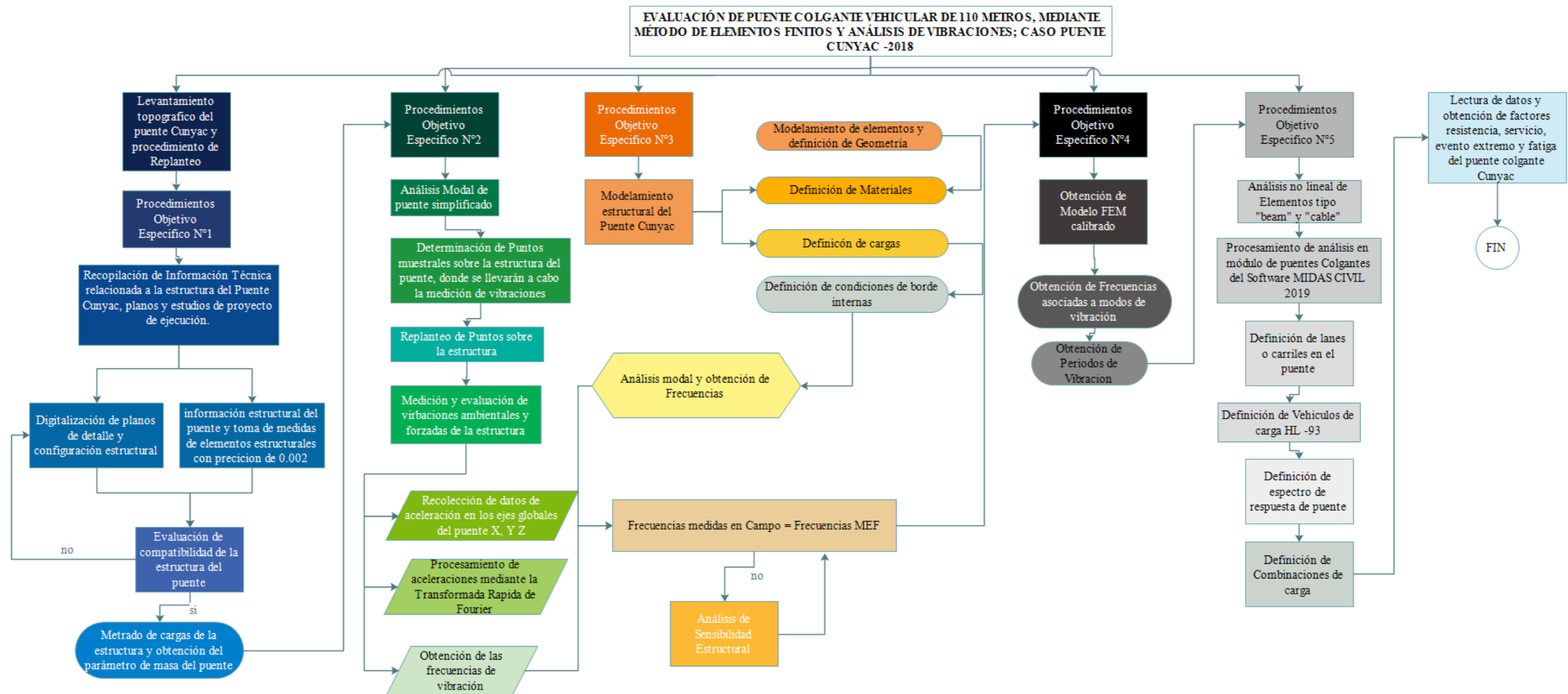


Figura 40. Diagrama de flujo del procedimiento de elaboración

3.3. Población y Muestra

3.3.1. Población

3.3.1.1. Descripción de la Población

Está conformada por un puente colgante carrozable denominado Puente Cunyac, forma parte la vía nacional cuyo código 3S, forma parte Corredor Vial Interoceánico Sur, está emplazado sobre el río Apurímac, presenta una localización especial debido a que este puente es bi-departamental, cuya margen derecha pertenece al departamento de Cusco y margen izquierda al departamento de Apurímac, fue diseñado para una carga móvil HS20-44 bajo parámetros de las normas AASHO 1973, ÖNORM y DIN 17100 a continuación, se procede a describirla, las características principales del puente Cunyac son las siguientes:

Tabla 6

Presentación de las características de la población

Tipo	Puente Colgante con Fiadores Descargados
Luz del tramo Principal	110.00 m entre ejes de torres.
Longitud	170.00 m entre ejes de cámaras de anclaje (30.00 + 110.00 + 30.00 m).
Número de vanos	01 vano
Cable Principal	Los cables principales están constituidos por cuatro cables y material similar al vigente Structural strand ASTM A586, poseen un diámetro de 64 mm y espaciamiento entre ellos de 110.00 mm; de los cuales están constituidos con alambres dispuestos de forma helicoidal; en cada extremo de los cables, se encuentran las cabezas de cable hechas de acero fundido. al centro del puente posee una flecha de 11.00 metros.
Cable De Péndolas	Péndolas suspendidas de forma vertical, constituido por cables del tipo helicoidal con diámetro de 34 mm, los cuales poseen en cada extremo una cabeza de cable ahorquillado. En la parte superior, están fijados a los cables principales mediante grapas, en la parte inferior queda suspendido la viga de rigidez. Está constituido por un material similar al vigente Structural strand ASTM A587.
Viga De Rigidez	Tipo Viga de rigidez de una bisagra; cuya configuración estructural de doble pared, está dispuesta de forma triangular, Posee brida superior, inferior y arriostre diagonal, conformado por doble perfil dobles del tipo IPE conectadas mediante chapas de unión, el tipo de material constitutivo es el Acero ST37T, ST44T, ST52T
Tipo de anclaje	Tipo Anclaje a tierra externo.

Torre Principal

Tipo Torre de balancín articulada), constituido por pórticos planos que consisten en soportes rígidos a la flexión con sección transversal constituida por un perfil armado, dos riostras horizontales, cada una posee diagonales cruzadas. los soportes del pilón en el sentido longitudinal del puente están apoyados de forma articuladas cabezas de los soportes llevan sillas de cambio de dirección para los cables principales.

Tramos

1 tramo suspendido.

Losa del Puente

Losa de concreto armado, posee un ancho de doble carril con un ancho efectivo de 7.20 m, espesor de 0.20 m, además dos veredas paralelas a lo largo del puente con un ancho de 0.50 m, toda esta estructura está apoyada sobre vigas transversales de sección variable y arriostres diagonales a lo largo del eje horizontal con disposición triangular.



Figura 41. Vista general del puente Cunyac, emplazado sobre el río Apurímac que une los departamentos de Cusco y Apurímac.

3.3.1.2. Cuantificación de la Población

Esta investigación posee una población que está conformada, por un conjunto finito de elementos, todos los estructurales que conforman el puente Cunyac como: armadura de la viga de rigidez, torres, losas, cables, anclajes, grapas, cables principales, péndolas del tipo cable y rígidas, carpetas de rodadura, sillas de cambio de dirección, rotulas, arriostres, etc.

3.3.2. Muestra

3.3.2.1. Descripción de la Muestra

La presente tesis posee una muestra del tipo censal, según la clasificación de (Ramírez, 1999), es decir que la muestra de esta investigación considera todo el universo de estudio, donde la muestra es igual a la población constituida por la estructura del puente Cunyac, por consiguiente, al ser única la población, esta, es coincidente con el total de la población

3.3.2.2. Cuantificación de la Muestra

Al considerar una muestra del tipo censal, existe igualdad de elementos con los de la población, entonces, la muestra está dada por todos los elementos que constituyen la estructura del puente Cunyac, a continuación, se detallan

3.3.2.3. Método de Muestreo

El tipo de muestreo de esa investigación es no probabilístico y a su vez usa la subclasificación de muestreo intencional o de conveniencia debido a que:

La elección de los elementos no depende de la probabilidad, sino de causas relacionadas con las características del investigador o del que hace la muestra. El procedimiento no es mecánico, ni en base a fórmulas de probabilidad, sino que depende del proceso de toma de decisiones de una persona o grupo de personas, y desde luego, las muestras seleccionadas por decisiones subjetivas. (Sampieri, 1991).

Se cree conveniente citar las razones, por las que se escogió este método de muestreo:

- Este estudio pretende mostrar la necesidad de realizar pruebas y mediciones de parámetros vibratoriales de una estructura del tipo puente colgante.
- Las limitaciones de herramientas normativas y procedimentales, para la evaluación de estructuras del tipo puente colgante vehicular.



- Acoplar los puntos anteriores, a la identificación de la necesidad existente, de elevar una propuesta y herramientas ingenieriles, que permitan, realizar diagnósticos del comportamiento dinámico y evaluaciones estructurales de un puente construido bajo condiciones de operación, de una estructura cuya importancia birregional, pasa desapercibida; ya que, si esta sufriera daños estructurales no previstos, debido a su emplazamiento, sería difícil recuperar la operatividad demandante de tráfico de una vía nacional como la que atraviesa el puente Cunyac.
- Limitaciones identificadas en el desarrollo de la investigación como: el presupuesto para la elaboración, el tiempo, accesibilidad a equipos de medición y asesoría especializada.

3.3.2.4. Criterios de Evaluación de Muestra

El criterio de evaluación de la muestra, se basa en considerar el diseño metodológico correspondiente a una investigación no experimental, por lo tanto, en la muestra no existió manipulación intencional de variables, tampoco se realizó alguna asignación al azar. Criterios de Inclusión.

► Evaluación de la Muestra.

- Se evaluó la compatibilidad de detalle estructural, entre los planos de proyecto y la estructura construida.
- Se realizó un modelo numérico en un programa de análisis estructural específico para el análisis de puentes.
- Se realizó la medición de parámetros dinámicos producidos por vibraciones ambientales.
- Se realizó el procesamiento y análisis de señales de aceleraciones medidas a escala real del puente colgante.
- Se realizó un proceso de calibración de parámetros ligados a la dinámica del puente.
- Se realizó un análisis estructural considerando la no linealidad geométrica propia de las estructuras del tipo puente colgante.
- Una vez obtenido el modelo calibrado del puente colgante Cunyac, se consideró evaluar y proporcionar las fuerzas internas como momentos flectores, axiales, cortantes y desplazamientos, y obtener un mapeo de elementos críticos.
- Se realizó el análisis de elementos estructurales con mayores esfuerzos y deformaciones

- Se realizó la determinación de los factores de resistencia I, II, III y IV estipulado en el manual de diseño de puente 2018

► **Evaluación de la Muestra.**

Tabla 7

Elementos para la evaluación de la muestra

SOFTWARE DE INGENIERÍA	Midas Civil 2019 v.1.1 Degtra v.2015 NI Signal Express AutoCAD 2020
NORMAS Y REGLAMENTOS	AASHTO 2017 Manual de Puentes 2018 Manual ASTM Manual AISC
INSTRUMENTO Y EQUIPOS	04 Recolectores GLX PASCO 04 Acelerómetros 01 Estación Total 02 Prismas 02 Portaprismas 01 Vernier 01 Wincha 50m 01 Sensor de temperatura

3.3.3. Criterios de Inclusión

- Cada elemento estructural que conforma el puente Cunyac, es modelado con la geometría y composición, según los planos proporcionado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones y la empresa WAAGNER BIRÓ, al existir compatibilidad entre proyecto y puente construido.
- Las propiedades mecánicas de los materiales fueron extraídas de los planos proporcionados por la empresa Waagner Biró, se deduce que no se llevará a cabo ensayos de laboratorio de acero ni concreto, debido a que no existe autorización para llevar a cabo ensayos destructivos de resistencia, los datos de estas propiedades se muestran en las tablas 23, 24 25 y 26
- Los registros de vibración del puente colgante Cunyac, fueron llevados a cabo recolectores GLX Pasco, y acelerómetros triaxiales cuyas especificaciones son:

Tabla 8

Especificaciones técnicas de acelerómetros triaxiales usados para las pruebas

ITEM	VALOR
Rango c/ Eje	Aceleración: ± 16 g
Unidad de Recolección	m/s^2
Resolución	Aceleración: 0.002 g
Muestra máxima	Aceleración: 500 Hz
Muestra mínima	Aceleración: 0.000 Hz
Intervalo de Recolección	0.005 s

- La recolección de las vibraciones se llevó a cabo bajo condiciones de tránsito normal para la serie de recolección 01.
- La recolección de las vibraciones se llevó a cabo bajo condiciones de tránsito normal para la serie de recolección 02 y 03.
- Respecto de los parámetros dinámicos; se considerará evaluar, solo la dirección más crítica que muestre el sistema, después de haber realizado el cálculo del aporte de rigidez estructural, esto se verificará de acuerdo a las magnitudes de aceleración, de cada eje.
- El análisis del puente Cunyac, considera una estructura mixta por poseer una superestructura metálica y losa del puente.
- Se considerará la no linealidad geométrica, debido al comportamiento de los cables del puente colgante.
- Se procesarán las señales registradas de los datos de vibración y obtención de los espectros de respuesta según la Transformada de Fourier.
- El análisis de elementos finitos, no considerará cálculos manuales, ya que estos inclusive requieren un gran esfuerzo computacional, debido al tamaño de matrices que se generan, sin embargo, se llevará a cabo comprobaciones manuales de parámetros de análisis estructural ampliamente aceptados para puentes colgantes.
- Se determinarán los factores de resistencia establecidos en el Manual de puentes 2018 y en función de las combinaciones de carga establecidos en el ítem 3.4.1-1 AASHTO.
- Los elementos de la viga de rigidez, y torres y péndolas rígidas del puente Cunyac, serán considerados como elementos tipo “beam”, los cables y péndolas serán tendrán propiedades tipo “cable”, que solo admite esfuerzos de tensión, el tablero de rodadura

será modelado como elemento tipo “plate”, con el mayor número de elementos de discretización posible

- El vehículo de análisis será el HL 93 establecido en la normativa vigente.
- La carga de viento será establecida según el Manual de puentes 2018

3.4. Instrumentos

3.4.1. Instrumentos Metodológicos

3.4.1.1. Formato de levantamiento topográfico y recolección de componentes estructurales del puente Cunyac

Tabla 9

Formato de recolección de datos: levantamiento topográfico

		<p align="center">UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA Escuela Profesional de Ingeniería Civil</p>				
Tesis:		"Evaluación de puente colgante vehicular, mediante método de Elementos Finitos y Análisis de Vibraciones; caso: Puente Cunyac - 2018"				
Asesor:		Dr. Ing. Elvis Yuri Mamani Vargas				
Tesisista:		Bach. Luis Angel Valer Chalco				
Fecha:	/ /					
Ensayo:	Levantamiento topográfico puente Cunyac					
Equipo			Cantidad			
Punto	Norte	Este	Elevación	Descripción		

a) Levantamiento Estructural

Tabla 10

Formato de levantamiento estructural L.E.1 para informe de compatibilidad

Fecha:	/ /				
Ensayo:	Levantamiento Estructural LE1 - Perfiles Armados				
Instrumentos	Descripción				Cantidad
Tipo de Perfil:	Armado	UPN	IPE	Cable Principal	Péndola
Tipo de Material	St 37T f'y = 235 MPa = 2396.33 Kg/cm2				
	Structural strand ASTM A586.				
Base	Altura	Espesor ala superior	Espesor ala inferior	Espesor patín	Diametro
mm	mm	mm	mm	mm	mm

Tabla 11

Formato de levantamiento estructural L.E.2 para informe de compatibilidad

Fecha:	/ /				
Procedimiento:	Levantamiento Estructural LE2 - Perfiles Armados				
Instrumentos	Descripción				Cantidad
Tipo de Perfil:	Doble UPN	Angulo Doble	Angulo doble inverso	Doble UPN inverso	Armado de Sección variable
Tipo de Material	St 37T $f_y = 235 \text{ MPa} = 2396.33 \text{ Kg/cm}^2$				
	Structural strand ASTM A586.				
Base	Altura	espesor base / base'	espesor altura / altura h'	espaciamiento	diametro
mm	mm	mm	mm	mm	mm

3.4.1.2. Formato para Recolección Datos Dinámicos en Campo

Tabla 12

Tabla de recolección de Datos de acelerómetro.

Fecha:	/ /				
Procedimiento	Recolección de aceleraciones en el puente Cunyac				
Recolector					
Sensor					
Eje de Recolección					
Intervalo de datos					
Punto de Recolección					
Tiempo	Aceleración	Tiempo	Aceleración	Tiempo	Aceleración
s	m/s ²	s	m/s ²	s	m/s ²
Nota:					

3.4.1.3. Formato de recolección Post-Procesamiento

b) Metrado de Elemento Tipo “Viga”

Tabla 13

Formato de metrado de cargas

Formato 01									
Parte del Puente									
Descripción	Veces	Área de perfil m ²	Longitud m	Geometría	Peso específico Ton/m ³	Peso Parcial del Elemento Ton	Punto de Fluencia kg/cm ²	Tipo de Acero	Observaciones
Peso Total (Ton)									

Tabla 14
Formato 02 de metrado de cargas

UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL "EVALUACIÓN DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR DE 110 METROS, MEDIANTE MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS Y ANÁLISIS DE VIBRACIONES; CASO PUENTE CUNYAC -2018" Dr. Ing. Elvis Yuri Mamani Vargas Tesista: Bach. Luis Angel Valer Chalko									
Parte del Puente									
Elemento	veces	Longitud mm	Área mm ²	Longitud m	Área m ²	Peso total parcial ton	Gemometría	Tipo de Acero	Observaciones
Peso Total (Ton)									

c) Metrado de Elemento tipo “Cable”

Tabla 15
Formato de metrado de elementos tipo cable

Elemento	Tipo de acero	Veces	Ø	Longitud de cable	γ Peso específico	Total
			mm	mm	kg/m	Ton

d) Propiedades Mecánicas de los Materiales

Tabla 16
Formato de propiedades mecánicas del concreto

Fecha:	/ /			
Procedimiento	Modelamiento - Datos de entrada - Propiedades mecánicas de los materiales			
Concreto				f'c =
Propiedad	Símbolo	Valor	Unidad	Densidad
Coefficiente de Dilatación Térmica	T		1/C°	
Peso Específico	γ		Ton/m ³	
Módulo de Elasticidad	E		Kg/cm ²	
Módulo de Corte	G		Kg/cm ²	
Módulo de Poisson	V			

Tabla 17

Formato de propiedades mecánicas del acero

Fecha:	/ /			
Procedimiento	Modelamiento - Datos de entrada - Propiedades mecánicas de los materiales			
Acero			$f'_{y} =$	
Propiedad	Simbolo	Valor	Unidad	Densidad
Esfuerzo de Resistencia a la Tracción	f'_{u}		Kg/cm ²	
Módulo de Elasticidad	E		Kg/cm ³	
Módulo de Poisson	V			
Coefficiente de Expansión Térmica	T		1/C°	
Peso Específico	γ		Ton/m ³	

3.4.2. Instrumentos de Ingeniería

3.4.2.1. Manuales, Normas y Herramientas

- Manual de Puentes 2019.
- AASHTO LRFD Bridge Design (American Association of State Highway and Transportation Officials)
- Norma AISC (American Institute of Steel Construction) 2016.
- ASTM 2017 (American Society for Testing and Material's).

3.4.2.2. Software de Ingeniería

- Programa de análisis y calculo estructural de puentes Midas CIVIL 2019 v.1.1
- Programa de análisis de vibraciones DEGTRA V.2010.
- Programa de análisis de vibraciones NI Signal Express 2015.
- AutoCAD 2020

3.4.2.3. Equipos de Análisis, Recolección y Procesamiento

- 16 planos de detalle y configuración estructural del puente Cunyac.
- Microsoft Excel 2016
- 04 equipos de recolección GLX PASCO
- 04 acelerómetros triaxiales
- 01 estación total
- 01 vernier con precisión de 0.002 mm.

3.5. Procedimientos de Recolección de Datos

3.5.1. Georreferenciación del Puente Cunyac

a) Objetivos

- Obtener plano topográfico de detalle de relieve y ubicación del puente Cunyac; ya que no se cuenta con este plano del proyecto de construcción, este procedimiento se realizará con el fin de poder determinar las características del relieve, georreferenciación del emplazamiento de los elementos del puente como son: viga de rigidez y estribos, y cámaras de anclaje de los fiadores ya que será necesario conocer a detalle la ubicación de estos elementos, para la realización de ensayos posteriores, que requieran una referenciación exacta dentro o fuera de la estructura.

b) Equipos e Instrumentos.

b.1. Equipos para levantamiento topográfico y georreferenciación

Tabla 18

Equipos necesarios para realización de levantamiento topográfico

EQUIPO	CANTIDAD	MARCA
Wincha de 50 metros	1	Stanley
Trípode	1	TopCon
Estación Total	1	TopCon
Porta prismas	2	TopCon
Prismas	2	TopCon
GPS	1	Garmin
Cascos de Seguridad	3	3M
Lentes de Seguridad	3	3M
Tapa Boca	3	3M
Tapones Auditivos	3	Indura
Zapatos de Seguridad	1	Caterpillar
Conos de Seguridad	20	Redline

c) Procedimiento

c.1. Procedimiento para el Levantamiento topográfico

- El levantamiento topográfico inició con el traslado de equipos hasta la zona del emplazamiento del puente Cunyac ubicado en la vía nacional 3S, perteneciente a la ruta del corredor interoceánico Sur, Urcos-Cusco-Puente Cunyac, Puquio, Nazca-San Juan de Marcona con 756.5 km de longitud.

(Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2009)

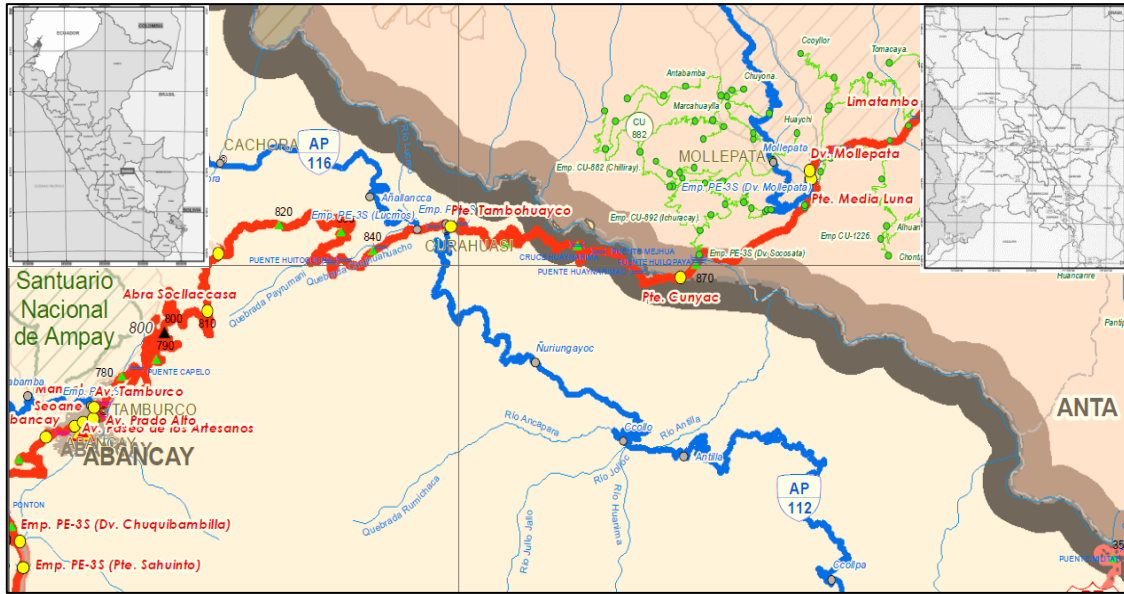


Figura 42. Mapa de ubicación del puente Cunyac, sobre la vía nacional 3S

Tabla 19

Coordenadas UTM de ubicación del puente Cunyac

Ubicación Geopolítica			Coordenadas WSG84		
			Este	Norte	Elevación
Estribo Margen Derecho	Departamento	Cusco	762439.3	8499388	1838.094
	Provincia	Anta			
	Distrito	Mollepata			
Estribo Margen Izquierdo	Departamento	Apurímac	762366.4	8499306	1838.094
	Provincia	Abancay			
	Distrito	Curahuasi			

- Se procedió con el estacionamiento de la estación total TopCon en un lugar, que permita la visibilidad integral de los puntos de interés, y se disminuya los puntos de cambio, ubicar Coordenadas UTM de la Estación A.
- Configurar estación total y programarla para iniciar levantamiento topográfico.
- Toma de puntos relevantes del terreno y puntos notables de la estructura.



Figura 43. vista de puntos de recolección de datos, de terreno y puntos principales.



d) Recolección de datos

Los datos recolectados se presentan en el Anexo 1.a

3.5.2. Configuración geométrica del Puente Cunyac

a) Objetivos

- Levantamiento estructural y Obtención de la geometría de los perfiles estructurales y componentes del puente Cunyac. Es implícita la importancia de la verificación de las dimensiones y medidas de los elementos estructurales que conforman el puente, para poder determinar la concordancia entre planos de proyecto y la estructura construida, o si esta, sufrió alguna modificación geométrica.

b) Equipos e Instrumentos

Tabla 20

Equipos y materiales necesarios para realización de levantamiento estructural.

Equipo	Cantidad	Marca
Vernier de 0.002 mm de precisión	1	Chalimex
Wincha de 60 m	1	Stanley
Tapa Boca	2	3M
Conos de Seguridad 28"	4	Redline
Formato de recolección (tablas 09 y 10)	2	Caterpillar

c) Procedimiento

- Se llevará a cabo campaña medición de las dimensiones de sección y longitud de los elementos estructurales que conforman el puente Cunyac, con instrumentos de precisión.
 - Se tomó medidas sección y longitud de los elementos tipo cable
 - Se tomó medidas sección y longitud de los elementos que conforman la torre principal
 - Se tomó medidas sección y longitud de los elementos que conforman viga de rigidez
 - Se tomó medidas sección y longitud de la losa del puente
 - se llevó a cabo, campañas de inspección estructural, donde se midió de forma detallada, los componentes del puente con instrumentos de medida como wincha y vernier de 0.002 mm de precisión.



Figura 44. Toma de medidas del perfil estructural que conforma la brida inferior de la viga de rigidez



Figura 45. Vista del proceso de medición de las alas del perfil estructural armado de la torre principal.



Figura 46. Medición del perfil estructural que conforma el arriostre diagonal de la viga de rigidez



Figura 47. Toma de medidas del diámetro del cable principal



Figura 48. medida del diámetro de los cables de péndola típica del puente Cunyac.

d) Recolección de datos

Los datos recolectados se presentan en el Anexo 03 E08.

3.5.3. Propiedades Mecánicas de los Materiales del Puente Cunyac

a) Objetivos

- Reconocer y conocer las propiedades de los materiales de acero y concreto estructural, que conforman los componentes del puente colgante Cunyac.

b) Equipos e Instrumentos

- Planos compatibilizados de detalles estructurales y especificaciones técnicas del puente Cunyac
- Manual AISC
- Norma ASTM

c) Procedimiento

- Se realiza con la identificación de las propiedades de los materiales, indicados en las especificaciones técnicas nombradas en alemán y español, en los planos estructurales del puente Cunyac, los cuales fueron proporcionados por la empresa austriaca Waagner Biró.

- El concreto posee una resistencia a la compresión ($f'c$) de probeta cilíndrica de:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

- El módulo de Young (E), kg/cm^2 ; para el concreto es directamente proporcional a la resistencia a la compresión ($f'c$), El procedimiento se realizará de acuerdo a la teoría planteada según (H. Nilson, 2001), también planteada por la norma ACI y E060, se hallará mediante:

$$E = 15000 * \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$$

- El grado de fluencia del acero especificado para todos los componentes estructurales tipo perfil, UPN, IPE y perfiles armados según la Norma alemana DIN (Deutsches Institut für Norm) y la norma austriaca ÖNORM, bajo las cuales fue concebido el puente Cunyac, los cuales clasifican como St 37 t, St 44 t, St 52 t al acero estructural de alta resistencia.
- El peso específico (γ) de los materiales

$$\gamma_{\text{acero}} = 7850 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

- El módulo de Poisson (ν), está definido como la constante elástica, definida como la relación entre deformación transversal y la longitudinal.

$$\nu = \frac{\text{deformación transversal}}{\text{deformación longitudinal}}$$

- El módulo de corte para el concreto (G): para el concreto es directamente proporcional al módulo de Young del concreto, definido por ($0.416 * E$ Concreto), puede ser hallado también como el esfuerzo de corte o deformación de corte.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

- Los datos de resistencia mecánica y de pre-esfuerzo de cables principales y péndolas son datos similares a su equivalente Structural strand ASTM A586.

d) Recolección de datos

Las siguientes propiedades se obtuvieron de las especificaciones dadas en planos, proporcionadas por Waagner Biró, y extraídas de la ÖNORM, DIN y sus equivalencias ASTM.

Tabla 21

Propiedades Mecánicas de material del acero para montantes.

Denominación Norma DIN	Acero ST52T	Und.	Símbolo
Denominación ASTM	S355	-	-
Módulo de Elasticidad	20389024.16	tonf/m ²	E
Esfuerzo Ultimo	47926.66	tonf/m ²	Fu
Esfuerzo de Fluencia	36199.93	tonf/m ²	f'y
Módulo de Poisson	0.30		Ps
Peso Específico	7.85	tonf/m ³	γ

- Las bridas superior e inferior del puente, poseen acero estructural presenta las siguientes propiedades mecánicas:

Tabla 22

Propiedades Mecánicas de material del acero de las bridas superior e inferior

Denominación Norma DIN	Acero ST44T	Und.	Símbolo
Denominación ASTM	S275	-	-
Módulo de Elasticidad	20389024.16	tonf/m ²	E
Esfuerzo Último	37729.50	tonf/m ²	Fu
Esfuerzo de Fluencia	28042.20	tonf/m ²	f'y
Módulo de Poisson	0.30		Ps
Peso Específico	7.85	tonf/m ³	γ

- El resto de elementos del tipo “beam” o perfiles estructurales que conforman la estructura, como los de la torre, arriostres de la viga de rigidez, péndolas rígidas, etc.; poseen acero estructural presenta las siguientes propiedades mecánicas:

Tabla 23

Propiedades Mecánicas de material del acero ST37T

Denominación Norma DIN	Acero ST37T	Und.	Símbolo
Denominación ASTM	S235	-	-
Módulo de Elasticidad	20389024.16	tonf/m ²	E
Esfuerzo Último	36709.78	tonf/m ²	Fu
Esfuerzo de Fluencia	23963.33	tonf/m ²	f'y
Módulo de Poisson	0.30		Ps
Peso Específico	7.85	tonf/m ³	γ

- Las propiedades físico-mecánicas del tablero de rodadura del puente Cunyac, poseen acero estructural presenta las siguientes propiedades mecánicas:

Tabla 24

Propiedades Mecánicas de la losa del puente Cunyac.

Denominación Norma DIN	Concreto puente Cunyac	Und.	Símbolo
Módulo de Elasticidad	2265000.00	Tonf/m ²	E
Módulo de corte	869482.60	Tonf/m ²	Fu
Resistencia a la Compresión	225.00	tonf/m ²	
Peso Específico	2.40	tonf/m ³	Ps
Módulo de Poisson	0.25		$f'c$

- Las propiedades físico-mecánicas del cable principal, conformado por 4 torones a cada lado del puente:

Tabla 25

Propiedades Mecánicas de los Cables principales del puente Cunyac.

Elemento	Cable Principal	Und.	Símbolo
Denominación ASTM	Structural strand ASTM A586	-	
Módulo de Elasticidad	14000000.00	tonf/m ²	E
Carga de Rotura c/ cable	126000.00	Tonf	
Esfuerzo de Fluencia	160000.00	Tonf/m ²	$f'y$
Peso Específico	7.85	tonf/m ³	γ
Módulo de Poisson	0.30		Ps

- Las propiedades físico-mecánicas de las péndolas del puente Cunyac

Tabla 26

Propiedades Mecánicas Cables de las péndolas del puente Cunyac.

Denominación Norma DIN	Cable Péndola	Und.	Símbolo
Denominación ASTM	Structural strand ASTM A586	-	
Módulo de Elasticidad	14000000.00	tonf/m ²	E
Carga de Rotura c/ cable	102000.00	Tonf	
Esfuerzo de Fluencia	160000.00	Tonf/m ²	$f'y$
Peso Específico	7.85	tonf/m ³	γ
Módulo de Poisson	0.30		Ps

3.5.4. Metrado de Cargas

a) Objetivos

Obtener el metrado de carga de los elementos que conforman la estructura del puente Cunyac

b) Equipos e Instrumentos



Tabla 27

Instrumentos para el metrado de cargas del puente Cunyac

Instrumentos y Equipos	Cantidad
Laptop	01
Software Microsoft Excel	01
Planos estructurales compatibilizados	15
Manual AASHTO LRFD 2017	01
Manual de Puentes 2018	01
Manual AISC	01
Manual ASTM	01
Norma E-020	01

c) Procedimiento**c.1. Determinar el peso propio****c.1.1. Metrado de Cable Principal**

Para el metrado de cargas se tomó en consideración el: Standard Specification for Metallic-Coated Parallel and Helical Steel Wire Structural Strand ASTM A586 – 18, ver el sustento en la Tabla 86

Metrado de carga muerta de cables principales

c.1.2. Metrado de Péndolas

Para el metrado de cargas se tomó en consideración el: Standard Specification for Metallic-Coated Parallel and Helical Steel Wire Structural Strand ASTM A586 – 18, ver el sustento de metrado en la Tabla 87

Metrado de carga muerta de las péndolas

c.1.3. Metrado de Torres

Para el metrado de cargas se tomó en consideración el: Standard Specification ASTM, para acero del tipo S235, ver el sustento de metrado en la Tabla 88. *Tabla 88*

c.1.4. Metrado de Viga de Rigidez

Para el metrado de cargas se tomó en consideración el: Standard Specification ASTM, para acero del tipo S235, S275, S355, ver el sustento de metrado en la Tabla 89

Metrado de carga muerta de cables principales

c.1.5. Metrado de losa del puente

El metrado de cargas se realizó tomando en consideración $\gamma_{concreto} = 2.4 \text{ ton/m}^3$

c.2. Determinar la carga de asfalto

El metrado de cargas se realizó tomando en consideración $\gamma_{asfalto} = 2.1 \text{ ton/m}^3$

c.3. Determinar la carga de viento

Las velocidades del viento que se utilizarán serán las del Mapa Eólico de la Norma Técnica del Reglamento Nacional de Edificaciones RNE - Vigente. Se utilizará la metodología del AASHTO LRFD para determinar las cargas del viento para el diseño de los puentes. Las Especificaciones de la AASHTO consideran una velocidad básica del viento $VB = 100 \text{ mph}$ (160 km/h), el proyectista investigara y establecerá, para el caso del Perú, las velocidades correspondientes en la zona de la ubicación del puente y en base a ello las aplicara según lo indicado en el Artículo 2.4.3.10.

(MTC, 2009)

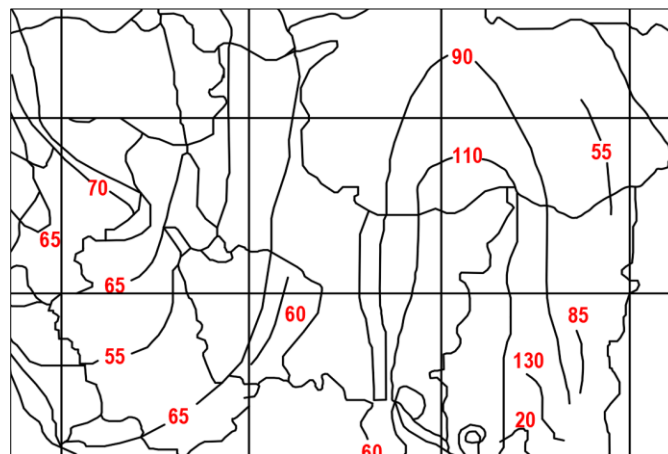


Figura 49. Mapa eólico de las regiones de Cusco y Apurímac

Se asumirá que la carga de viento esta uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento. El área expuesta será la sumatoria de las áreas de todos los componentes, incluyendo el sistema de piso y las barandas, vistas en elevación perpendicular a la dirección de viento supuesta. Esta dirección se deberá variar para determinar las solicitaciones extremas en la estructura o en sus componentes. En el análisis se pueden despreciar las superficies que no

contribuyen a la solicitación extrema analizada. (MTC, 2018)



- Viento según mapa eólico con periodo de retorno de 50 años: 65 km/h

	base	eje
altura del nivel de agua hacia la brida superior	9.3950	9.5450
altura del nivel de agua hacia la brida inferior	8.4150	8.5650
altura de nivel de agua hacia las diagonales	9.7480	9.7480

si existen componentes a más de 30 ft o 9.14 m usar:

$$V_{DZ} = 2.5 V_0 \left(\frac{V_{30}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$$

Siendo:

Vdz velocidad de viento de diseño

v30 velocidad de viento a 9.14 metros sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de agua de diseño (mapa eólico)

VB velocidad base de viento base igual a 160.93 a 9.14m

z altura de la estructura en la cual se están midiendo las cargas de viento desde el nivel de aguas

vo velocidad friccional tomada de la tabla:

zo longitud de fricción que trae el viento aguas arriba especificada en la tabla

por lo que:

condición	terreno abierto	área sub urbana	área sub urbana	área urbana
vo	13.19	km/h	17.54	19.31
zo	0.07	m	1.00	2.50

Las presiones originadas por el viento se asumen proporcionales a la velocidad del viento al cuadrado. La presión horizontal del viento actuando sobre la estructura es calculada mediante la expresión:

$$P = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{161} \right)^2$$

Donde:

Barlovento **PB = 2.400 Kpa**



Sotavento $PB = 1.200 \text{ Kpa}$

$Pb = 0.415632113 \text{ kPa}$ 1.333281895

$Ps = 0.207816056 \text{ kPa}$ 0.666640947

Excepto cuando se determinen las presiones verticales debidas a viento mediante un análisis más preciso o experimentalmente se considerará una fuerza vertical hacia arriba, uniformemente distribuida por unidad de longitud de puente, con una magnitud igual a 100 kgf/m^2 .

Excepto cuando se determinen las presiones verticales debidas a viento mediante un análisis más preciso o experimentalmente se considerará una fuerza vertical hacia arriba, uniformemente distribuida por unidad de longitud de puente, con una magnitud igual a 100kgf/m^2 .

"Las cargas por metro lineal que se aplicarán sobre cada elemento serán las siguientes:

Elementos a barlovento (WS):

Tabla 28

Metrado de cargas sotavento

Elemento	SOTAVENTO	
	Espesor contacto con el viento H (m)	fuerza
brida superior	0.300	$w = 0.3 \times 0.416 \text{ Kpa} = 0.125 \text{ kN/m}$
brida inferior	0.300	$w = 0.3 \times 0.416 \text{ Kpa} = 0.125 \text{ kN/m}$
diagonal	0.240	$w = 0.24 \times 0.416 \text{ Kpa} = 0.1 \text{ kN/m}$
vereda	0.400	$w = 0.4 \times 0.416 \text{ Kpa} = 0.167 \text{ kN/m}$
baranda	0.080	$w = 0.08 \times 0.416 \text{ Kpa} = 0.034 \text{ kN/m}$
cable principal	0.064	$w = 0.064 \times 0.416 \text{ Kpa} = 0.027 \text{ kN/m}$
péndolas	0.034	$w = 0.034 \times 0.416 \text{ Kpa} = 0.015 \text{ kN/m}$
péndolas rígidas	0.200	$w = 0.2 \times 0.416 \text{ Kpa} = 0.084 \text{ kN/m}$
torres	0.600	$w = 0.6 \times 0.416 \text{ Kpa} = 0.25 \text{ kN/m}$

Tabla 29

Metrado de cargas barlovento.

Elemento	BARLOVENTO	
	Espesor contacto con el viento H (m)	fuerza
brida superior	0.300	$w = 0.3 \times 0.208 \text{ Kpa} = 0.063 \text{ kN/m}$
brida inferior	0.300	$w = 0.3 \times 0.208 \text{ Kpa} = 0.063 \text{ kN/m}$

diagonal	0.240	$w = 0.24 \times 0.208 \text{ Kpa} = 0.05 \text{ kN/m}$
vereda	0.400	$w = 0.4 \times 0.208 \text{ Kpa} = 0.084 \text{ kN/m}$
baranda	0.080	$w = 0.08 \times 0.208 \text{ Kpa} = 0.017 \text{ kN/m}$
cable principal	0.064	$w = 0.064 \times 0.208 \text{ Kpa} = 0.014 \text{ kN/m}$
péndolas	0.034	$w = 0.034 \times 0.208 \text{ Kpa} = 0.008 \text{ kN/m}$
péndolas rígidas	0.200	$w = 0.2 \times 0.208 \text{ Kpa} = 0.042 \text{ kN/m}$
torres	0.600	$w = 0.6 \times 0.208 \text{ Kpa} = 0.125 \text{ kN/m}$

"De acuerdo a las especificaciones del Manual de Puentes 2018 (2.4.3.10.1.2), las cargas de viento no deberán ser menor a 4.4kN/m (448.675 kgf/m) en dirección de barlovento ni menor a 2.2kN/m (224.3375 kg/m) en la dirección de sotavento.

Por tanto, se asume una carga mínima de presión de 4.4kN/m para todos los elementos dispuestos en dirección barlovento y otra carga mínima de presión de 2.2kN/m para todos los elementos dispuestos en dirección sotavento."

c.4. Determinar la carga vehicular.

La carga vehicular o también denominada carga viva de vehículo se encuentra detallado o especificado en los ítems 2.4.3.2.2 y 2.4.3.2.2 del Manual de puentes 2018 o 3.8 AASHTO, el cual considera una carga viva denominada HL-93, dicha carga consiste en una combinación de: camión de diseño o tándem y una carga distribuida de diseño.

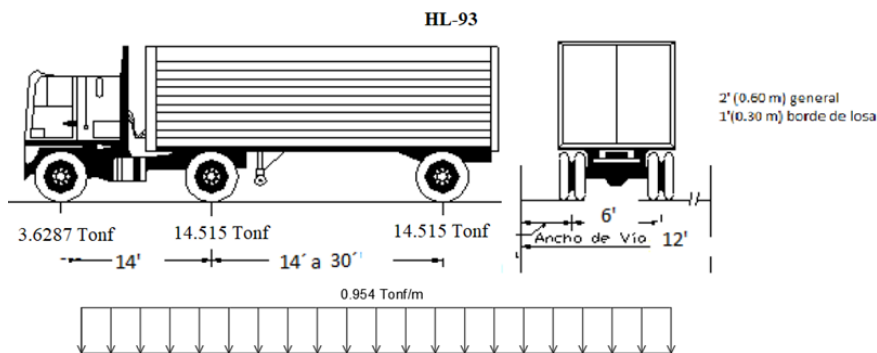


Figura 50. Características del Camión de Diseño de la Norma AASHTO 2017

c.5. Determinar la carga sísmica

La metodología de construcción del espectro de diseño sísmico, De acuerdo a las consideraciones de la AASHTO Guide specifications for LRFD Seismic Bridge Design (AASHTO, 2014) empeladas en el diseño de obras viales establecidos en la Sección 3.10.4.1

Para la obtención del cálculo de la fuerza sísmica, se tomará como referencia el: Estudio definitivo de prospección geológica para los suelos de cimentación del Puente Cunyac



elaborado en 1976, por parte de la dirección de estudios especiales División de Geología, del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, el cual establece:

- El estribo derecho, posee una característica con afloramiento de formaciones rocosas de la naturaleza meta sedimentarias, consistentes en cuarcitas y pizarras de color blanquecino
- El estribo izquierdo, posee afloramientos rocosos representados por cuarcitas, representados por cuarcitas de color blanquecino
- Los ensayos de compresión simple de roca poseen valores de resistencia de carga ultima que oscilan entre los 168 kg/cm² a 195 kg/cm².

coeficiente de aceleración máxima del terreno (PGA) = 0.34, se obtiene la ordenada para 0.0 del espectro de peligro uniforme (Tr = 1000 años) para roca (g).

Coefficiente de aceleración espectral en el período 0.2 (S_s) = 0.78 se obtiene determinando el valor de la ordenada para 0.2s del espectro de peligro uniforme (Tr = 1000 años) para roca (g).

Coefficiente de aceleración espectral en el período 1.0 (S₁) = 0.2 se obtiene determinando el valor de la ordenada para 1.0s del espectro de peligro uniforme (Tr = 1000 años) para roca (g).

Factor de modificación de respuesta R= 1.5

Donde:

$$A_s = F_{pga} PGA \quad S_s = F_a S_S \quad S_{D1} = F_y S_1$$

Donde:

AS: coeficiente de aceleración.

SDS: ordenada espectral del espectro de respuesta de aceleraciones para periodos cortos (g)

SD1: ordenada espectral del espectro de respuesta de aceleraciones para 1s de periodos (g)

3.5.5. Parámetros dinámicos de vibración del puente Cunyac

a) Objetivos

- Medir las aceleraciones vibración del puente Cunyac, debido a vibraciones ambientales producidas por el viento y el paso de vehículos, para identificar experimentalmente las propiedades dinámicas, en diferentes puntos del puente, para obtener las frecuencias predominantes asociadas a sus modos de vibración, por lo que se realizará ensayos de caracterización dinámica experimental a escala completa.



- Recolectar los datos de vibración de la componente vertical, lateral y longitudinal, siguiendo los esquemas procedimentales 01,02 y 03 que se encuentran descritos en el Anexo 1.b
- Determinar un número suficiente de frecuencias y periodos para permitir un análisis de las cinco primeras frecuencias y periodos de vibración del Puente.

b) Equipos e Instrumentos

Tabla 30

Equipos para registro de vibración del puente Cunyac.

Equipo	Cantidad
Recolector de Datos GLX Pasco	04
Acelerómetros triaxiales 05 Pasco	05
Wincha de 60 m Stanley	01
Cascos de Seguridad 3M	03
Lentes de Seguridad 3M	03
Cubre Boca 3M	03
Tapones Auditivos 3M	03
Zapatos de Seguridad Caterpillar	01
Conos de Seguridad 28" Redline	15

c) Procedimiento

- Se dio breve charla de seguridad al personal que apoyará en la recolección de datos sobre la estructura del puente Cunyac, que cabe mencionar no fue cerrado al tránsito ya que sobre el atraviesa la vía de la Red Nacional que vincula Cusco - Abancay - Lima, la cual posee un alto tránsito y pudiera este, generar algún daño personal.
- Al iniciar la recolección se revisó que los conos de seguridad se instalen a un lado de la vía y que el EPP básico este siendo usado.
- Se replanteó las coordenadas, donde se llevará a cabo las mediciones siguiendo los esquemas de recolección 1, 2 y 3 indicados en los esquemas del Anexo (c). PL.1, los cuales están referenciados prelimares en estudios similares realizados en el extranjero.
- A continuación, se conectó los acelerómetros a los equipos de recolección GLX



Figura 51. Equipos necesarios para medir las vibraciones, recolectores GLX Pasco y Acelerómetros triaxiales antes de su instalación.

- Se instaló los equipos que serán de recolección fija, y adicionalmente también los recolectores móviles, según los esquemas de recolección del Anexo (c).PL1



Figura 52. Procedimiento de replanteo de puntos, donde se llevó a cabo las mediciones de las vibraciones del puente Cunyac

- Una vez finalizada la recolección de datos, de los diferentes puntos, de las tres fases, se transportará los datos recolectados a una memoria USB, por seguridad de conservación de los datos.
-



Figura 53. Registro de aceleraciones en viga de rigidez



Figura 54. Instalación de equipo de recolección de aceleraciones en brida superior del puente



Figura 55. Registro de aceleraciones producidas paso de vehículos.

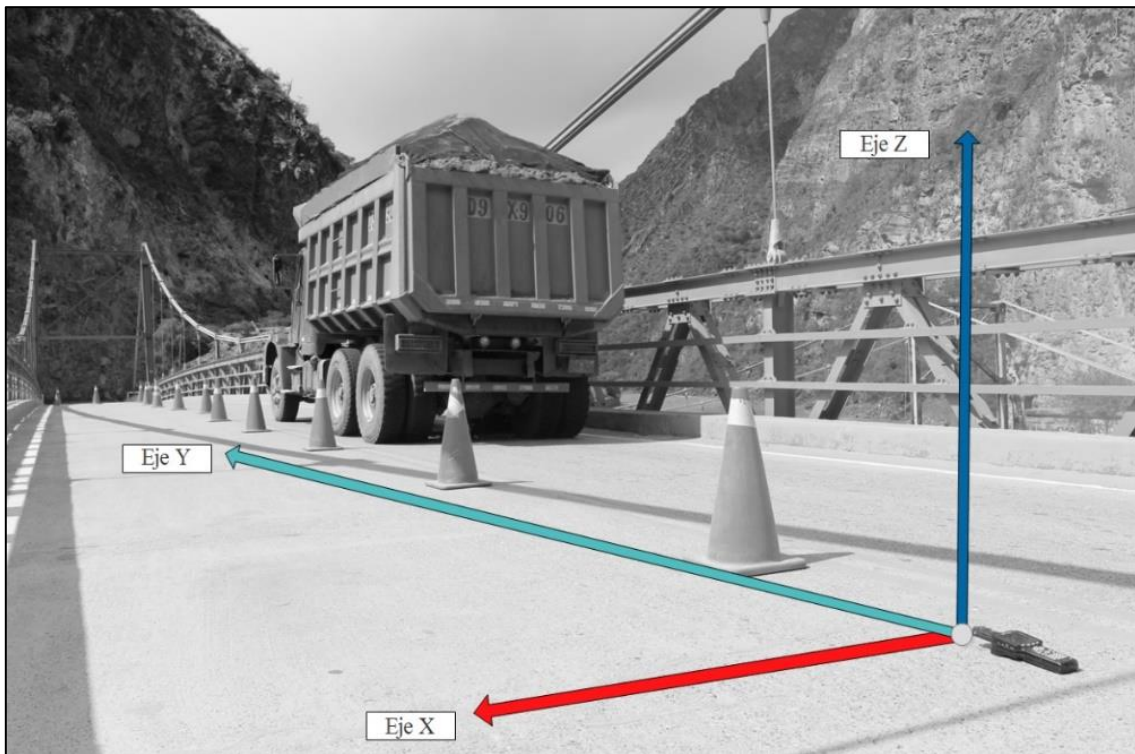


Figura 56. Ejes globales de recolección considerados para todas las mediciones con acelerómetro triaxial,



Figura 57. Detalle del registro de vibraciones del punto Diag. ABC, medición llevada a cabo sobre la viga de rigidez,



Figura 58. Registro de vibraciones del punto MED A, medición llevada a cabo sobre losa del puente

d) Recolección de datos

- Se procede a registrar las vibraciones ambientales, debido al paso de vehículos lo que ocasiona una vibración ambiental producida por paso de vehículos del sistema estructural del puente Cunyac

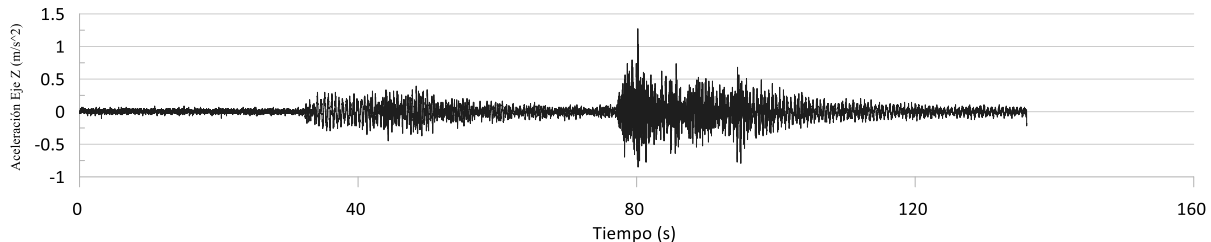


Figura 59. Registro de aceleraciones del punto C debido a vibración producida por el paso de vehículos

El registro de las vibraciones de los puntos se detalla en el Anexo 1.b

3.6. Procedimientos de Análisis de Datos

3.6.1. Compatibilidad Estructural

a) Procesamiento de Cálculo

Se determinó, realizar el análisis la compatibilidad estructural comparando los parámetros del peso de los componentes que configuran las diferentes partes principales del puente, por ser el más relevante, a través de una comparación de masas calculadas con las secciones medidas en campo y las que se muestran en los planos proporcionados originalmente por la empresa Wagner Biró para su construcción, para esto se tomará en cuenta los metrados de carga realizados, por lo que se deberá ver estos valores en el anexo 2 a, el cálculo se realizará de manera que se cumpla la siguiente fórmula para la obtención del peso de cada elemento el cual será expresado en toneladas para un mejor manejo.

$$\text{Peso de elemento} = \gamma_{\text{especifico}} \times \text{area} \times \text{longitud} \text{ (ton)} \quad (68)$$

b) Comentarios de la prueba

- Se determinó que la forma más óptima de presentar la compatibilidad estructural es evaluando porcentualmente la diferencia existente entre la variación peso de los perfiles y a su vez de la estructura completa, considerando la geometría mostrada en los planos de detalle estructural y la geometría obtenida producto de las mediciones realizadas directamente sobre la estructura del puente.

- Se procedió a calcular las propiedades de
 - 01 perfil estructural armado
 - 16 perfiles estructurales tipo UPN, IPE y W
 - 01 perfil de la péndola rígida
 - 01 elemento tipo cable principal
 - 01 elemento tipo cable de las péndolas.

Tabla 31

Equipos para registro de vibración del puente Cunyac.

Cuadro de compatibilidad		
Componente	Peso Según Planos	peso según mediciones
cables	29.19	29.20
péndolas	0.63	0.63
viga de rigidez	98.47	98.37
torres	19.98	19.97
losa	456.65	40.44

Parámetros Dinámicos de Vibración del Puente Colgante Cunyac

- Consideraciones preliminares

Las pruebas de vibración ambiental del puente Cunyac, provocados por el movimiento del tráfico es tratado en este apartado, se buscó identificar a través del registro de vibraciones, y determinar las frecuencias del puente Cunyac, la secuencia metodológica se sigue según la planteada por A. Ghaffar, (1976), se utilizaron acelerómetros triaxiales, los cuales poseen transductores eléctricos propios de los acelerómetros piezoeléctricos que poseen un sistema de amplificador de ruido de banda ancha y baja, estos instrumentos fueron distribuidos en puntos estratégicos del puente, como se estableció en los esquemas de recolección del Anexo 3 - E09 a lo largo del puente, cabe mencionar que las vibraciones registradas se produjeron por excitaciones del tipo vibración ambiental, clasificación establecida por Carrión et al., (1999) debido a viento y tráfico y que no se produjo viento fuerte durante las mediciones.

- Consideraciones Generales

Habitualmente el viento es fuente habitual de excitación de puentes colgantes, sin embargo la excitación producida por el tráfico, pueden producir vibraciones suficientemente grandes como



para proporcionar información a bordo del comportamiento estructural (McLamore, et al, 1971), lo cual es muy difícil obtener de otra manera, excepto durante vientos o temblores severos, (Carrión, et al., 1999), señala que las vibraciones ambientales, presentan una serie de ventajas frente a otras fuentes de vibración, preponderando el factor económico y el aminoramiento logístico en conseguir fuentes excitadoras capaces de mover una estructura grande.

- Según: Carrión, et al., (1999), la interacción vehículo - puente son cada vez más comunes, ya que permiten analizar los efectos que sobre la dinámica del puente.
- Los experimentos realizados en el puente Cunyac, se realizó bajo movimiento excitado por el tráfico, con el fin de obtener acelerogramas que procesados puedan permitir obtener las frecuencias naturales del puente Cunyac, las pruebas de vibración ambiental según (Ikuo Harazaki et al , 2000), asumen que la estructura puede ser aproximado a un amortiguador lineal discreto.
- Se asumió que los movimientos resultantes son expresadas como la superposición de modos asociados con las frecuencias predominantes.
- El horario en que se realizó el procedimiento fue llevado a cabo en el horario de máxima demanda de la vía, y se aprovechó las labores de mantenimiento del puente que se llevaban a cabo, para completar la prueba fue necesario 4 horas de procedimientos de instalación y recolección de cada serie.
- El registro de vibraciones fue configurado, para registrar vibraciones que oscilen en el rango de 0 a 10 Hz.
- Se recolectó los datos de aceleración en los tres ejes globales del puente a una tasa de promedio de recolección de 0.004181 segundos, lo que se traduce en 14350.6 muestras por minuto.

a) Procesamiento de Cálculo

- Las señales recolectadas de los acelerómetros poseen las características de datos ordenados en columnas, una columna de tiempo en segundos y tres columnas donde se registró la aceleración en m/s^2 para cada eje global de medición, como se detalla a continuación:

Tabla 32
Datos de Recolección de las vibraciones del puente Cunyac

Multi Headings	Yes
X_Columns	No
Operator	Luis Valer - Tesis Puente Cunyac



Date	17/05/2019		
Time	26:26.7		
Channels	3		
Samples	14858	14858	14858
X_Dimension	Time (s)	Time (s)	Time (s)
X_Value	zero offset data - x	zero offset data - y	zero offset data - z
Y_Unit_Label	Acceleration (m/s^2)	Acceleration (m/s^2)	Acceleration (m/s^2)
0.000000	-0.004181	-0.013666	0.005348
0.006799	-0.004181	-0.013666	0.005348
0.013598	-0.004181	-0.013666	0.005348
0.020398	-0.024181	0.005334	-0.013652
0.027197	-0.004181	0.005334	0.024348
0.033996	0.014819	0.005334	-0.013652
0.040795	0.014819	0.005334	-0.013652

- Posteriormente la señal producida por la aceleración del puente, es procesada para cada eje mediante Transformada Rápida de Fourier (FFT), la cual expresa funciones de dominio de tiempo vs representaciones de dominio de frecuencia, la ecuación de la transformada de Fourier que está dada por

$$X(f) = F\{x(t)\} = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) e^{-j2\pi ft} dt$$

Para una función periódica en el tiempo se puede representar como una suma de componentes sinusoidales a frecuencias equiespaciadas:

$$g(t) = \sum_{-\infty}^{+\infty} G(k\Delta f) e^{j2\pi k\Delta f t}$$

Los coeficientes de Fourier vienen dados por:

$$G(k\Delta f) = \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{+T/2} g(t) e^{-j2\pi k\Delta f t} dt$$

Donde:

t : tiempo

k : entero que cuenta los pasos en frecuencia

Δf : espaciado de frecuencias o resolución de frecuencia: $\Delta f = 1/T$

T : periodo de tiempo: $T = 1/\Delta f$

El set de valores $G(k\Delta f)$ se denomina espectro de la función $g(t)$. En general el espectro posee valores complejos. Al utilizar computadores digitales, es necesario adquirir la señal continua en intervalos de tiempo. Esto significa que la señal continua es representada por una señal discreta con valores a tiempos equidistantes. Considerando esto la transformada de Fourier queda como:

$$g(n\Delta t) = \frac{1}{f_s} \int_{-\frac{f_x}{2}}^{+\frac{f_x}{2}} G(f) e^{j2\pi f n\Delta t} df$$

$$G(f) = \sum_{-\infty}^{+\infty} g(n\Delta t) e^{-j2\pi f n\Delta t}$$

Con:

n : entero contando el número de pasos de tiempo

Δt : intervalo de muestreo: $\Delta t = 1/f_s$

f_s : frecuencia de muestreo: $f_s = 1/\Delta t$

La evaluación con la transformada rápida de Fourier FFT, se reduce el tiempo de operaciones a $N_s \log_2 N_s$, la transformada rápida de Fourier es el núcleo de todos los procesadores de señal modernos, por lo que procederemos a obtener esta transformada con la ayuda del ordenador que procesará la señal y operará la transformada de los tres ejes, $x(t)$ es la señal del dominio del tiempo $x(f)$ es la FFT y f_t es la frecuencia a analizar, por lo que luego de procesar la señal obtendremos la FFT, para este ejemplo del punto

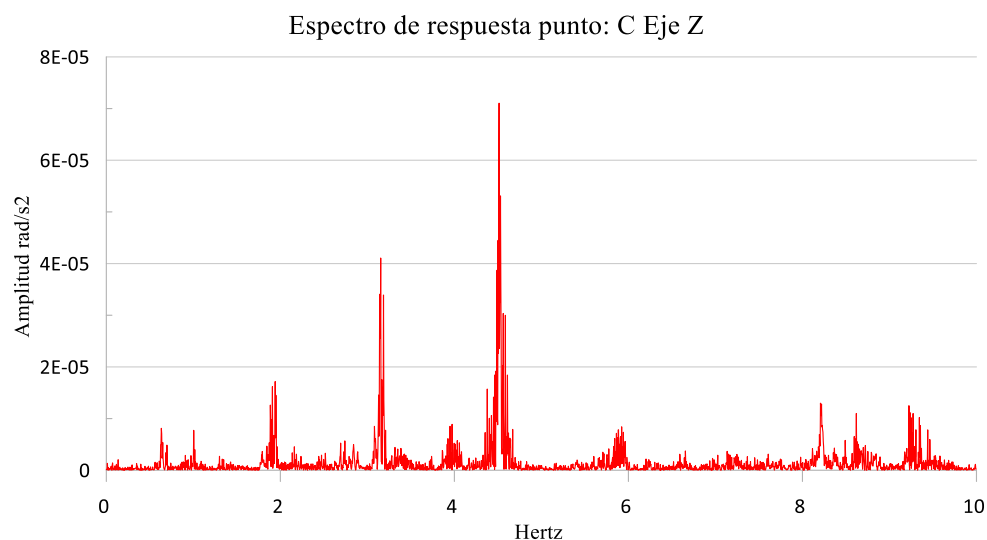


Figura 60. Espectro de respuesta del eje Z obtenido mediante la Transformada Rápida de Fourier del punto C



- Las frecuencias predominantes del espectro se toman de los puntos transientes del espectro, y son analizadas para cada eje, por ejemplo:
- El cálculo y presentación de los espectros procesados se presentan en el ítem 4.1.2.

3.6.2. Modelamiento numérico de Elementos Finitos del Puente Colgante Cunyac

- Consideraciones preliminares

El análisis que se desarrolló para el estudio del Puente Cunyac, desarrolla una propuesta de se ciñe estrictamente a la teoría y suposiciones fundamentales de análisis dinámico de puentes colgantes, que presentan un complejo comportamiento debido a la no linealidad geométrica, debido a cambios del estado de rigidez de los cables del puente, para la presente investigación se supone también que el material mantiene en rango elástico o que sigue la ley de Hooke.

Como se llevará a cabo una evaluación de un puente ya existente, deben tomarse en consideración, que se analizará el puente desde un enfoque “Complete State Analysis” [Análisis de puente terminado], que incluye el estado inicial de equilibrio, bajo el estado propio y donde la deformación debido a esta misma carga ya ocurrió, considerando la actualización del desplazamiento nodal producido debidas a peso propio; a partir de este análisis se adicionaron las cargas vivas que actúan sobre la estructura del puente, como la carga de viento, vehicular y sísmica.

Para el modelamiento de Elementos finitos del Puente Cunyac, se utilizó tres tipos de elementos para definir su configuración analítica, se usaron elementos tipo Beam [viga], Cable, para la definición de la viga de rigidez y torres, esta última se modelo como una serie de repetición de elementos tipo viga, cada uno con seis grados de libertad en cada nodo y Plate [elementos tipo plano] los cuales configuran la losa del puente.

El modelo de elementos finitos del puente Cunyac está constituido por 2418 elementos y 1895 nodos.

a) Procesamiento de Cálculo

b)

i. Definición de Geometría

- Definir Geometría de Cables Principales, para lo cual se consideró una catenaria que sigue estrictamente las coordenadas de los ejes X, Y, Z del puente Cunyac, cuya longitud total es de 179.6245 metros, incluyendo el tramo en retenida y tramo colgante constituyéndose una longitud total de 1436.996 de cables de 64 mm de diámetro y con las especificaciones de material descritas en la tabla 27, posee una flecha máxima al centro de la luz de 11 metros.
- Definir Geometría de Cables de las péndolas, sigue estrictamente las coordenadas de los ejes X, Y del puente Cunyac, cuya longitud total es de 106.572 metros para ambos lados del puente, se sigue las especificaciones descritas en la tabla 28.
- Para visualización del detalle geométrico de cada cable, ver anexo (c) Plano E 05.

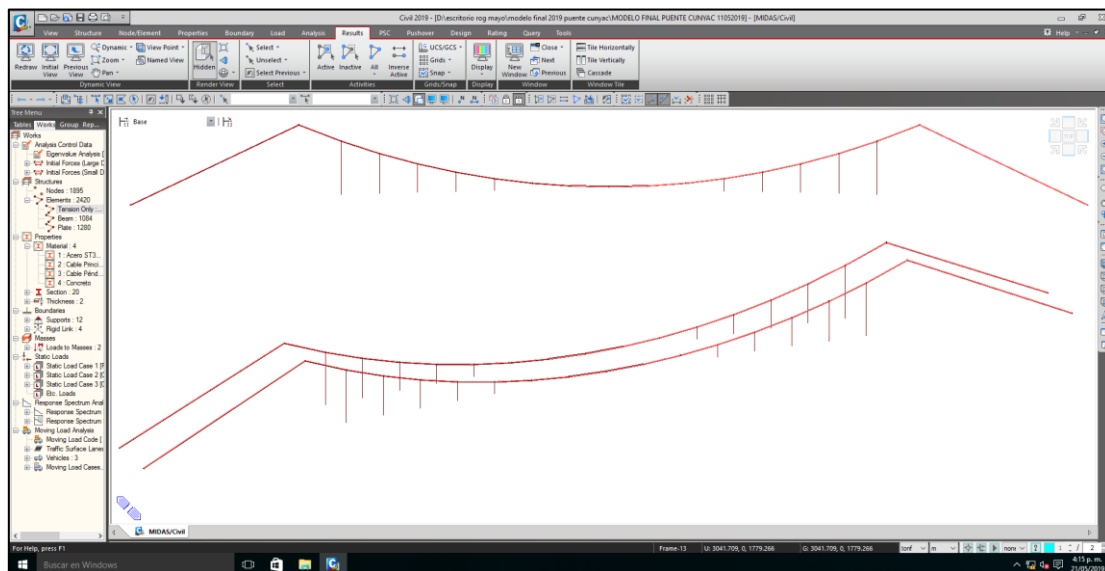


Figura 61. Vista general de la definición de los elementos tipo cable que conforman la estructura de suspensión del puente colgante Cunyac.

- Se definió la geometría de las torres cuya geometría se detalla en el anexo (c) E-06, además se definen las propiedades mecánicas de material establecidas en la tabla 25.

El material constitutivo el acero ST 37 T o similar al vigente ASTM S235, para toda la estructura, que incluye las columnas o pilones conformados por perfil estructural armado, las vigas de arriostre horizontal superior, las vigas de arriostre horizontal inferior y los bracing o arriostres diagonales constituidas por dobles canales tipo L y C.

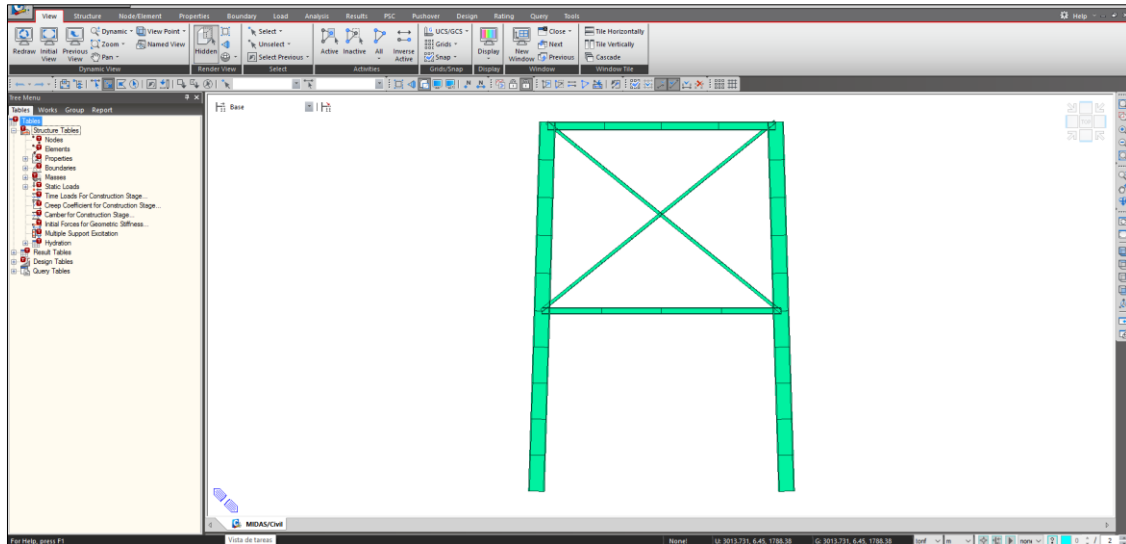


Figura 62. Detalle de la configuración estructural de la torre del puente Cunyac.

- Se definió la geometría de la viga de rigidez, que posee una estructura reticulada curva con una contraflecha al centro de la luz de 1.10 m, es del de tipo Warren, constituido por una doble pared, los materiales y la geometría se definen según las tablas 23, 24 y 25 que especifican propiedades mecánicas para los aceros ST37T, ST44T y ST37T, y los planos del anexo (c) E07, E08., cada módulo de la viga de rigidez esta equiespaciado a 3.4 m y 8.6 m entre cada pared de la vida medidos entre ejes.

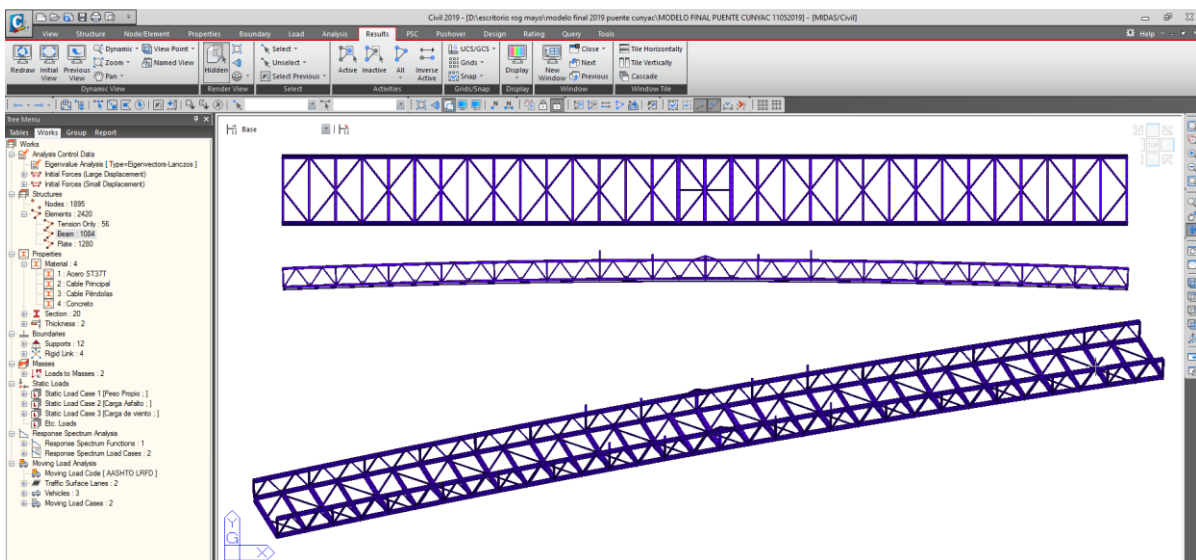


Figura 63. Detalle de la configuración estructural de la viga de rigidez puente Cunyac definida en el software MIDAS Civil

- Se definió la geometría el tablero de rodadura del puente Cunyac siguiendo la geometría establecida en los planos del anexo (c) - E01 y la tabla 26, el cual está constituido por un concreto con resistencia a la compresión de $f'c = 225 \text{ Kg/cm}^2$

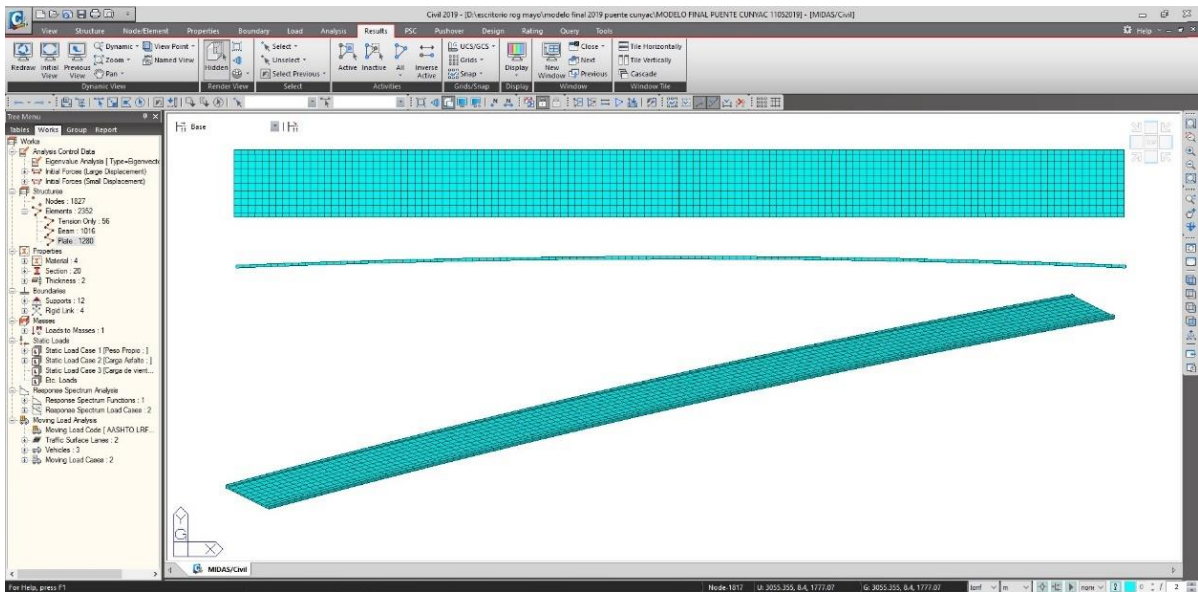


Figura 64. Detalle de la configuración de la losa del puente del puente

El modelamiento del Elementos Finitos del Puente Cunyac, queda como se detalla a continuación:

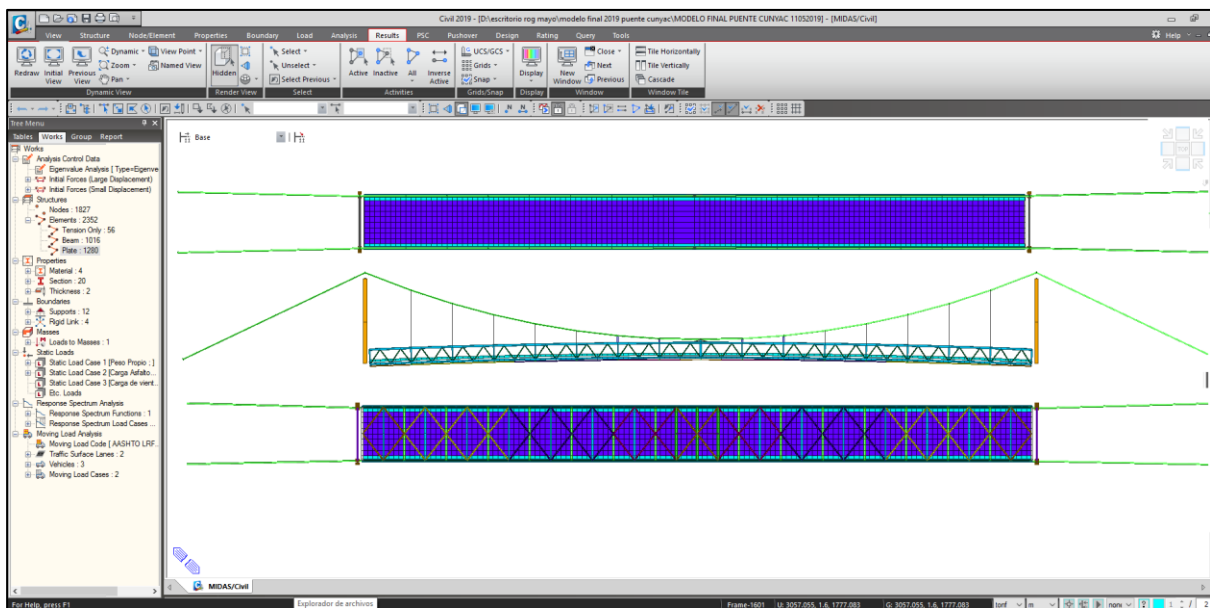


Figura 65. Vista General del modelo FEM del puente Cunyac

ii. Definición de Elementos de contorno

- Se definió procede a definir los apoyos acordes a los parámetros y grados de libertad del puente, definimos apoyos para los cables, torres y viga de rigidez.

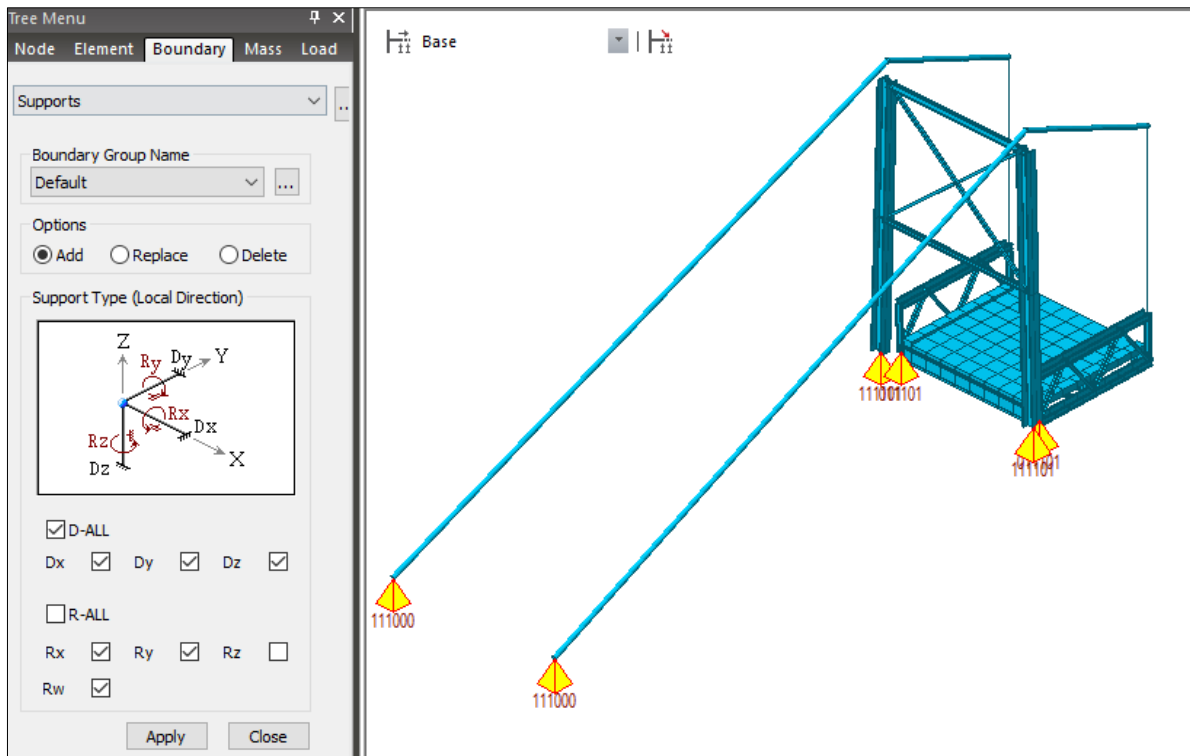


Figura 66. Definición de los apoyos de los cables, torres y viga de rigidez.

- Se definió procede a definir los apoyos de los cables sobre la torre, con elementos especiales de enlace del tipo Rigid Link, que asemejan el comportamiento de las sillas de cambio de dirección sobre el que están apoyados los cables en las torres

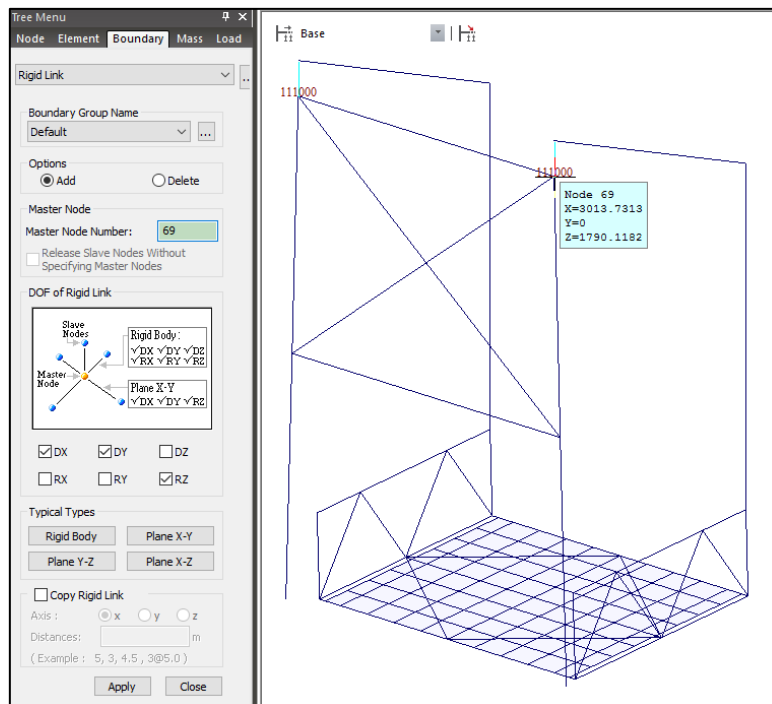


Figura 67. Definición de apoyos de los cables sobre las torres del puente con elementos tipo Rigid Link.

- Se procede a definir las condiciones de contorno de las vigas de rigidez, la cual posee un comportamiento estructural que desarrolla esfuerzos predominantemente a fuerza axial, los cuales se deberán liberar a momento de acuerdo a los ejes locales de cada elemento.

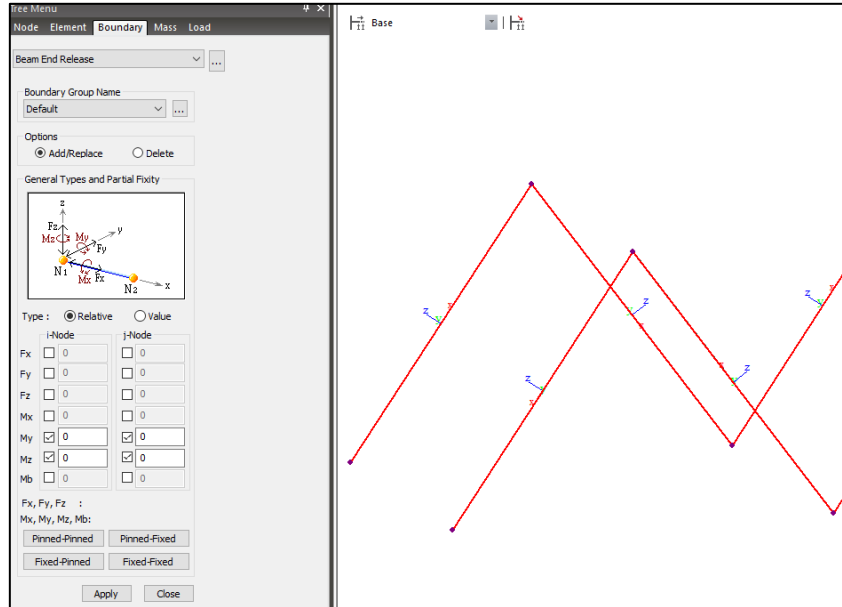


Figura 68. Definición de condiciones de borde para arriostres diagonales de la viga de rigidez.

- Se definió el elemento especial en centro de la luz del puente colgante que une la vida de rigidez con el cable Principal, como elemento del tipo Rigid link.

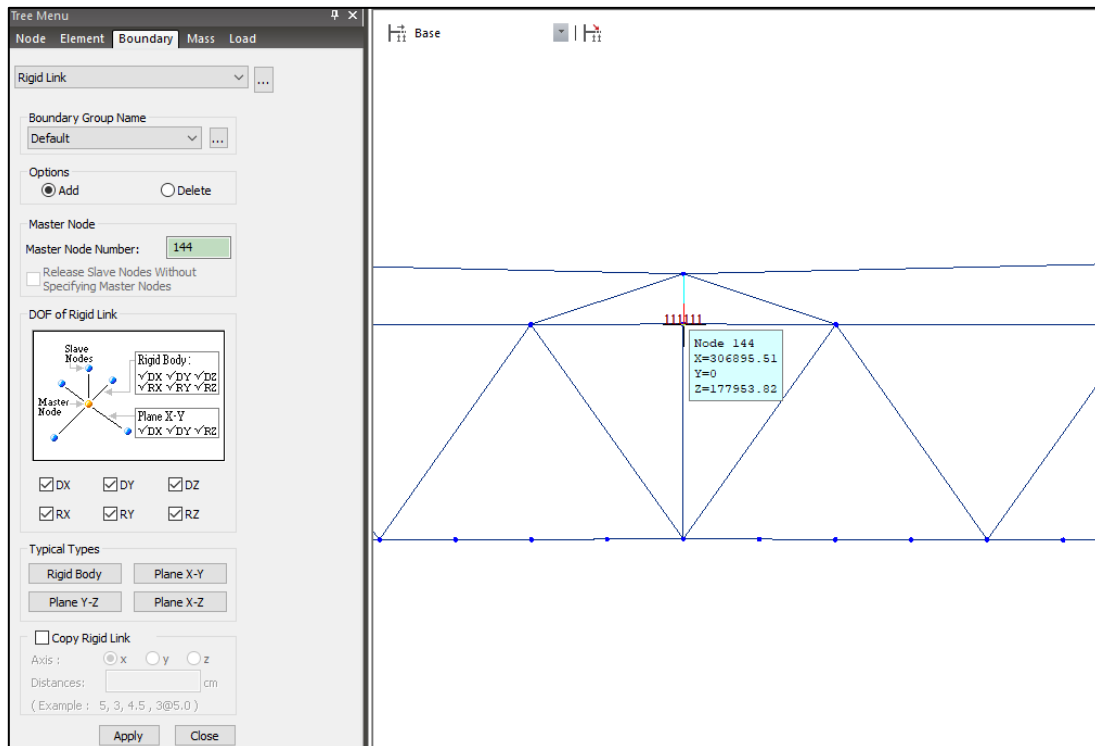


Figura 69. Definición de elemento de enlace Rígido especial en el eje del puente colgante

- Se debe definir el comportamiento estructural y suposiciones de análisis
 - Los cables trabajan netamente a fuerza axial de tensión y es un material inextensible
 - Los esfuerzos de pre-tensión se calcularán con el programa considerando la no linealidad geométrica de material y leyes de grandes deflexiones
 - Los demás elementos tipo frame, viga o beam, asumirán esfuerzos de momentos, fuerzas axiales, cortantes o flexo compresión según corresponda su ubicación o función dentro de la configuración de la estructura, se eliminarán los esfuerzos de pre-tensión de estos elementos.
- Se deben definir puntos de control, ubicados en los cables.

iii. Análisis estructural del puente colgante Cunyac.

- Luego de definir los puntos de control, para realizar el análisis de módulo especializado de análisis de puente colgante del software MIDAS Civil v.1.1, se crean grupo de control de deflexiones en cables, los cuales se analizarán considerando la teoría de grandes deflexiones y no linealidad geométrica.
- El análisis del puente colgante se realizará considerando la configuración inicial solamente teniendo en cuenta el sistema del cable, con el fin de realizar un análisis de la configuración inicial, teniendo en cuenta las que las coordenadas del sistema cambian debido al desplazamiento axial que se produce debido al peso de la estructura ya suspendida, cuya configuración inicial del modelo actualiza su estado de equilibrio debido a las fuerzas intrínsecas iniciales que actúan sobre él.

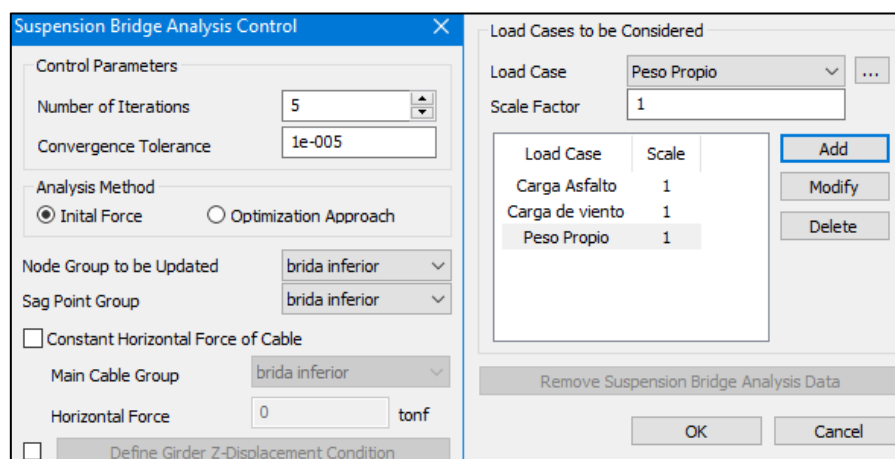


Figura 70. Análisis de estructura mediante la opción puente colgante.

- Se definió las condiciones de no linealidad del puente

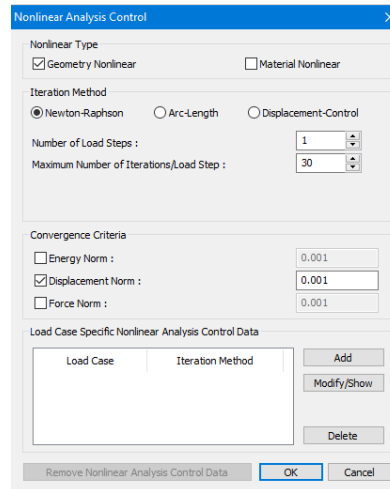


Figura 71. Definición de las condiciones de no linealidad del puente el análisis modal.

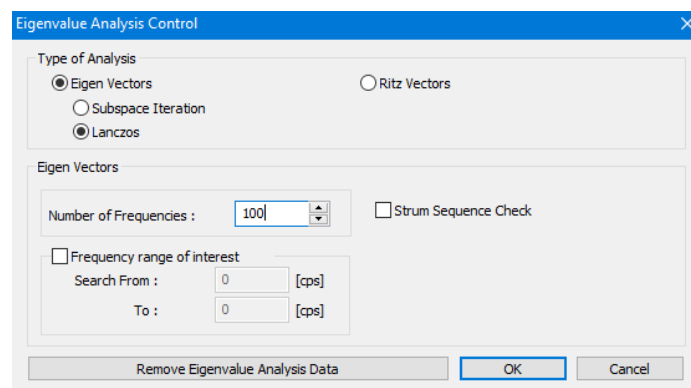


Figura 72. Análisis y obtención de Vectores Propios del puente Cunyac.

iv. Definición de cargas

a) Definición de carga de peso propio.

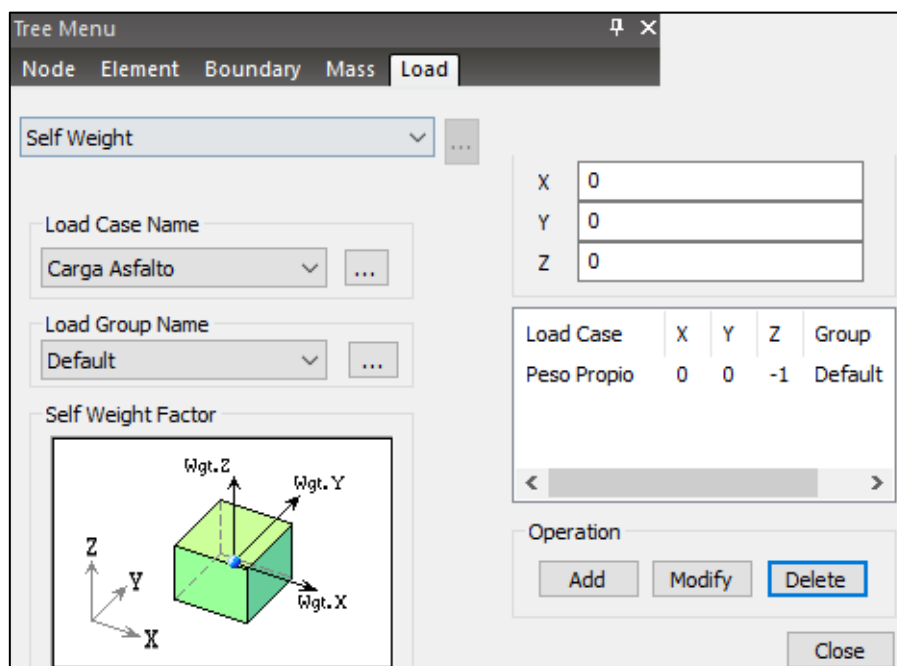


Figura 73. Procedimiento para la definición de peso Propio del puente Cunyac.

b) Definición de carga de carga de asfalto

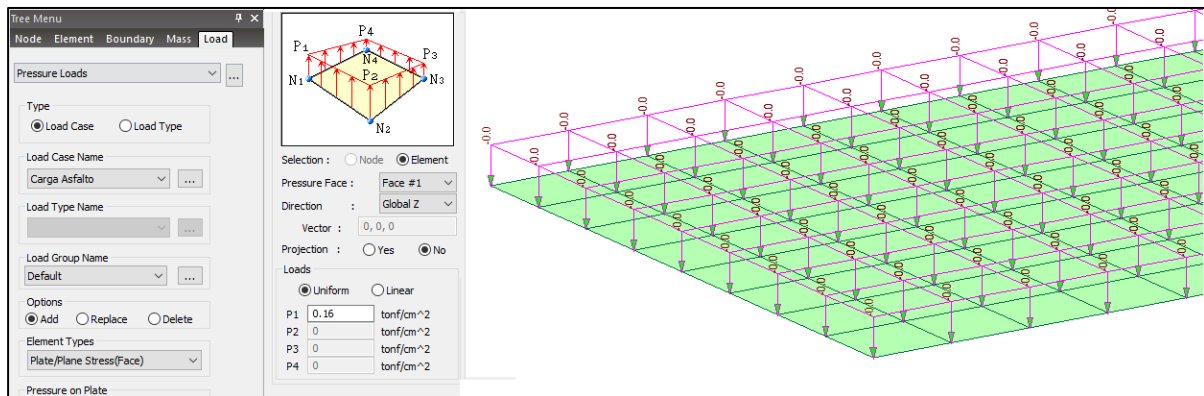


Figura 74. Definición de carga de peso propio

El metrado de carga de asfalto se realizó considerando un peso específico de asfalto de $\gamma_{\text{asfalto}} = 2.1 \text{ ton/m}^3$; con una carga por metro cuadrado de 0.16 ton/m^2 .

c) Definición de carga de carga de viento

La carga de viento se basa según las consideraciones que estipula el Manual de puentes 2018, en el ítem 3.8.

La carga de viento no se deberá tomar menor que 0.30 klf (4.4 N/mm) en el plano de un cordón a barlovento, ni 0.15 klf (2.2 N/mm) en el plano de un cordón a sotavento, de un componente reticulado o en arco, ni se deberá tomar menor que 0.30 klf (4.4 N/mm) en componentes de vigas o vigas cajón, las fuerzas calculadas se basan, tomando como referencia los siguientes cálculos.

d) Definición de carga sísmica.

En el Procedimiento General se usará los periodos espectrales de PGA (0.0s), SS (0.2s) y S1 (1.0s) para 5% de amortiguamiento crítico, con los cuales se puede elaborar espectros de diseño como se especifica en el Artículo 2.4.3.11 (3.10.4.1 AASHTO). Dichos periodos se determinarán con los mapas de isoaceleración obtenidos para un suelo tipo roca B Tabla 2.4.3.11.2.1.1-1 que consideran 7% de probabilidad de excedencia en 75 años de exposición sísmica (equivalente a un periodo de retorno de 1000 años).

Para el diseño sísmico se emplearon los criterios establecidos en el "AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design".

Dichas especificaciones establecen los criterios para el diseño de estructuras que permiten que las mismas experimenten un mínimo de daño durante sismos moderados, y que se evite el

colapso de las estructuras durante un evento sísmico extremo definido como aquel evento con probabilidad de excedencia de 7% en 75 años ($TR = 1000$ años).

La especificación AASHTO establece la metodología para la generación del espectro de diseño sísmico a partir de la aceleración pico a nivel de basamento rocoso (PGA) para un evento sísmico con un periodo de retorno de 1000 años.

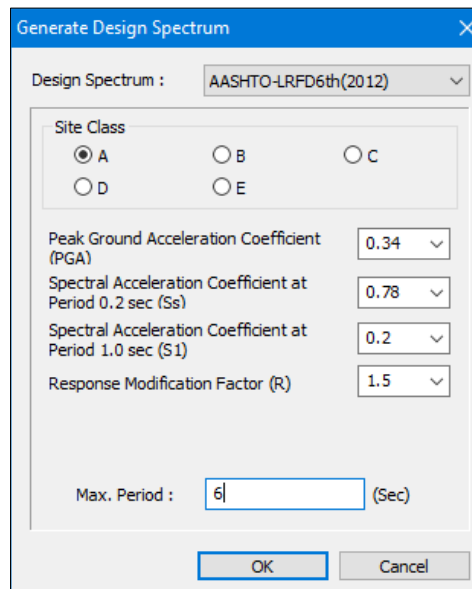


Figura 75. Valores para el diseño de espectro de respuesta del puente Cunyac

Se ha empleado un modelo tridimensional con tres coordenadas dinámicas por nivel, tomando en cuenta deformaciones por flexión, fuerza cortante y carga axial. Se realizará el análisis sísmico empleando el método de superposición espectral se debe considerar como criterio de superposición la Combinación Cuadrática Completa (CQC), el espectro sísmico se aplicará en el sentido XX y YY del puente

e) Definición de carriles del puente Cunyac.

- Con la definición de carriles del puente se asume:

ancho de calzada: 7.20 m.

cantidad de carriles : 2 @ 3.60 m.

no existe excentricidad debido a que el ancho de carril coincide con el eje del puente.

Se definió las condiciones de no linealidad del puente el análisis modal.

- Definición de Lane 01 (carril)

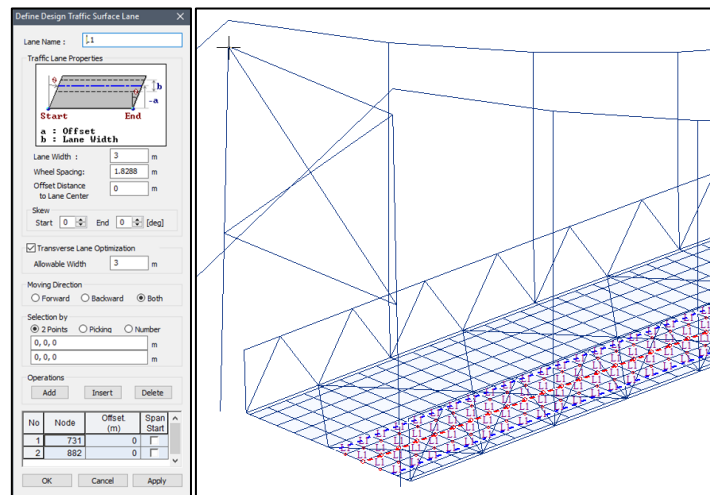


Figura 76..Definición de carril 1 que va de derecha a izquierda del puente Cunyac.

- Definición de Lane 2 (carril).ancho de calzada: 3.6 m

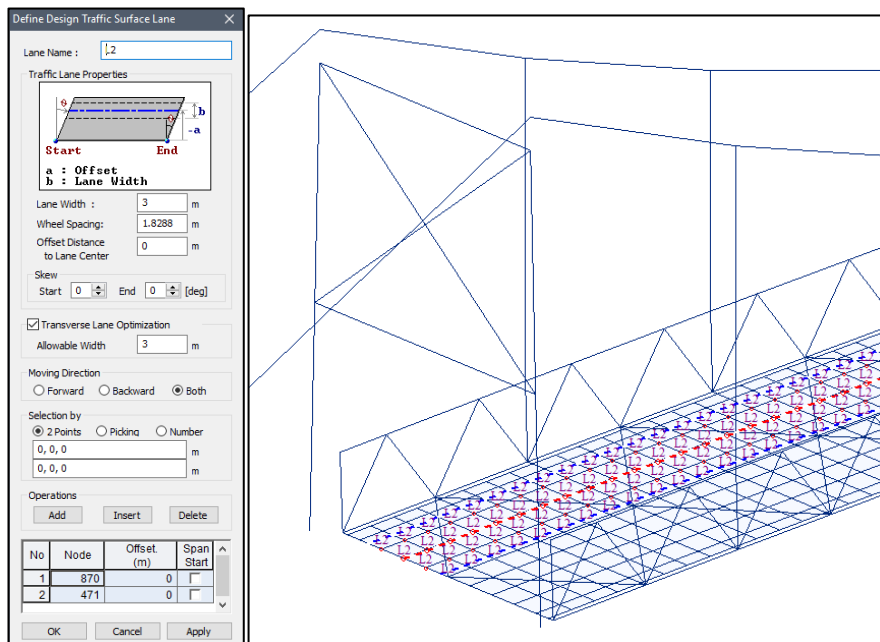


Figura 77. Definición de carril 2 que va de izquierda a derecha del puente Cunyac.

f) Definición de vehículo de carga

La carga vehicular o también denominada carga viva de vehículo, se trata en el artículo 2.4.3.2.2 del Manual de puentes 2018, el cual considera una carga viva denominada HL-93, dicha carga consiste en una combinación de: camión de diseño o tándem y una carga distribuida de diseño.

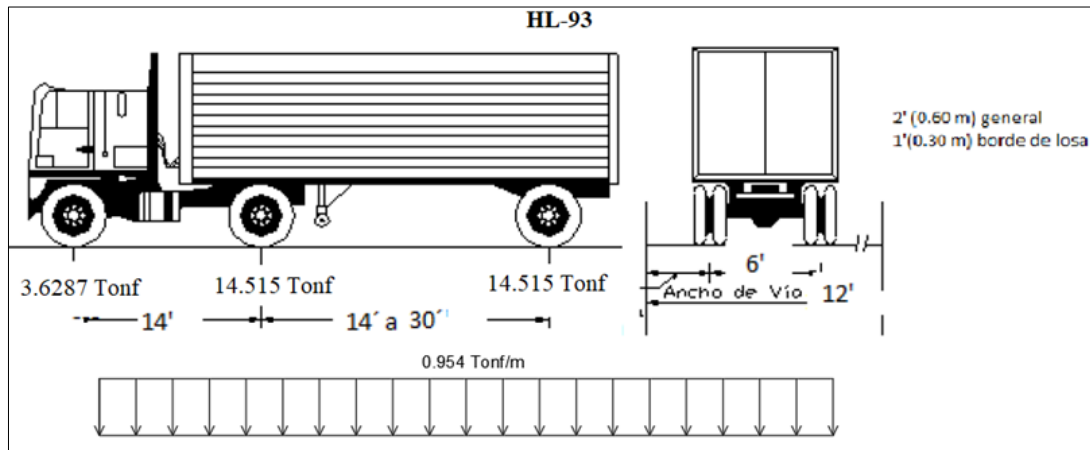


Figura 78. Características del Camión de Diseño de la Norma AASHTO 2017

- Definimos camión de Diseño HL-93TRK, con 33% de impacto.

Lane Support-Neg. Moment/ Reaction	Application
Not assigned	a
Assigned	a, b

No	Load(tonf)	Spacing(m)	W
1	3.62874	4.2672	0.85718265 tonf/m
2	14.515	4.2672	r 90 %
3	14.515	9.144	Dist. 15.24 m

Figura 79. Caso de carga vehicular camión HL-93 Camión

- Definimos camión de Diseño HL-93TDM, con 33% de impacto.

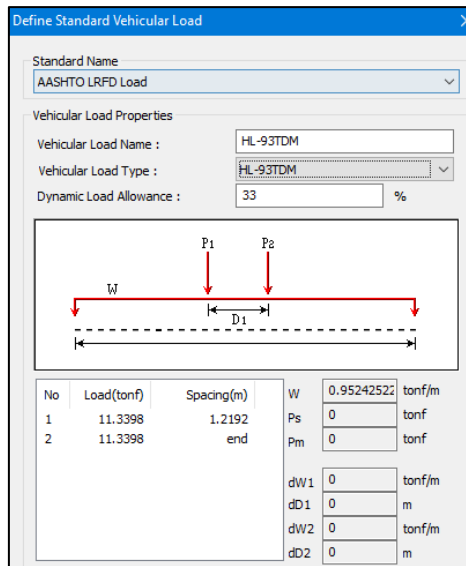


Figura 80. Caso de carga vehicular camión HL-93 Tándem

- Definimos camión de Diseño HL-93 Fatiga, que incluye el factor de presencia múltiple.

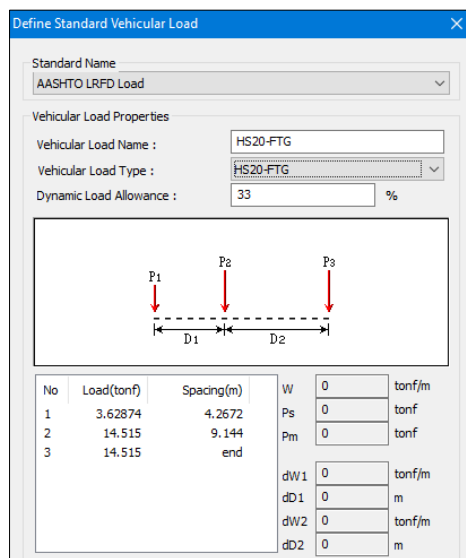


Figura 81. Caso de carga vehicular camión HL-93 Fatiga

c) Comentarios de los resultados de la prueba.

- El análisis mediante Elementos Finitos del puente colgante Cunyac, se llevó a cabo en dos etapas bien diferenciadas:
 - Se llevo a cabo un modelo analítico del puente colgante que no cuenta con parámetros de control, y no se llevó a cabo un análisis de sensibilidad descrito en el capítulo 3.6.4, en el cual solo se tomó en cuenta el análisis del comportamiento modal y se comparó con los valores de las frecuencias obtenidas de las mediciones directas sobre la estructura del puente.



- Posterior al análisis de sensibilidad descrito en el capítulo 3.6.4, se cambió las propiedades más relevantes que afectan el comportamiento de la estructura, como son la rigidez, masa y condiciones de borde, hasta obtener coincidencias entre frecuencias analíticas y medidas, a partir de la obtención de un modelo calibrado, recién se llevó a cabo el análisis integral de la estructura tomando en consideración las cargas estipuladas en la AASHTO LRFD 2017 y el Manual de puentes 2018.
- Las fuerzas de pretensión no se consideraron para los elementos tipo beam.
- Solo se consideraron fuerzas de pretensión en cables, estos elementos solo trabajan a esfuerzos de tensión.

3.6.3. Análisis de sensibilidad de modelo de Elementos Finitos del Puente Cunyac.

- Consideraciones preliminares

A pesar de la producción de modelos muy detallados de elementos finitos, puede haber variaciones entre los resultados del modelo numérico y los datos recolectados sobre la estructura directamente, esto puede ser debido a errores u omisiones de proceso o aproximaciones del modelamiento (Mottershead 1993; Hemez y doebeling 2001; Stein et al 2004).

el análisis de sensibilidad tiene como objetivo ajustar el modelo FEM, para que este produzca resultados similares a los medidos en el puente, asegurando que la diferencia entre los dos conjuntos sea tan mínima como sea posible, habitualmente las frecuencias naturales y desplazamientos modales de las formas de los modos son buenos parámetros para la realización de este procedimiento. de (Jaishi y Ren 2006; Jung et al 2008).

Para la realización del proceso de calibración nos basaremos en los conceptos planteados por Komkov, et al., (1986) y Sovero & Martel, (2014), tomando en cuenta los dos tipos de sensibilidad, la sensibilidad de parámetros, que están relacionados a propiedades mecánicas y momento de inercia y la sensibilidad geométrica, relacionada a la posición de cargas o condiciones de borde de los elementos, cabe señalar que si no se definiera correctamente el modelo numérico de la estructura no se representara de manera apropiada el comportamiento estructural, por consiguiente se definen los siguientes objetivos.

a) Procesamiento de Cálculo

- Para el proceso de calibración se realizará un análisis de sensibilidad que evalúe, tres variaciones en las propiedades que influyen en la obtención de las frecuencias y modos naturales de vibración de una estructura, el puente Cunyac se puede definir como un sistema de varios grados de libertad y dicho sistema puede escribirse como:

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K] = [F]$$

, por lo que se procederá a modificar los parámetros del sistema:

- Masa
 - Rigidez del sistema
- Se realizará un análisis de sensibilidad que se ciña al siguiente procedimiento, tomando como base un modelo FEM donde todas las propiedades sean invariables:

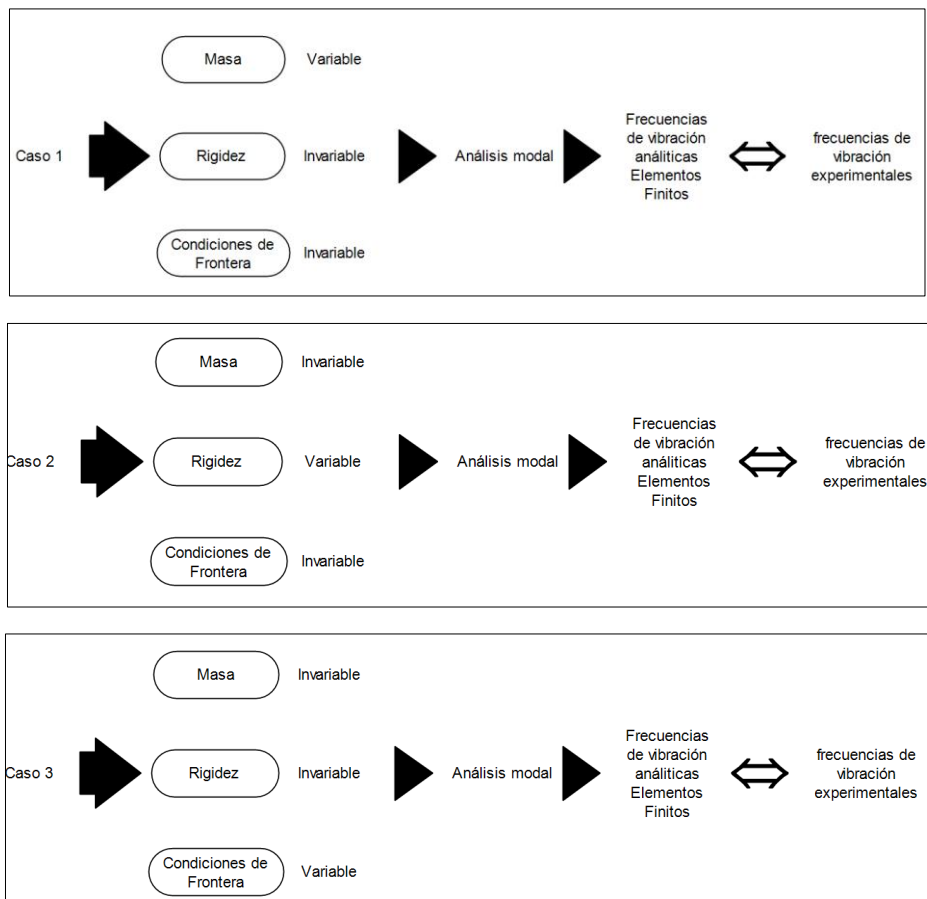


Figura 82. Procedimiento para realizar el análisis de sensibilidad del puente Cunyac.

- El procedimiento de análisis de sensibilidad se llevará a cabo realizado la comparación de los resultados de método de los Eigenvalue [Vectores propios], los cuales proporcionan propiedades dinámicas de una estructura. Las propiedades dinámicas



incluyen los modos naturales o formas modales, periodos y frecuencias de vibración natural y factores de participación modal.

- Para el análisis Eigenvalue, el peso de los elementos de la estructura del puente Cunyac, es convertido en masa.
- Para este análisis se llevará a cabo el cálculo de los 100 modos de vibración, de los cuales solo se compararán los 10 primeros modos y se identificara el tipo de respuesta modal de la estructura para cada modo.
- Las frecuencias naturales y sus modos de vibración se calculan para el sistema amortiguado de N grados de libertad:

b) Comentarios de los resultados de la prueba

Para este procedimiento se tomó en consideración los siguientes factores:

3.6.4. Factores de Resistencia.

Para este análisis, se utilizó los ítems (3.4.1 AASHTO LRFD Bridge Design 2017) o también el (2.4.5.3.1 Manual de puentes 2018), se calcularon los factores de resistencia, de acuerdo a lo establecido en la tabla de Combinaciones de Carga y Factores de Carga (3.4.1-1 AASHTO), por lo cual se calculará el factor de resistencia para las combinaciones y envolventes descritas en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**

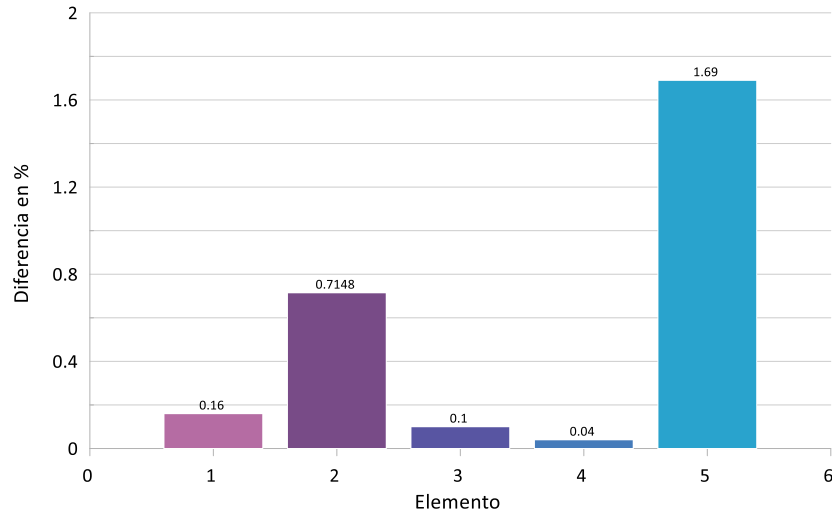
Es pertinente señalar que se tomaran las siguientes combinaciones de carga establecidas por la AASHTO 2017, para todos los perfiles metálicos:

CAPÍTULO IV: RESULTADOS

4.1. Resultados de Compatibilidad

Tabla 33

Cuadro que de la evaluación de la compatibilidad estructural del puente Cunyac



4.1.1. Resultados Metrado de Cargas

a) Metrado de Cable Principal

$$Peso = 29.1988 \text{ Ton}$$

b) Metrado de Péndolas

$$Peso = 0.62 \text{ Ton}$$

c) Metrado de Péndolas

$$Peso = 19.98 \text{ Ton}$$

d) Metrado de viga de rigidez

$$Peso = 78.42 \text{ Ton}$$

e) Metrado de losa del puente

$$Peso = 540.18 \text{ Ton}$$

f) Metrado de carga de viento

Tabla 34

Resultado de Carga de Viento

Elemento	Fuerza aplicada a cada elemento (tonf/m)
área brida superior	1.5685

área brida inferior	1.5685
montantes extrema	3.137
montantes intermedias	3.137
arriostre diagonal	3.9212
arriostre diagonal central	3.9212
péndolas rigidas	2.3527
losa del puente	1.4225

a) Medrado de carga sísmica

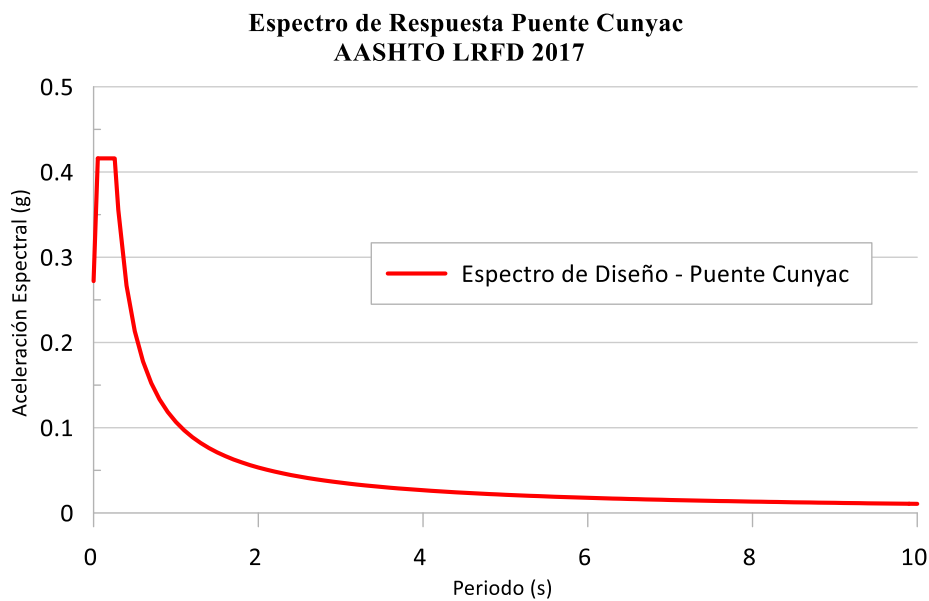


Figura 83. Espectro de respuesta para el Puente Cunyac para un 7% de excedencia

4.1.2. Resultados Parámetros dinámicos del puente Cunyac

a) Espectros de respuesta obtenidos mediante FFT (Transformada Rápida de Fourier), serie de recolección 02

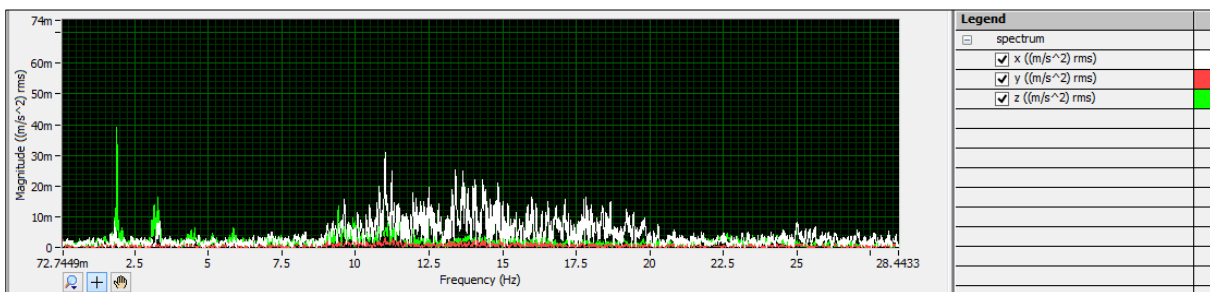


Figura 84. Espectro de respuesta, debido a vibración producida por el paso de vehículos y vibración ambiental, punto: DIAG ABC

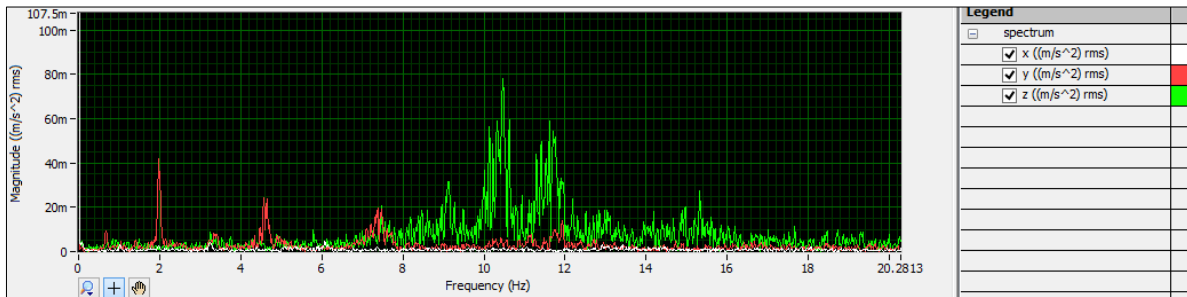


Figura 85. Espectro de respuesta, debido a vibración producida por el paso de vehículos y vibración ambiental, punto: MED A

b) Espectros de respuesta obtenidos mediante FFT (Transformada Rápida de Fourier), serie de recolección 03

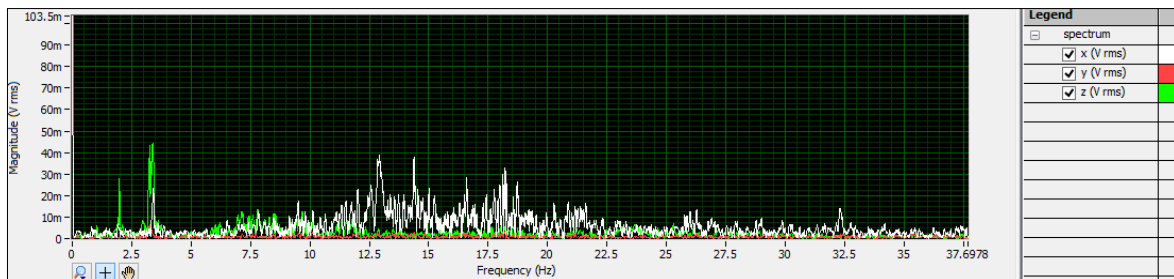


Figura 86. Espectro de respuesta, debido a vibración producida por el paso de vehículos, punto: P2

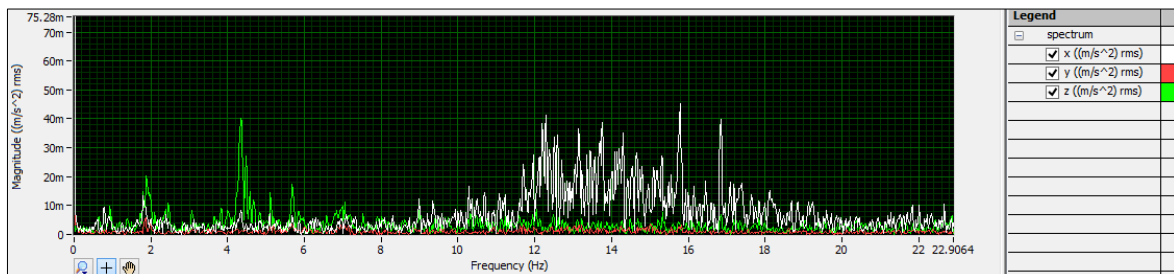


Figura 87. Espectro de respuesta, debido a vibración producida por el paso de vehículos, punto: P3

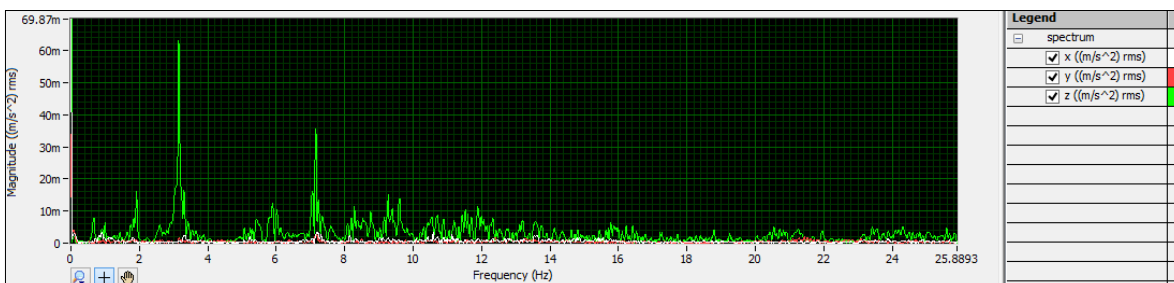


Figura 88. Espectro de respuesta, debido a vibración producida por el paso de vehículos, punto: P5

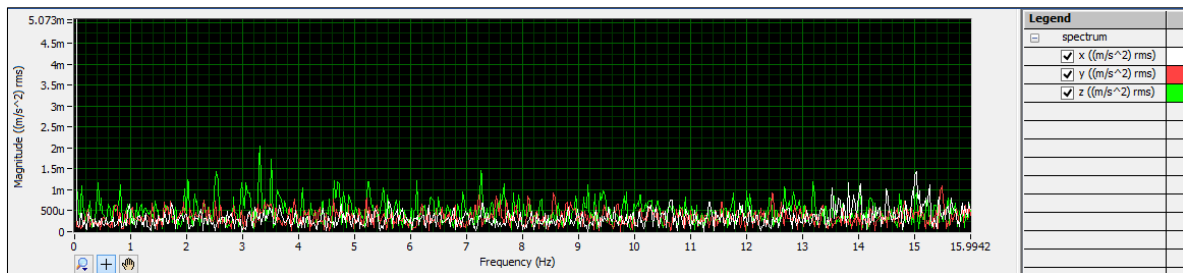


Figura 89. Espectro de respuesta producido por vibración ambiental, punto: P6

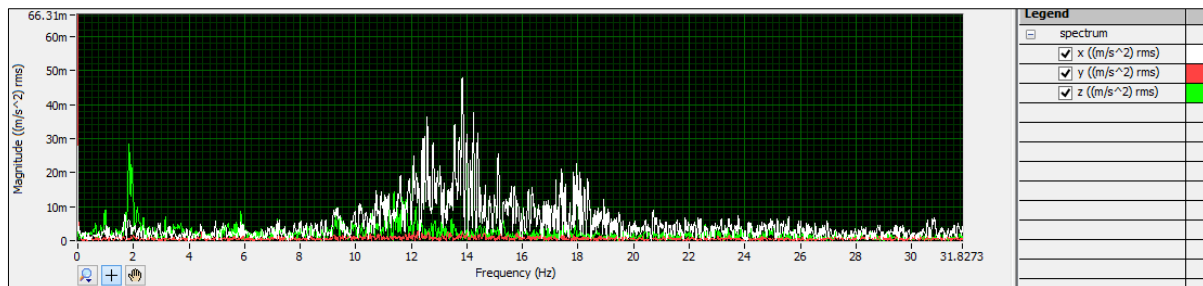


Figura 90. Espectro de respuesta, debido a vibración producida por el paso de vehículos, punto: P7

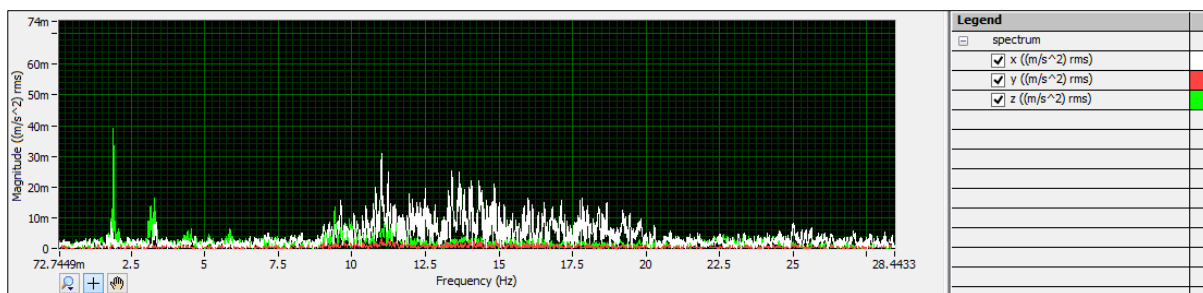


Figura 91. Espectro de respuesta, debido a vibración producida por el paso de vehículos y vibración ambiental, punto: P8

A continuación, se detallan los valores de frecuencias de vibración del puente recolectadas en ubicaciones descritas en el Anexo 3, estas frecuencias se asociaron a un modo de vibración de acuerdo al orden de aparición en los espectros de respuesta.

Se debe considerar que se tomaron mediciones de vibración para dos estados de funcionamiento del puente como señala la teoría de la Prueba de Vibración Ambiental, una para condiciones de vibración ambiental sin tránsito de vehículos y peatones, mientras el puente vibra solo y se encuentra en estado aparente de equilibrio y una segunda condición en el cual el puente se encontraba en estado de funcionamiento normal con tránsito de vehículos.

Por último se debe señalar también que se muestran las lecturas de vibración en los ejes globales X y Z, por ser los ejes de mayor transcendencia modal por existir menos restricciones como los

presentes en el eje Y, este sistema de ejes se detalla en Figura 56; sobre la losa del puente y también en la brida superior del puente, ver Figura 53y Figura 54.

La localización de los puntos en el puente se detalla en el Anexo 3, y los planos F-R1, F-R2 y F-R3.

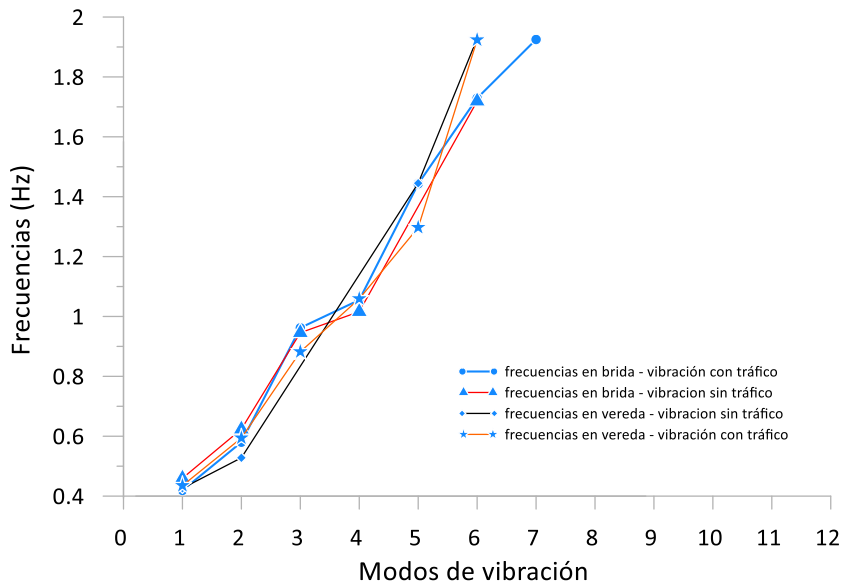


Figura 92. Distribución de frecuencias del Puente para puente con tráfico y sin tráfico, recolectado en el punto 2

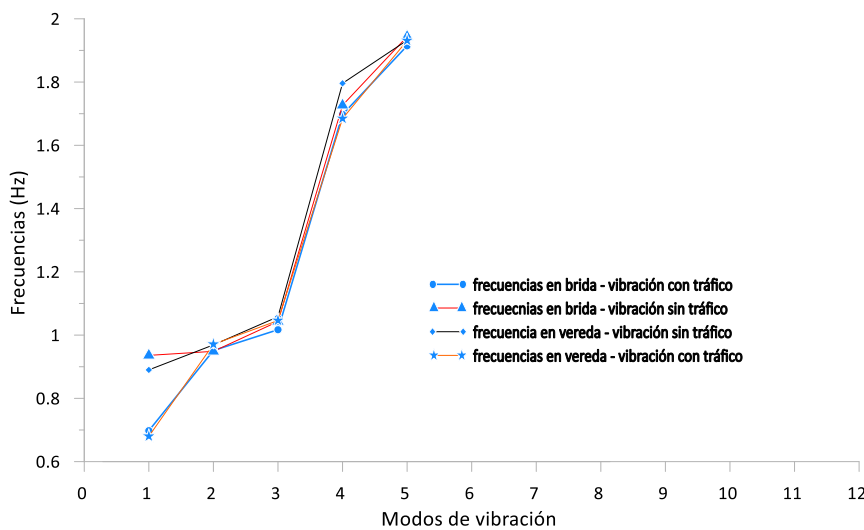


Figura 93. Distribución de frecuencias del Puente para puente con tráfico y sin tráfico, recolectado en el punto DIAG ABC

Se puede observar de los gráficos anteriores que existe una clara tendencia de proximidad entre frecuencias medidas para las condiciones descritas.

Las frecuencias predominantes son:

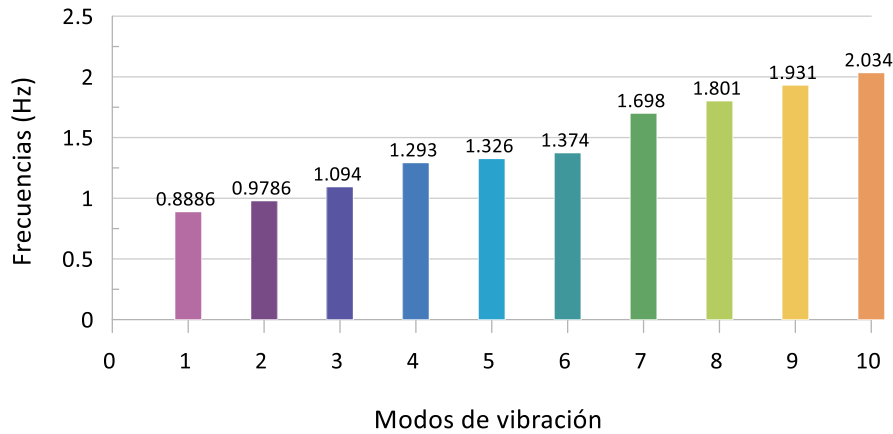


Figura 94. Frecuencias de vibración del puente Cunyac, obtenidas de medición directa.

4.1.3. Resultados Análisis de Sensibilidad

Del análisis de sensibilidad que se llevó a cabo midiendo las diferentes condiciones de variabilidad y lejanía o proximidad de los datos de frecuencia que prevalecen, de una serie aproximada de 30 análisis, se presenta a continuación los mejores valores y resultados de calibración por variación de la condición de masa del puente, esta última se logró considerando una variación en el peso específico del concreto, el cual es desconocido, debido a que no se pudo realizar ensayos destructivos que permitieran caracterizar este valor con precisión; además también se realizó el mismo procedimiento para calibración con variación de las condiciones de rigidez y condiciones de borde, al final se ve el resultado de frecuencias obtenido del modelo de elementos finitos versus la medición directa, los datos obtenidos se presentan a continuación:

- Resultados de Calibración variando la propiedad de masa del puente

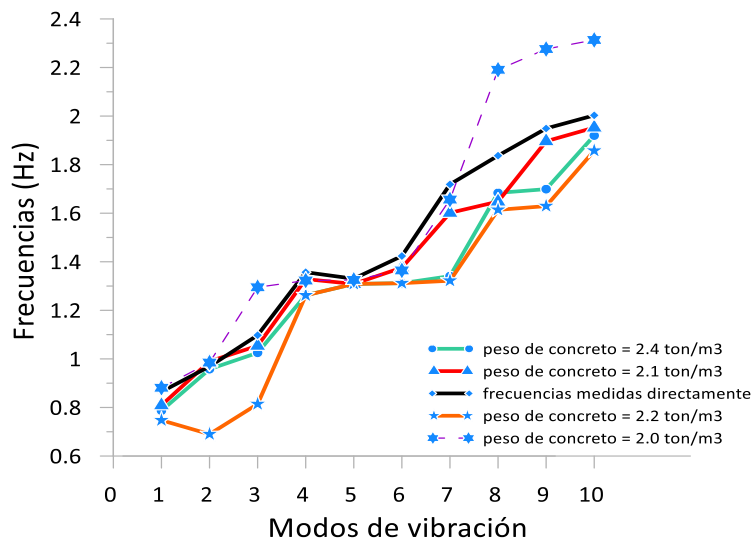


Figura 95. Dispersión de valores de frecuencia, mediante calibración de parámetros de masa.

Resultados de Calibración variando la propiedad de rigidez

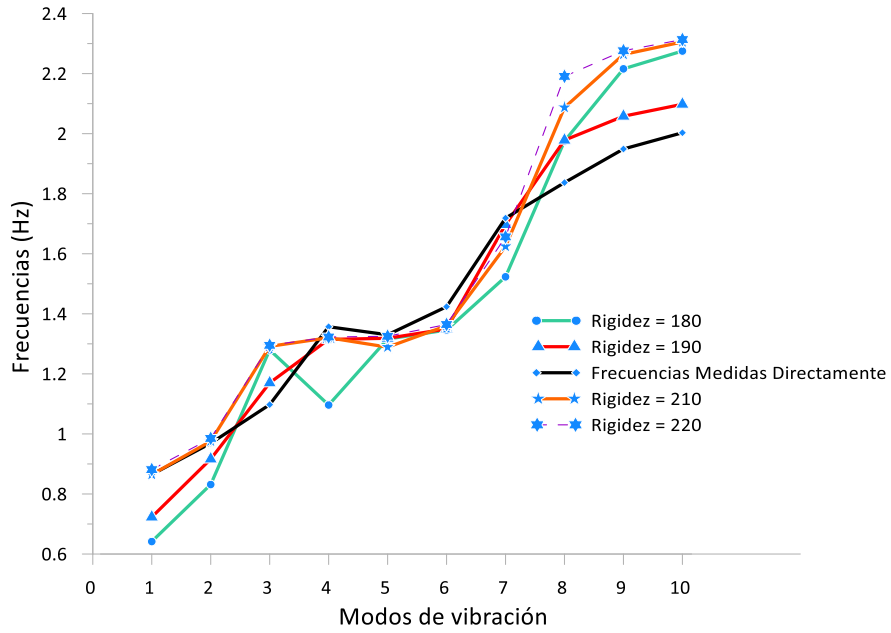
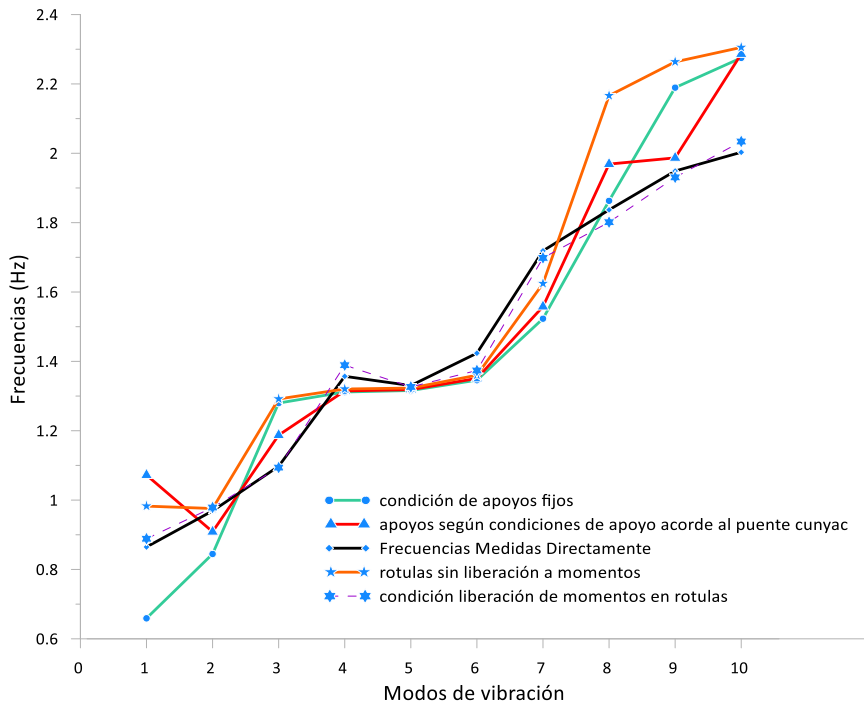


Figura 96. Dispersión de valores de frecuencia, mediante calibración de parámetros de rigidez.



Resultados de Calibración variando la propiedad de condiciones de borde

Figura 97. Dispersión de valores de frecuencia, mediante calibración variando las condiciones de borde interna

- Resultado de modelo de elementos finitos calibrado versus frecuencias medidas directamente

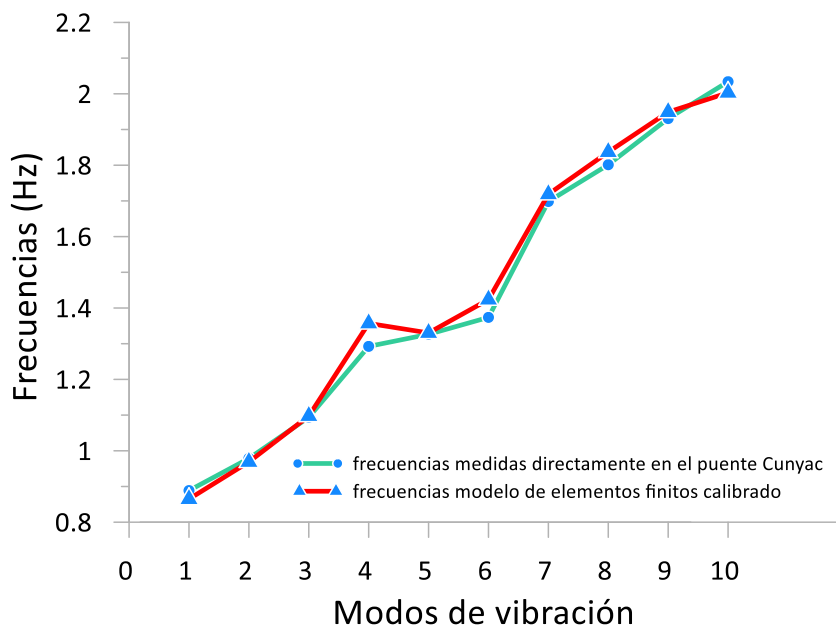


Figura 98. Dispersión de valores de frecuencia de modelo de elementos finitos del puente Cunyac calibrado.

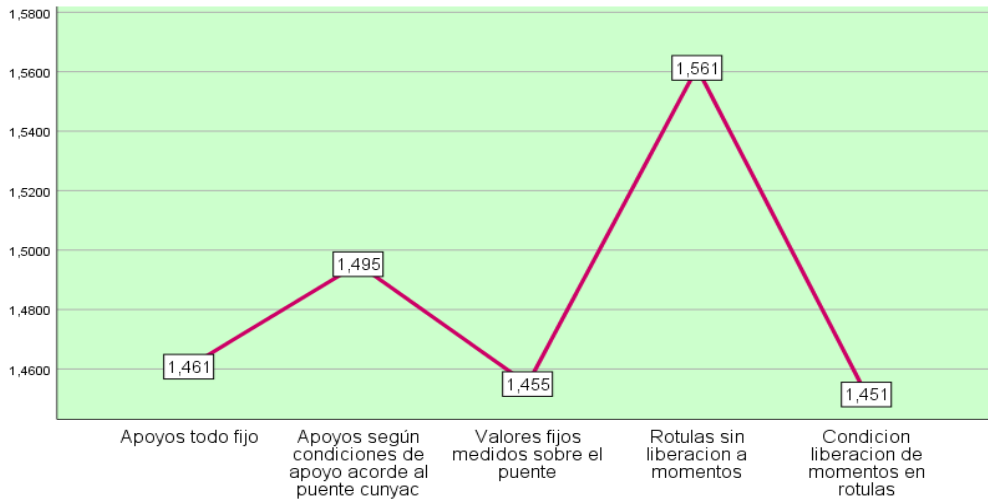
A continuación, se muestra un análisis estadístico para determinar el nivel de varianza, mediante la prueba de Fisher.

a) Variación de Peso del tablero

	N	Mínimo	Máximo	Media	Desviación Estándar
P.C° = 2. 0000	10	0.79	1.921	1.338	0.365
Pe C° = 2.2000	10	0.81	1.95	1.406	0.386
Pe C° = ci	10	0.86	2.00	1.452	0.41
Pe C° = 2.6000	10	0.69	1.86	1.262	0.40
Pe C° = 2.8000	10	0.73	1.83	1.276	0.35
ANOVA = 0.494		p = 0.740			

	N	Mínimo	Máximo	Media	Desviación Estándar
Apoyos todos los apoyos fijos	10	0.659	2.278	1.460	0.523
Apoyos según condiciones de apoyo acorde al puente Cunyac	10	0.908	2.286	1.495	0.446
Valores fijos medidos sobre el puente	10	0.865	2.003	1.454	0.408
Rotulas sin liberación a momentos	10	0.976	2.305	1.561	0.507
Condición liberación de momentos en rotulas	10	0.889	2.034	1.451	0.400

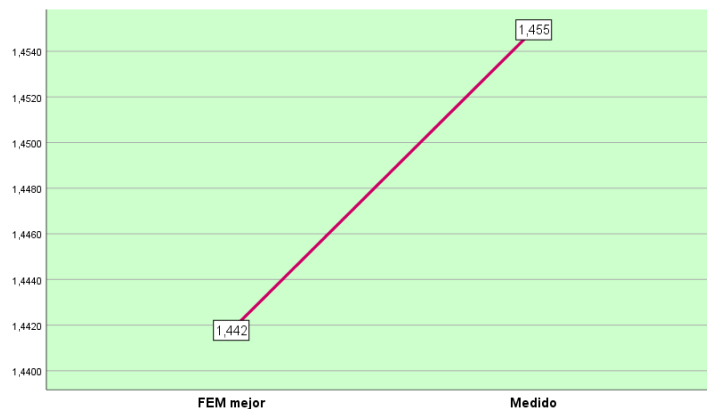
ANOVA = 0.101 p = 0.982



d) Modelo analítico calibrado del Puente Cunyac

	N	Mínimo	Máximo	Media	Desviación Estándar
FEM mejor	10	0.888	2.034	1.441	0.403
Medido	10	0.864	2.003	1.454	0.408

Prueba T = - 0.073 p = 0.943



4.1.4. Resultados Modelo de Elementos Finitos Puente Cunyac

1) Resultados análisis modal

a) Resultados Análisis modal estructura suspendida

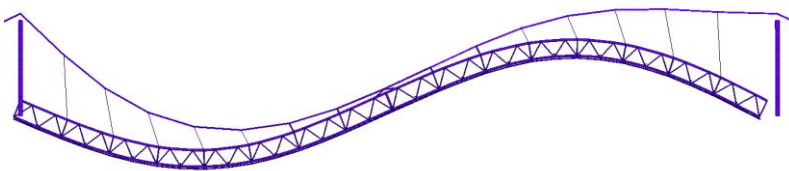
El conocimiento y la comprensión del funcionamiento del sistema estructural del puente Cunyac, se observó mediante sus respuestas dinámicas, para determinar las características modales analíticas de las cuales se obtuvieron frecuencias naturales, formas de los modos. Para ello se lleva a cabo un análisis de valores propios

El resultado del análisis del análisis, es el siguiente:

Tabla 35

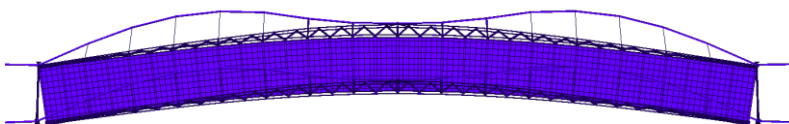
Frecuencias y periodos propios de la estructura suspendida del puente Cunyac.

- Modo 1 de Vibración



Frecuencia (Hertz) = 0.8885
(seg) = 1.1254
Forma Modal = Vertical

- Modo 2 de Vibración



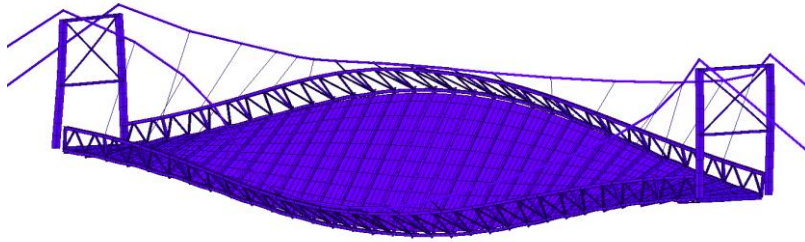
Frecuencia (Hertz) = 0.9744
Periodo (seg) = 1.0261
Forma Modal = lateral

- Modo 3 de Vibración



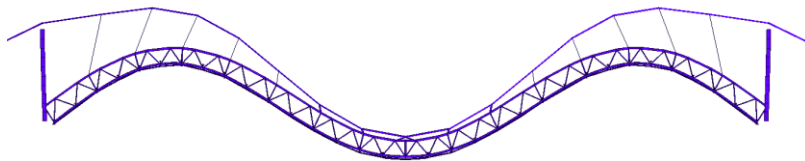
Frecuencia (Hertz) = 1.0567
Periodo (seg) = 0.9462
Forma Modal = vertical

- Modo 4 de Vibración



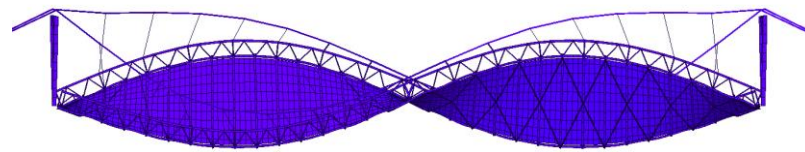
Frecuencia (Hertz) = 1.7209
Periodo (seg) = 0.5810
Forma Modal = vertical

- **Modo de 2 de Vibración**



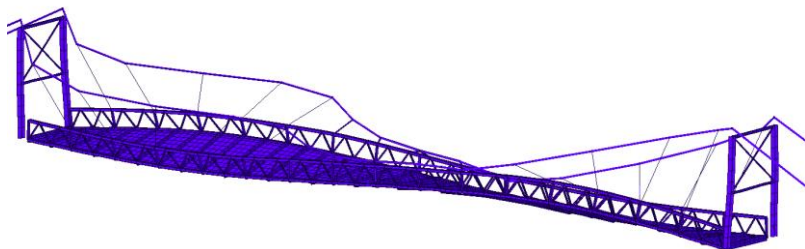
Frecuencia (Hertz) = 1.9298
Periodo (seg) = 0.5181
Forma Modal = vertical

- **Modo de 2 de Vibración**



Frecuencia (Hertz) = 2.0339
Periodo (seg) = 0.4916
Forma Modal = torsional

- **Modo de 2 de Vibración**



Frecuencia (Hertz) = 2.3298
Periodo (seg) = 0.4292
Forma Modal = torsional

2) Resultados para elementos estructurales tipo marco o reticulado

a) Resultados Desplazamientos

Tabla 36

Desplazamiento máximos y mínimo para cada caso de carga

Caso De Carga	Valores (m)	Desplazamientos			
		Efecto sobre: Cables	Efecto sobre: Viga de Rigidez	Efecto sobre: Torres	Efecto sobre: Tablero de Rodadura
Peso Propio	máximo	0.215	0.217	0.022	0.217
	Mínimo	0.019	0.005	0.002	0.01
Asfalto	máximo	0.029	0.029	0.003	0.029
	Mínimo	0.002	0.000	0.00	0.001
Viento	máximo	0.063	0.063	0.001	0.04
	Mínimo	0.005	0.000	0.000	0.001
Sismo en Dirección XX	máximo	0.013	0.013	0.009	0.013
	Mínimo	0.001	0.00	0.000	0.008
Sismo en Dirección YY	máximo	0.050	0.040	0.004	0.028
	Mínimo	0.004	0.003	0.000	0.002
Vehiculo HL-93	máximo	0.081	0.070	0.013	0.067
	Mínimo	0.007	0.008	0.001	0.014
Fatiga	máximo	0.019	0.016	0.002	0.01
	Mínimo	0.001	0.002	0.002	0.003
Envolvente Resistencia	máximo	0.321	0.321	0.056	0.320
	Mínimo	0.029	0.008	0.005	0.020
Envolvente Evento Extremo	máximo	0.305	0.252	0.043	0.317
	Mínimo	0.027	0.007	0.004	0.003
Envolvente Servicio	máximo	0.252	0.317	0.045	0.317
	Mínimo	0.022	0.003	0.004	0.003
Envolvente Fatiga	máximo	0.122	0.105	0.020	0.101
	Mínimo	0.011	0.012	0.002	0.021
Resultados Global	máximo	0.322	0.322	0.057	0.321
	promedio	0.073	0.069	0.011	0.071

Resultados de fuerzas internas en de la estructura suspendida puente Colgante Cunyac

- Fuerzas internas producidas por carga de Peso Propio, ver detalle en el Anexo N°1.

Tabla 37

Fuerzas internas máximas y mínimas producidas peso propio del puente Cunyac.

Caso de carga	Fuerza (ton) /Momento (tonf-m)	Efecto sobre: Viga de Rigidez		Elemento
		Máximo	Mínimo	
Peso Propio	F_x =	88.29	37.01	brida inferior alta concentración de elementos solicitados, altura del módulo 7 y opuesto apoyos de viga transversal modulo 1 y 16 apoyos de viga transversal modulo 6 y opuesto; bridas superiores próximas al eje del puente apoyos de viga transversal, modulo 1 y 16 brida superior, módulos 7 y opuesto apoyo de viga transversal modulo 1 y 16
	F_y =	5.268	5.436	
	F_z =	8.171	8.171	
	M_x =	0.020	0.020	
	M_y =	8.523	9.219	
	M_z =	1.435	1.435	

- Fuerzas internas producidas por carga de Asfalto ver Anexo N°2.

Tabla 38

Fuerzas internas máximas y mínimas debido a carga de asfalto o superficie de desgaste.

Caso de carga	Fuerza (ton) /Momentos (tonf-m)	Efecto sobre: Viga de Rigidez		Elemento
		Máximo	Mínimo	
Asfalto	F_x =	5.061	-12.252	bridas inferiores, módulos 5 y 6 próximos al eje, alta concentración de elementos solicitados
	F_y =	0.702	-0.702	apoyos de viga transversal eje 3 y opuesto simétrico
	F_z =	-1.413	1.413	apoyos de viga transversal eje y opuesto simétrico
	M_x =	0.003	-0.003	apoyos de viga transversal ejes 1 y 32
	M_y =	1.117	-1.272	brida superior, modulo 7 y opuesto simétrico, próximos al eje
	M_z =	0.189	-0.189	apoyo de viga transversal modulo 1 y 16

- Fuerzas internas producidas por carga de viento ver detalle Anexo N°3.

Tabla 39

Fuerzas internas máximas y mínimas producidas por carga de viento.

Caso de carga	Fuerza (ton) /Momento (tonf-m)	Efecto sobre: Viga de Rigidez		Elemento
		Máximo	Mínimo	
Viento	F_x =	37.466	37.472	bridas inferiores y superiores tramos medio del puente
	F_y =	8.883	-8.883	brida inferior extremos del puente, modulo 1
	F_z =	2.737	-2.081	apoyo de viga transversal eje 1 y opuesto simétrico
	M_x =	0.033	-0.033	apoyo de viga transversal eje 16
	M_y =	4.809	-4.771	montantes modulo 7 y opuesto simétrico, próximos al eje del puente
	M_z =	12.672	-12.672	brida inferior extremos del puente, modulo 1

- Fuerzas internas producidas por carga de Sismo en dirección XX ver detalle Anexo N° 4.

Tabla 40

Fuerzas internas máximas y mínimas debido a carga sísmica en dirección XX.

Caso de carga	Fuerza (ton) /Momento (tonf-m)	Efecto sobre: Viga de Rigidez		Elemento
		Máximo	Mínimo	
Sismo en Dirección XX	F_x =	35.817	0.00	brida superior tramo 1/4 y 3/4 próximos al eje del puente
	F_y =	6.048	0.00	apoyo de vigas transversales eje del puente
	F_z =	2.549	0.00	brida superior tramo central del puente

M_x =	0.014	0.00	apoyo de viga transversal eje del puente
M_y =	4.330	0.00	brida superior del puente eje del puente
M_z =	1.722	0.00	apoyo de vigas transversales eje del puente

- Fuerzas internas producidas por carga de Sismo en dirección YY ver detalle Anexo N° 5.

Tabla 41

Fuerzas internas máximas y mínimas debido a carga sísmica en dirección YY

Caso de carga	Fuerza (ton) /Momento (tonf-m)	Efecto sobre: Viga de Rigidez		Elemento
		Máximo	Mínimo	
Sismo en Dirección YY	F_x =	24.707	0.00	brida inferior módulos 7 y opuesto simétrico, próximo al eje del puente
	F_y =	5.129	0.00	apoyo de viga transversal eje 2 y opuesto simétrico
	F_z =	1.392	0.00	apoyo de viga transversal eje 1 y 32
	M_x =	0.019	0.00	apoyo de viga transversal eje 1 y 33
	M_y =	3.450	0.00	brida inferior módulos 7 y opuesto simétrico, próximo al eje del puente
	M_z =	7.551	0.00	apoyo de viga transversal eje 1 y 33

- Fuerzas internas producidas por carga de Vehículo HL-93 máximo ver detalle Anexo N° 6.
-

Tabla 42

Fuerzas internas máximas y mínimas debido a sobrecarga producida por vehículo HL-93

Caso de carga	Fuerza (ton) /Momento (tonf-m)	Efecto sobre: Viga de Rigidez		Elemento
		Máximo	Mínimo	
Vehículo HL-93	F_x =	134.21	0.27	brida superior tramos 1/4 y 3/4
	F_y =	24.3	0.00	extremo de viga transversal, extremos
	F_z =	32.989	0.00	extremo de viga transversal, extremos
	M_x =	0.13	0.00	extremo de viga transversal, extremos
	M_y =	20.28	0.00	vigas transversales 1/4 y 3/4 de la luz; vigas transversales extremos modulo 2 reticulado
	M_z =	6.606	0.00	extremo de viga transversal, extremos de modulo 1

3) Resultados para elementos tipo cable

a) Resultados Tensión

- Fuerzas internas de tensión debido a Peso Propio.

Tabla 43

Fuerzas de tensión máximas y mínimas en los cables, debido a peso propio.

Caso de carga	Efecto en:	Tensión (tonf)	
Peso Propio	Cable Principal	Máximo	400.05
		Mínimo	321.44
	Péndola	Máximo	16.88
		Mínimo	15.59

Para ver los resultados completos, ver detalle Anexo N° XX.

- Fuerzas internas de tensión debido a carga de Asfalto

Tabla 44

Fuerzas de tensión máximas y mínimas en los cables, debido a carga de asfalto.

Caso de carga	Efecto en:	Tensión (tonf)	
Asfalto	Cable Principal	Máximo	53.29
		Mínimo	43.12
	Péndola	Máximo	2.62
		Mínimo	2.42

- Fuerzas internas de tensión debido a carga de Viento

Tabla 45

Fuerzas de tensión máximas y mínimas en los cables, debido a carga de viento.

Caso de carga	Efecto en:	Tensión (tonf)	
Viento	Cable Principal	Máximo	24.69
		Mínimo	22.54
	Péndola	Máximo	1.20
		Mínimo	1.11

- Fuerzas internas de tensión debido a Sismo en Dirección XX

Tabla 46

Fuerzas de tensión máximas y mínimas en los cables, debido a carga sísmica en XX

Caso de carga	Efecto en:	Tensión (tonf)	
Sismo en Dirección XX	Cable Principal	Máximo	45.84
		Mínimo	27.73
	Péndola	Máximo	2.4
		Mínimo	1.80

- Fuerzas internas de tensión debido a Sismo en Dirección YY

Tabla 47

Fuerzas de tensión máximas y mínimas en los cables, debido a carga sísmica en YY

Caso de carga	Efecto en:	Tensión (tonf)	
Sismo en Dirección YY	Cable Principal	Máximo	21.76
		Mínimo	19.06
	Péndola	Máximo	1.02
		Mínimo	0.80

- Fuerzas internas de tensión debido a carga de Vehículo HL-93

Tabla 48

Fuerzas de tensión máximas y mínimas en los cables, debido a carga de vehículo HL-93

Caso de carga	Efecto en:	Tensión (tonf)	
Vehículo HL-93	Cable Principal	Máximo	246.90
		Mínimo	196.47
	Péndola	Máximo	11.93
		Mínimo	11.68

4) Resultados para elementos estructurales planar o losa del puente

a) Resultados de fuerzas internas en elemento planar o losa del puente.

- Fuerzas internas de tensión debido a Peso Propio en la losa del puente.

Tabla 49

Fuerzas internas máximas y mínimas en losa del puente, debido a peso propio.

Caso de carga	Fuerza (ton) /Momento (tonf-m)	Efecto sobre: Losa del puente		Ubicación
		Máximo	Mínimo	
Peso Propio	Fx max =	23.77	-	zona máxima de fuerza axial en eje x, fuerzas intermedias entre 1/4 y 3/4 de la luz.
	Fy max=	23.77	-14.21	zona máxima de fuerza axial en eje x, fuerzas intermedias entre 1/4 y 3/4 de la luz.
	Mx max	7.007	-1.330	zona de concentración de momentos ubicados sobre la ubicación de las vigas transversales
	MM max =	7.0071	-4.810	las zonas de concentración de momentos están ubicadas en los puntos de contacto en las zonas ubicadas sobre las vigas transversales, a lo largo del puente
	VM max=	8.843	-7.832	la fuerza cortante máxima se encuentra en las zonas de conexión, a la altura de las vigas transversales

- Fuerzas internas de tensión debido a carga de Asfalto en la losa del puente.

Tabla 50

Fuerzas internas máximas y mínimas en losa del puente, debido a carga de asfalto.

Caso de carga	Fuerza (ton) / Momentos (tonf-m)	Efecto sobre: Losa del puente		Ubicación
		Máximo	Mínimo	
Asfalto	Fx max =	3.537	-4.971	concentración de fuerza axial ubicado sobre las zonas de contacto en el tramo del módulo reticulado central, las fuerzas negativas máximas ubicadas a ambos lados de la losa cubriendo 1/4 aproximadamente de la longitud de la losa
	Fy max=	3.537	-2.259	concentración de fuerza axial ubicado sobre las zonas de contacto en el tramo del módulo reticulado central, las fuerzas negativas máximas ubicadas en las zonas medias de la losa, a los extremos del tablero
	Mx max	9.763	-2.084	las zonas de concentración de momentos están ubicadas en los puntos de contacto en las zonas ubicadas sobre las vigas transversales, a lo largo del puente
	MM max =	9.763	-6.607	las zonas de concentración de momentos están ubicadas en los puntos de contacto en las zonas ubicadas sobre las vigas transversales, a lo largo del puente
	VM max=	-1.027	-1.027	las zonas de concentración de momentos están ubicadas en los puntos de contacto en las zonas ubicadas sobre las vigas transversales, a lo largo del puente

- Fuerzas internas de tensión debido a carga de Viento en la losa del puente.

Tabla 51

Fuerzas internas máximas y mínimas en losa del puente, debido a fuerza de viento.

Caso de carga	Fuerza (ton) / Momentos (tonf-m)	Efecto sobre: Losa del puente		Ubicación
		Máximo	Mínimo	
Viento	Fx max =	101.2	-11.62	Máxima concentración de esfuerzos positivos de fuerza axial ubicado a sotavento, máxima concentración de esfuerzos negativo ubicado a barlovento en la zona media del puente
	Fy max=	101.23	-10.125	Máxima concentración de esfuerzos positivos de fuerza axial ubicado a sotavento, máxima concentración de esfuerzos negativo ubicado a barlovento en la zona media del puente
	Mx max	11.026	-2.093	Máxima concentración de esfuerzos positivos de fuerza axial distribuido en todo el tablero, máxima concentración de esfuerzos negativos ubicado a barlovento en la zona media del puente
	MM max =	11.0226	-11.104	Máxima concentración de esfuerzos positivos de fuerza axial distribuido en todo el tablero, máxima concentración de esfuerzos negativos ubicado a barlovento en la zona media del puente
	VM max=	14.6742	-14.746	Máxima concentración de esfuerzos positivos de fuerza axial ubicado a en las zonas entre vigas transversales, máxima concentración de esfuerzos negativos ubicado a barlovento en las zonas entre vigas transversales

- Fuerzas internas de tensión debido a Sismo en Dirección XX en la losa del puente.

Tabla 52

Fuerzas internas máximas y mínimas en losa del puente, debido a cara sísmica en dirección XX.

Caso de carga	Fuerza (ton) /Momentos (tonf-m)	Efecto sobre: Losa del puente		Ubicación
		Máximo	Mínimo	
Sismo en Dirección XX	F_x max =	12.118	-0.0017	zonas de concentración de momento negativo ubicadas a cada lado del tablero y zona intermedia, axiales máximos positivos en las zonas restantes del tablero.
	F_y max=	12.118	-0.0017	zonas de concentración de momento negativo ubicadas a cada lado del tablero y zona intermedia, axiales máximos positivos en las zonas restantes del tablero.
	M_x max	5.6207	-0.0262	zonas de concentración de momento negativo a lo largo del tablero, los momentos máximos positivos se encuentran en las zonas extremas laterales
	MM max =	5.6207	-0.0262	zonas de concentración de momento negativo a lo largo del tablero, los momentos máximos positivos se encuentran en las zonas extremas laterales
	VM max=	5.5068	-0.0005	zonas de concentración de momento negativo a lo largo del tablero, los momentos máximos positivos se encuentran en las zonas extremas laterales

- Fuerzas internas de tensión debido a Sismo en Dirección YY en la losa del puente.

Tabla 53

Fuerzas internas máximas y mínimas en losa del puente, debido a cara sísmica en dirección YY.

Caso de carga	Fuerza (ton) /Momentos (tonf-m)	Efecto sobre: Losa del puente		Ubicación
		Máximo	Mínimo	
Sismo en Dirección YY	F_x max =	0.7038	-0.0020	zonas de máxima concentración de momentos positivos ubicado en la zona intermedia a lo largo de la zona central de la carpeta, zonas de máxima concentración de momentos negativos ubicado en a los extremos y sobre el eje central.
	F_y max=	0.7038	-0.0020	zonas de máxima concentración de momentos positivos ubicado en la zona intermedia a lo largo de la zona central de la carpeta, zonas de máxima concentración de momentos negativos ubicado en a los extremos y sobre el eje central.
	M_x max	6.6736	-0.0283	zonas de máxima concentración de momentos positivos ubicado en los extremos laterales a lo lago de la carpeta, zonas de máxima concentración de momentos negativos ubicado a lo largo del puente
	MM max =	6.673	-0.0283	zonas de máxima concentración de momentos positivos ubicado en los extremos laterales a lo lago de la carpeta, zonas de máxima concentración de momentos negativos ubicado a lo largo del puente
	VM max=	0.08869	-0.0016	zonas de máxima concentración de momentos positivos ubicado en los extremos laterales a lo lago de la carpeta, zonas de máxima concentración de momentos negativos ubicado a lo largo del puente

4.1.5. Resultados Análisis de Sensibilidad.

El análisis de sensibilidad se llevó a cabo, manteniendo fijas algunas condiciones o suposiciones de los parámetros que rigen el comportamiento de la estructura del puente Cunyac, luego de una exhaustiva realización de análisis estructural, se obtuvo las siguientes tablas que se detallara como es que se van aproximado o distanciando valores respecto de las medidas de frecuencia del puente Cunyac.

4.1.5.1. Variando propiedades de peso de la estructura

Tabla 54

Análisis de sensibilidad del puente Cunyac variando propiedades de peso

MODOS	Pe C=	Pe C=	Pe C=	Pe C=	Pe C=	
	2	2.2	c.i	2.6	2.8	
frecuencias	1	0.786	0.809	0.864	0.747	0.7297
	2	0.957	0.99	0.969	0.69	0.819
	3	1.025	1.059	1.095	0.813	0.951
	4	1.262	1.327	1.359	1.261	1.261
	5	1.308	1.307	1.33	1.308	1.308
	6	1.311	1.377	1.423	1.311	1.311
	7	1.34	1.605	1.718	1.321	1.313
	8	1.683	1.648	1.836	1.613	1.57
	9	1.699	1.893	1.948	1.629	1.6048
	10	1.919	1.955	2.003	1.857	1.827

Tabla 55

Análisis de sensibilidad del puente Cunyac variando propiedades de Rigidez

MODOS	rigidez 1	rigidez 1	rigidez 1	rigidez 1	rigidez 1	
	180	190	200	210	220	
frecuencias	1	0.6416	0.723	0.8648	0.8646	0.8812
	2	0.8315	0.9164	0.9689	0.9757	0.985
	3	1.2798	1.17	1.0975	1.2916	1.295
	4	1.0963	1.3148	1.3569	1.3203	1.3228
	5	1.316	1.3185	1.3302	1.289	1.3252
	6	1.3458	1.3496	1.4236	1.3601	1.3644
	7	1.5232	1.6971	1.7187	1.6244	1.6562
	8	1.9752	1.9782	1.8369	2.0869	2.1907
	9	2.2158	2.058	1.9489	2.2636	2.2761
	10	2.2751	2.0978	2.003	2.3053	2.3134

MODOS		rigidez 1 180.0000	rigidez 1 190.0000	rigidez 1 200.0000	rigidez 1 210.0000	rigidez 1 220.0000
1	frecuencias	0.6416	0.7230	0.8648	0.8646	0.8812
2		0.8315	0.9164	0.9689	0.9757	0.9850
3		1.2798	1.1700	1.0975	1.2916	1.2950
4		1.0963	1.3148	1.3569	1.3203	1.3228
5		1.3160	1.3185	1.3302	1.2890	1.3252
6		1.3458	1.3496	1.4236	1.3601	1.3644
7		1.5232	1.6971	1.7187	1.6244	1.6562
8		1.9752	1.9782	1.8369	2.0869	2.1907
9		2.2158	2.0580	1.9489	2.2636	2.2761
10		2.2751	2.0978	2.0030	2.3053	2.3134

Tabla 56

Análisis de sensibilidad del puente Cunyac variando condiciones de borde internas del puente

frecuencias (Hz)	MODOS	apoyos fijos	apoyos según condiciones de apoyo acorde al puente Cunyac	valores fijos medidos sobre el puente	rotulas sin liberación a momentos	condición liberación de momentos en rotulas
	1	0.659	1.072	0.865	0.983	0.889
	2	0.845	0.909	0.969	0.976	0.979
	3	1.280	1.187	1.098	1.292	1.094
	4	1.312	1.315	1.357	1.320	1.389
	5	1.316	1.319	1.330	1.323	1.326
	6	1.346	1.351	1.424	1.360	1.374
	7	1.523	1.558	1.719	1.624	1.698
	8	1.863	1.969	1.837	2.166	1.801
	9	2.189	1.987	1.949	2.264	1.931
	10	2.275	2.286	2.003	2.305	2.034

Tabla 57

Análisis de sensibilidad del puente Cunyac - Modelo Calibrado

frecuencias (Hz)	MODOS	apoyos fijos	apoyos según condiciones de apoyo acorde al puente Cunyac	valores fijos medidos sobre el puente	rotulas sin liberación de momentos	condición liberación de momentos en rotulas
	1	0.659	1.072	0.865	0.983	0.889
	2	0.845	0.909	0.969	0.976	0.979
	3	1.280	1.187	1.098	1.292	1.094
	4	1.312	1.315	1.357	1.320	1.389
	5	1.316	1.319	1.330	1.323	1.326
	6	1.346	1.351	1.424	1.360	1.374

7	1.523	1.558	1.719	1.624	1.698
8	1.863	1.969	1.837	2.166	1.801
9	2.189	1.987	1.949	2.264	1.931
10	2.275	2.286	2.003	2.305	2.034

Envolventes y Factores de Resistencia del Puente Cunyac.

a) Resultados de Envolventes de las Combinaciones de carga

a.1. Envolventes en las torres.

Tabla 58

Fuerzas máximas y mínimas producidas por envoltente de resistencia en la torre del puente

Caso de carga	Fuerza (tonf)/Momentos (tonf-m)	Máximo	Mínimo	Elemento
Envolvente Resistencia	Fx =	-449.481	16.089	columnas de torre principal
	Fy =	0.007	0.000	viga superior de torre
	Fz =	1.102	-0.530	columna inferior de torre
	Mx =	0.017	0.000	columnas inferior de torre
	My =	5.473	-0.690	extremo inferior de torre
	Mz =	0.030	0.000	zona de conexión zona de arriostre diagonal y zonas de conexión con columna

Tabla 59

Fuerzas máximas y mínimas producidas por envoltente evento extremo en la torre del puente

Caso de carga	Fuerza (tonf)/Momentos (tonf-m)	Máximo	Mínimo	Elemento
Envolvente Evento Extremo	Fx =	-434.860	12.130	columnas de torre principal
	Fy =	0.650	0.019	zona extrema superior e inferior de torres
	Fz =	5.055	-0.537	zona inferior de torres
	Mx =	0.069	0.000	zona inferior de torres
	My =	22.609	-0.696	extremos inferior de torres
	Mz =	2.916	0.002	zona intermedia de columnas de torres

Tabla 60

Fuerzas máximas y mínimas producidas por envoltente de servicio en la torre del puente

Caso de carga	Fuerza (tonf)/Momentos (tonf-m)	Máximo	Mínimo	Elemento
Envolvente Servicio	Fx =	-347.250	12.310	columnas de torre
	Fy =	0.005	0.000	viga superior de torre
	Fz =	0.952	-0.426	columna, parte inferior de torre
	Mx =	0.013	0.000	columnas de torre parte inferior
	My =	4.709	-0.557	extremo inferior de columna de torre
	Mz =	0.024	0.000	arriostre diagonal y zonas de conexión con columnas

Tabla 61

Fuerzas máximas y mínimas producidas por envolvente de fatiga en la torre del puente

Caso de carga	Fuerza (tonf)/Momentos (tonf-m)	Máximo	Mínimo	Elemento
Envolvente Fatiga	Fx =	5.682	0.000	viga superior de torre
	Fy =	0.006	0.000	viga superior de torre
	Fz =	0.297	0.000	columnas parte inferior de torre
	Mx =	0.014	0.000	columnas parte inferior de torre
	My =	2.431	0.000	extremo inferior columna de torre
	Mz =	0.026	0.000	arriostre diagonal y zona de conexión con columnas

a.2. Envolventes en la viga de rigidez

Tabla 62

Fuerzas máximas y mínimas producidas por envolvente de resistencia en la viga de rigidez

Caso de carga	Fuerza (ton) /Momentos (tonf-m)	Máximo	Mínimo	Elemento
Envolvente Resistencia	Fx =	263.49	-6.24	brida inferior, ubicadas 1/4 y 3/4 de la luz
	Fy =	49.66	-0.03	extremo de viga transversal, extremos de modulo 1
	Fz =	63.10	-10.60	extremo de viga transversal, extremos de modulo 1
	Mx =	0.03	0.00	extremo de viga transversal, extremos de modulo 1
	My =	42.78	-11.76	vigas transversales Ejes 3, 9, 11, 13, 21, 23 y 25
	Mz =	16.52	-0.24	vigas transversales extremos

Tabla 63

Fuerzas máximas y mínimas producidas por envolvente de evento extremo en la viga de rigidez

Caso de carga	Fuerza (ton) /Momentos (tonf-m)	Máximo	Mínimo	Elemento
Envolvente Evento Extremo	Fx =	197.33	-4.68	brida inferior 1/4 y 3/4 de la luz
	Fy =	38.74	-0.03	Vigas Transversal extremos
	Fz =	47.06	-8.23	Vigas Transversal extremos
	Mx =	0.20	0.00	Vigas Transversal extremos
	My =	32.01	-9.25	vigas transversales extremos y tramos 1/4 y 3/4 de la luz
	Mz =	15.52	-0.20	viga transversal extremo

Tabla 64 *Fuerzas máximas y mínimas producidas por envolvente de servicio en la viga de rigidez*

Caso de carga	Fuerza (ton) /Momentos (tonf-m)	Máximo	Mínimo	Elemento
Envolvente Servicio	Fx =	130.76	-51.79	brida inferior ramos 1/4 y 3/4 alta concentración de elementos solicitados
	Fy =	24.60	-0.57	extremo de apoyo viga transversal, modulo 1
	Fz =	28.81	-	apoyo de viga transversal, modulo 6 y 9
			107819.0	0

$M_x =$	0.12	0.00	extremo de apoyo viga transversal, modulo 1
$M_y =$	21.37	-10.58	brida superior módulos 7 y 9 próximos al centro del puente
$M_z =$	9.04	-0.47	apoyo de viga transversal, modulo 1 y 16 extremos

Tabla 65

Fuerzas máximas y mínimas producidas por envolvente de fatiga en la viga de rigidez

Caso de carga	Fuerza (ton) / Momentos (tonf-m)	Asfalto		Elemento
		Máximo	Mínimo	
Envolvente Fatiga	$F_x =$	201.32	0.41	brida superior e inferior, tramo 1/4 y 3/4 de la luz, alta concentración de elementos con máximo esfuerzo
	$F_y =$	36.56	0.00	apoyo de viga transversal, atura de eje 2 y 35
	$F_z =$	49.48	0.00	Apoyo de viga transversal
	$M_x =$	0.20	0.00	apoyo de viga transversal, atura de eje 1 y 36
	$M_y =$	30.42	0.00	viga transversal eje 3 y alta concentración de vigas en 3/4 de la luz
	$M_z =$	9.91	0.00	apoyos viga transversal Ejes 3

a.3. Envolventes en los elementos tipo cable

Se considerará envolventes debido a que es importante garantizar que la estructura del puente Cunyac, tenga la resistencia y rigidez suficientes para todos los escenarios de carga posibles. Esto puede dio lugar a numerosos casos de carga.

Los escenarios de carga múltiple dan como resultado diagramas de efecto de cargas múltiples (corte, momento, desplazamiento) para cualquier miembro conformante de la estructura. Para garantizar una seguridad y capacidad de servicio adecuadas, se pueden crear "envolventes" de corte, momento y deflexión para identificar los rangos del posible efecto de carga en cada ubicación a lo largo de un miembro y derivar de la elección de cada uno de estos el caso de carga.

Tabla 66

Fuerzas de tensión resultante de envolvente de Resistencia en los cables.

Caso de carga	Elemento	Tensión (tonf)	
Envolvente Resistencia	Cable Principal	Máximo	1012.10
		Mínimo	810.32
	Péndola	Máximo	45.81
		Mínimo	44.06

Tabla 67

Fuerzas de tensión resultante de envolvente evento extremo en los cables

Caso de carga	Elemento	Tensión (tonf)	
Envolvente Evento Extremo	Cable Principal	Máximo	749.31
		Mínimo	592.46
	Péndola	Máximo	33.26
		Mínimo	30.96

Tabla 68

Fuerzas de tensión resultante de envolvente de servicio en los cables.

Caso de carga	Elemento	Tensión (tonf)	
Envolvente Servicio	Cable Principal	Máximo	774.33
		Mínimo	619.98
	Péndola	Máximo	34.93
		Mínimo	33.56

Tabla 69

Fuerzas de tensión resultante de envolvente de fatiga en los cables.

Caso de carga	Elemento	Tensión (tonf)	
Envolvente Fatiga	Cable Principal	Máximo	370.36
		Mínimo	294.71
	Péndola	Máximo	17.90
		Mínimo	17.52

a.4. Losa del puente

Tabla 70

Fuerzas resultantes de Envolvente de Resistencia en la losa del puente.

Caso de carga	Fuerza (ton) /Momentos (tonf-m)	Losa del puente	
		Máximo	Mínimo
Envolvente Resistencia	Fx max =	2.28	0.00
	Fy max=	2.28	-0.19
	Mx max	70.21	-0.34
	MM max =	72.11	-7.63
	VM max=	1.11	-0.08

Tabla 71

Fuerzas resultantes de Envolvente de Evento extremo en la losa del puente.

Caso de carga	Fuerza (ton) /Momentos (tonf-m)	Losa del puente	
		Máximo	Mínimo
Envolvente Evento Extremo	Fx max =	1.62	0.01
	Fy max=	1.62	0.34
	Mx max	40.58	-1.71
	MM max =	40.58	-8.56

VM max=	0.50	-1.19
---------	------	-------

Tabla 72

Fuerzas resultantes de Envolvente de servicio en la losa del puente.

	Fuerza (ton) /Momentos (tonf-m)	Losa del puente	
		Máximo	Mínimo
Envolvente Servicio	Fx max =	1.92	-0.03
	Fy max=	1.92	-0.14
	Mx max	53.19	-0.22
	MM max =	53.19	-5.26
	VM max=	81.69	-5.50

Tabla 73

Fuerzas resultantes de Envolvente de fatiga en la losa del puente.

Caso de carga	Fuerza (ton) /Momentos (tonf-m)	Losa del puente	
		Máximo	Mínimo
Envolvente Fatiga	Fx max =	1.46	-0.06
	Fy max=	1.46	-0.06
	Mx max	45.39	1.11
	MM max =	45.39	1.11
	VM max=	75.70	0.01

b) Ratios de demanda/resistencia nominal

b.1. viga de rigidez

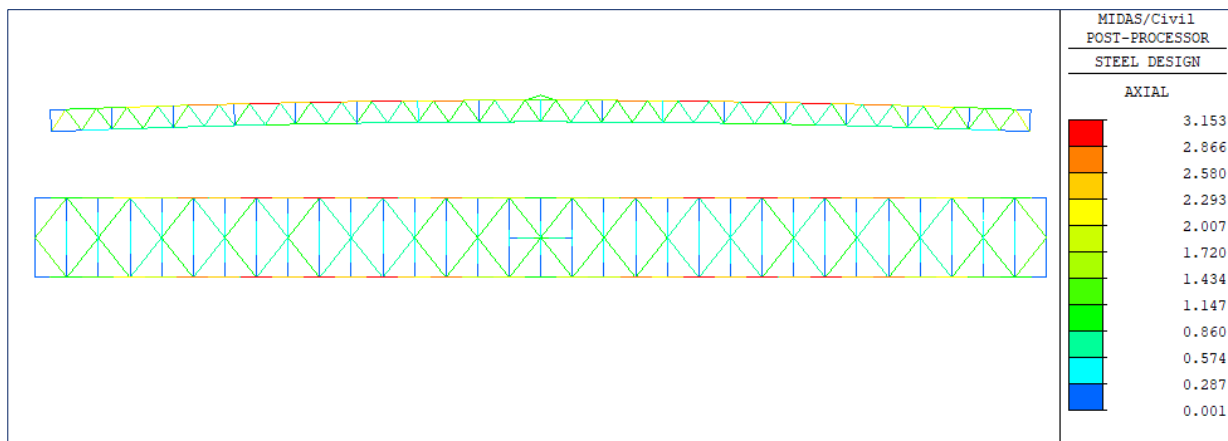


Figura 99. Distribución de Ratios de demanda en la viga de rigidez debido a fuerzas axiales.

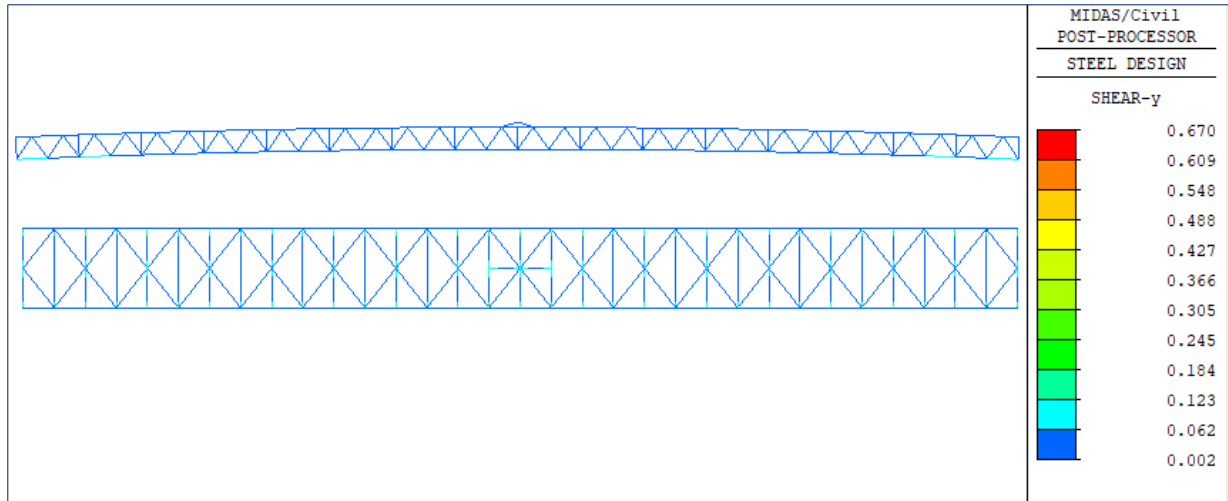


Figura 100. Distribución de ratios de demanda en la viga de rigidez debido a fuerzas cortantes en eje Y.

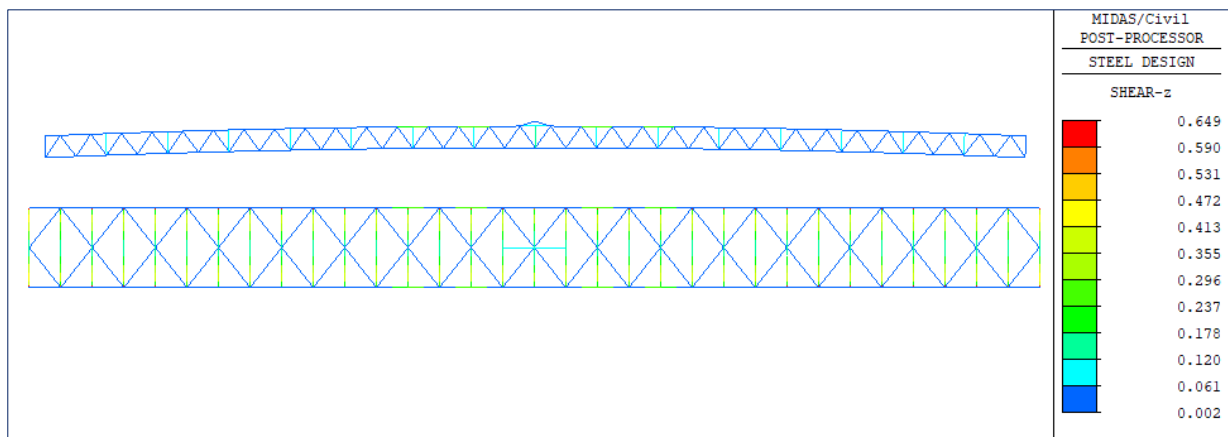


Figura 101. Distribución de ratios de demanda en la viga de rigidez debido a fuerzas cortantes en eje Z.

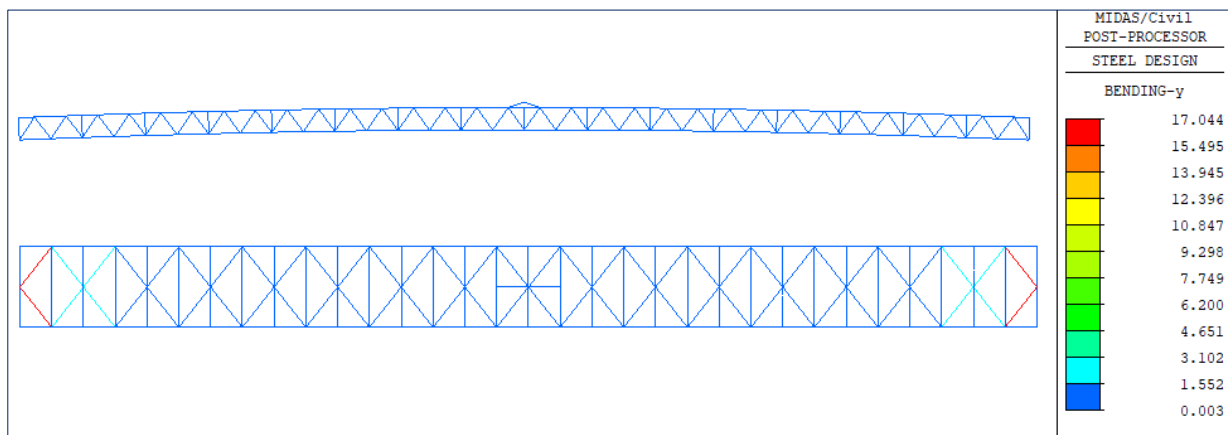


Figura 102. Distribución de ratios de demanda en la viga de rigidez debido a momentos flectores en eje Y

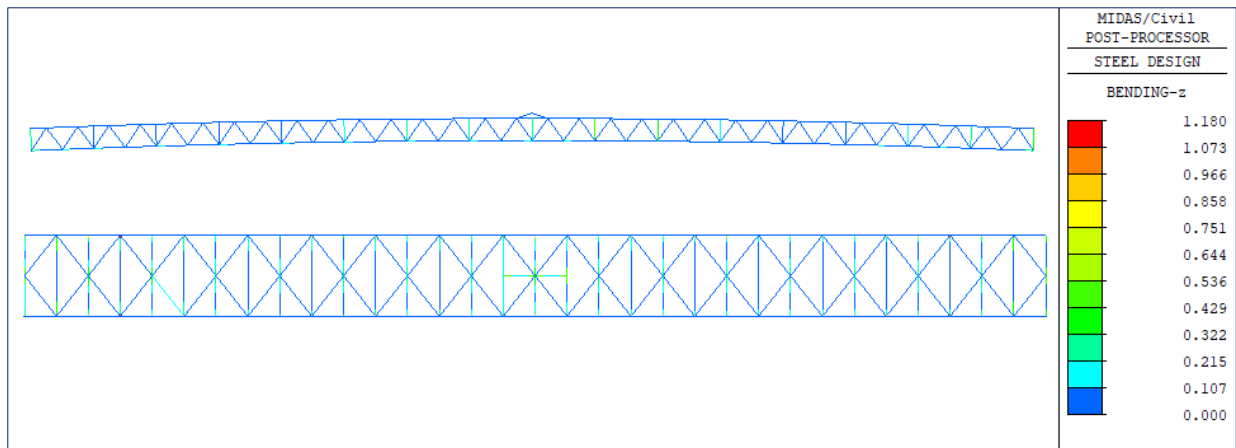


Figura 103. Distribución de ratios de demanda en la viga de rigidez debido a momentos flectores en eje Z

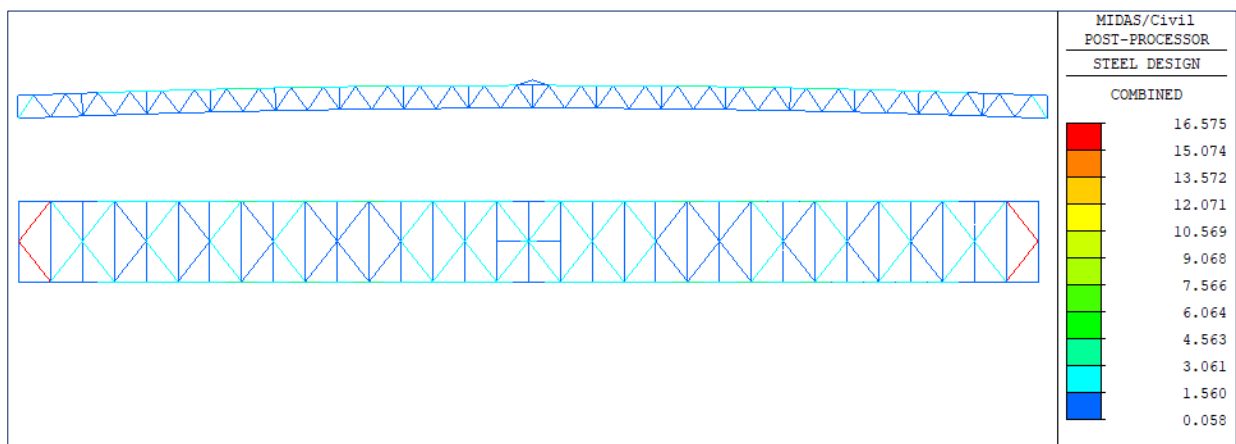


Figura 104. Distribución de ratios de demanda en la torre debido a esfuerzos combinados globales.

c) Verificación de diseño de Elementos

c.1. Verificación de diseño de elementos de acero con AASHTO LRFD 2017

Los perfiles metálicos que conforman la viga de rigidez, péndolas rígidas y torres, se verificaran con los siguientes parámetros:

Tabla 74

Factores de reducción de resistencia de diseño de acero según AASHTO LRFD 2017

Para miembros en tensión		
para la obtención en la sección bruta	(Phi_t1)	0,85
para la fractura en la sección neta	(phi_t2)	0,80
para los miembros de compresión	(phi_c)	0,90
para los miembros de flexión	(phi_b)	1,00
para corte	(phi_v)	1,00

Tabla 75

parámetros de clasificación de carga en puentes de acero según AASHTO LRDF 2017

Factor de resistencia para el rendimiento	(Phi_y)	0,95
Factor de resistencia de fractura	(Phi_u)	0,80

Factor de resistencia para la compresión axial	(Phi_c)	0,90
Factor de resistencia para flexión	(Phi_f)	1,00
Factor de resistencia a cortante	(Phi_v)	1,00
factor de resistencia de los conectores de cortante	(Phi_se)	0,85
Factor de resistencia para cojinete	(Phi_b)	1,00

Teniendo en cuenta estos factores, se hizo la verificación de diseño de los elementos que conforman la estructura reticulada y torre, obteniéndose:

▪ **Calculo para brida** (referencia, cálculo según Midas CIVIL Versión 19.1)

- **Informacion de Diseño**

Codigo de Diseño: AAHTO LRFD 2017

Elemento N°: 2438

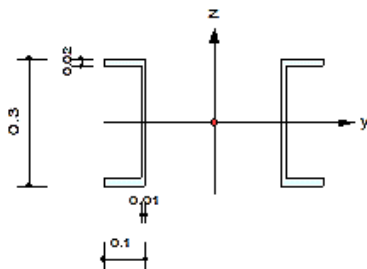
Material : Acero ST44T ($f'y = 28042.2$)

Módulo de Elasticidad: ($E = 20389024 \text{ ton/m}^2$)

Nombre de Sección: Perfil 5

Longitud de Elemento: 3.4 m

Sección:



Deph	0.300	Web Thick	0.01
Flag Width	0.100	Flag Thick	0.02
BTB Spacing	0.32		
Area	0.0132	Asz	0.0006
Qyb	0.03645	Qzb	0.005
Iyy	0.0002	Izz	0.0005
Ybar	0.260	Zbar	0.150
Syy	0.00124	Szz	0.00193
ry	0.11882	ry	0.19483

- **Fuerzas actuantes**

Fuerza Axial : $Fxx = -654.48$ (Load Comb: 1-, Posicion: I)

Momento Flector : $My = 2.56851, Mz = -2.3213$

Momento Último : $Myi = 1.99275, Myj = -0.0082$

$Myi = 1.99275, Myj = -0.0082$

$Mzi = -2.1278, Mzj = -1.3450$

Fuerza Cortante: $Fyy = -0.8941$ (LCB: 8-, Posicion: J)



$$F_{zz} = 1.73777 \text{ (LCB: 1+, Posicion: J)}$$

- **Parámetro de Diseño**

Longitud efectiva: $L_y = 3.4, L_z = 3.4, L_b = 3.4$

Factor de Longitud efectiva: $K_y = 1.00, K_z = 1.00$

factor de momento / coeficiente de flexión: $C_{my} = 1.00, C_{mz} = 1.00, C_b = 1.00$

- **Verificacion de resultados**

Relacion de esbeltez:

$$\frac{KL}{r} = 28.6 < 120 \quad \text{OK}$$

Fuerza Axial:

$$\frac{P_u}{\Phi P_n} = \frac{654.478}{174.830} = 3.744 > 1.00 \quad \text{No Cumple}$$

Fuerza Flexión:

$$\frac{M_{uy}}{\Phi M_{ny}} = \frac{2.5685}{40.8855} = 0.063 < 1 \quad \text{OK}$$

$$\frac{M_{uz}}{\Phi M_{nz}} = \frac{2.3213}{1.1711} = 0.033 < 1 \quad \text{OK}$$

Esfuerzo combinado: (compresion+flexión)

$$\frac{P_u}{\Phi P_n} = \frac{654.478}{174.83} = 3.744 > 0.20$$

$$R_{max} = \frac{P_u}{\Phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uy}}{\Phi M_{ny}} + \frac{M_{uz}}{\Phi M_{nz}} \right) = 3.828 > 1.00 \quad \text{No Cumple}$$

Fuerza Cortante

$$\frac{V_{uy}}{\Phi V_{ny}} = 0.010 < 1.00 \quad \text{OK}$$

$$\frac{V_{uz}}{\Phi V_{nz}} = 0.018 < 1.00 \quad \text{OK}$$

c.2. Verificación de diseño de elementos cable mediante Esfuerzos Admisibles (ASD)

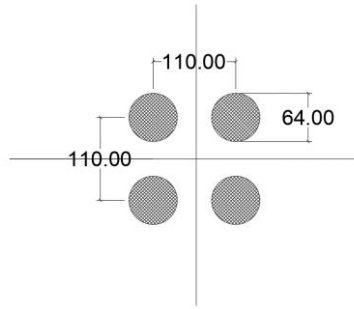


Tabla 76

Cálculo de factor de seguridad de cable principal del puente colgante Cunyac por método ASD

Envolvente	Por lado	Und.	Verificación ASD Cable Principal		Rotura (dato WAAGNER BIRÓ)	Und.	Factor de Seguridad
			Por Cable	Und.			
Env. Resistencia	1012.098	tonf	253.02	tonf	380.000	tonf	1.50
Env. Servicio	774.328	tonf	193.58	tonf	380.000	tonf	1.97

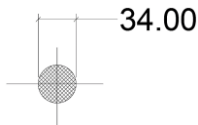


Tabla 77

Cálculo de factor de seguridad de cable Péndolas del puente colgante Cunyac por método ASD

Envolvente	Por lado	Und.	Verificación ASD Cable Péndolas		Rotura (dato WAAGNER BIRÓ)	Und.	Factor de Seguridad
			Por Cable	Und.			
Env. Resistencia	45.80	tonf	45.80	tonf	102.00	tonf	2.22
Env. Servicio	33.26	tonf	33.26	tonf	102.00	tonf	3.06

El detalle de resultados del análisis de perfiles estructurales completo se muestra en el Anexo

CAPÍTULO V: DISCUSIÓN

5.1. Contraste de resultados referentes al marco teórico

- **¿Cuáles fueron las ventajas de llevar a cabo mediciones de vibración ambiental en el puente Cunyac?**

Conocer los parámetros de vibración y características del material de un sistema mecánico o estructural, resulta ser una combinación eficaz para realizar un modelamiento numérico mucho más preciso. Las vibraciones ambientales, producidas por efectos ambientales, representan una ventaja respecto de otros métodos que resultarían sumamente complicados de aplicar debido a la complejidad de excitar una estructura cuya masa supera las 700 Ton.

Esta tesis logró demostrar que la teoría aplicable para puentes colgantes de luces cortas inferiores a los 200 metros, puede ser utilizada.

- **¿Se puede llevar a cabo la identificación de frecuencias y periodos de vibración en cualquier parte de la estructura del puente?**

Los procedimientos de la obtención de las frecuencias y periodos de vibración de un puente colgante, no pueden realizarse sin antes haber realizado un modelamiento numérico mediante el cual se obtenga, las frecuencias, periodos y sus formas modales, las cuales permitirán esquematizar un plan de series de recolección de aceleraciones sobre la estructura del puente, ya que ello permite tener parámetros de control, donde se presentan las formas del comportamiento modal del puente.

Esta tesis verifico que la medición de vibraciones sobre la losa del puente o la superestructura metálica (brida) proporcionan datos que no reflejan mayor inconveniente debido a que la variación de frecuencias, ya que estas en un principio se creían que podrían variar significativamente debido a efectos de atenuación, esta tesis demuestra que la variación porcentual de las frecuencias es inferior al 3%, pero sí existirá una variación significativa de la amplitud de las mismas de manera significativa, porque podemos concluir que este efecto sí sería incidente en el análisis de amortiguamiento del sistema.

- **¿La implementación práctica de análisis de vibraciones y análisis de elementos finitos de un puente colgante es recomendable?**

Al respecto, se debe mencionar que la implementación practica para evaluaciones de puentes es complejo, debido a dos componentes que viabilizan o imposibilitan la



concretización de la realización de un estudio o investigación, el primero es el aspecto económico que está ligado a la instrumentación de equipos, software de procesamiento de datos de vibración, sensores, actualmente no es accesible para cualquier estudiante de pregrado; el segundo aspecto es el esfuerzo académico que implica imbuirse en un tema complejo como es el tratamiento de puentes colgantes, debido a que como ya se mencionó en tesis de investigación de posgrado, el acceso y bibliografía relacionada al tratamiento de puentes colgantes es escaso, el comportamiento de algunos componentes es no lineal, lo cual suma un tema adicional a tomar en cuenta en la dificultad de procesamiento e interpretación de datos, el tema de vibraciones es un campo amplio de la ingeniería mecánica, que es poco desarrollado en cursos de pregrado en las escuela de ingeniería civil y además del tratamiento del tema de elementos finitos el cual es un curso que se trata en cursos de posgrado de la línea de análisis estructural y de mecánica de materiales; por lo expuesto para desarrollar la implementación de estudio de evaluación estructural de un puente colgante requiere de la colaboración de profesionales especializados en análisis estructural avanzado y dinámica, sin embargo el desarrollo de investigaciones relacionadas al diagnóstico estructural de puentes es un campo que requiere seguir desarrollándose.

Existe un margen de incertidumbre en el modelamiento numérico, debido a condiciones o suposiciones de análisis iniciales, al analizar una estructura, por lo que es necesario entender que para minimizar estas condiciones no asumidas, se deberá llevar a cabo un análisis de sensibilidad, el cual parte de determinar la variación entre las mediciones de frecuencias obtenidas mediante el procesamiento de las señales de aceleración con la transformada de Fourier y las frecuencias obtenidas mediante el análisis numérico, las cuales deberán tener un grado de similitud significativo respecto el uno del otro.

- **¿La implementación práctica de análisis de vibraciones y análisis de elementos finitos de un puente colgante es recomendable?**

El análisis de elementos finitos, es un método de gran precisión siempre y cuando se incluyan criterios orientados desde una perspectiva con profunda noción del comportamiento de estructuras del tipo reticulado, cable, condiciones de frontera relacionadas al comportamiento de rotulas o uniones entre elementos, además de conocer si es factible las propiedades constitutivas de los materiales, además de la correcta representación numérica de apoyos y sus restricciones a desplazamiento o rotación en todos sus ejes.

5.2. Interpretación de los Resultados.

▪ Del análisis de compatibilidad estructural

Como se puede observar en la Tabla 33, se determinó que la estructura es compatible, de acuerdo al cálculo de variación de masa en términos de porcentaje, se determina que la variación máxima ronda el 1.6% del cálculo de peso de la estructura del puente.

▪ Del análisis de parámetros dinámicos del puente Cunyac.

Se obtuvieron frecuencias en diferentes partes del puente, bajo diferentes condiciones de funcionamiento del puente, una de ellas es cuando existe tráfico y la segunda no hay presencia de tráfico, inicialmente se tenía un grado de incertidumbre acerca de la proximidad o diferencia de valores medidos, pero se puede verificar que la diferencia porcentual es mínima, la cual ronda valores de diferencia inferiores al 5%, entre medidas de aceleración tanto en la losa o la brida superior de la viga de rigidez.

▪ Del análisis de sensibilidad

El análisis de sensibilidad llevado a cabo en la presente tesis, logró alcanzar un error máximo del 4%, entre valores para las primeras frecuencias y un máximo error del 3.45%, para frecuencias asociadas a partir del tercer modo.

Se llevó a cabo un análisis para determinar si la variación estadística es significativa o no.

Del análisis de sensibilidad variando las condiciones de masa se puede señalar:

- Al 95% de confiabilidad según el análisis de varianza, en las 10 mediciones en cada nivel de Pe C, se puede afirmar que la variación de masa no presenta diferencias estadísticamente significativas entre los grados de Pe C, dado $p = 0.740 > 0.05$.

Lo que se traduce en que se tiene un alto grado de aproximación significativa cuando se considera un peso de concreto de 2.45 ton/m³

Del análisis de sensibilidad variando las condiciones de rigidez de la estructura metálica se puede señalar:

- Al 95% de confiabilidad según el análisis de varianza, en las 10 mediciones en cada nivel de Rigidez, se puede afirmar que la variación de rigidez no difiere estadísticamente entre los grados de rigidez, dado $p = 0.979 > 0.05$.

Se deduce que tomando en cuenta un valor de Rigidez del acero de 200 000 tonf/m²

Del análisis de sensibilidad variando las condiciones de borde internas del puente Cunyac, se puede señalar:

- Al 95% de confiabilidad según el análisis de varianza, en las 10 mediciones la variación de parámetros de condición de borde, no difieren en los diferentes puntos de medición, dado $p = 0.982 > 0.05$.

La mejor aproximación a las frecuencias medidas directamente se logran con la cuarta condición de la tabla, la cual es eliminando o liberando los momentos de las rotulas de la viga de rigidez.

Y finalmente de las frecuencias obtenidas, del modelo calibrado versus las frecuencias medidas directamente, podemos señalar:

Al 95% de confiabilidad según la prueba t student, se puede afirmar ambas mediciones no presentan diferencias presenta diferencias estadísticamente significativas, dado $p = 0.943 > 0.05$, al combinar las condiciones antes mencionadas, se logra un modelo analítico que refleja unas frecuencias muy próximas a los valores medidos directamente sobre la estructura.

▪ **Del análisis de la determinación de los factores de resistencia**

Luego de la obtención del modelo de elementos finitos, se evaluó la estructura del puente Cunyac bajo los lineamientos vigentes establecidos según la AASHTO LRDF 2017 Bridge Desing y el Manual de puentes 2018, se presenta a continuación un resumen del estado de cada elemento estructural conformante de la estructura del puente Cunyac, para mayor precisión del detalle y ubicación del componente ver Anexo 3 – Plano E 08 y la verificación de diseño de cada elemento en Anexo 3 – c.2.5 :

Tabla 78

Verificación de Elementos estructurales del Puente Cunyac.

N°	Código de Elemento	Relación de esbeltez	Resistencia a fuerza axial	Resistencia a la flexión	Combinado fuerza (tensión + flexión)	Resistencia a corte
----	--------------------	----------------------	----------------------------	--------------------------	--------------------------------------	---------------------



1	Elemento 1	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple
2	Elemento 2	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple
3	Elemento 3	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple
4	Elemento 4	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple
5	Elemento 5	cumple	no cumple	cumple	no cumple	cumple
6	Elemento 6	cumple	no cumple	no cumple	no cumple	cumple
7	Elemento 7	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple
8	Elemento 8	no cumple	no cumple	no cumple	no cumple	cumple
9	Elemento 9	no cumple	no cumple	no cumple	no cumple	cumple
10	Elemento 10	no cumple	cumple	cumple	no cumple	cumple
11	Elemento 11	no cumple	no cumple	no cumple	no cumple	cumple
12	Elemento 12	cumple	cumple	cumple	no cumple	cumple
13	Elemento 13	cumple	cumple	cumple	no cumple	cumple
14	Elemento 14	cumple	cumple	no cumple	no cumple	cumple
15	Elemento 15	cumple	cumple	cumple	no cumple	cumple
16	Elemento 16	cumple	cumple	cumple	no cumple	cumple
17	Elemento 17	cumple	cumple	cumple	no cumple	cumple
18	Elemento 18	cumple	cumple	no cumple	no cumple	cumple

5.3. Comentario de la demostración de la hipótesis

Se determino la respuesta estructural del puente Cunyac, utilizando el método de elementos finitos, modelo que fue calibrado luego de la obtención de las frecuencias obtenidas experimentalmente.

Para este fin, es necesario mencionar respecto de la validez de los instrumentos, que se usaron para la recolección de aceleraciones, los cuales tienen un gran aplicabilidad y uso en laboratorios de física en distintas universidades del Perú y del mundo, y para el procesamiento de gabinete se utilizaron softwares reconocidos y de aplicabilidad en el diseño y análisis de estructuras importantes alrededor del mundo.

El método empleado para la demostración de la hipótesis fue tomado de la teoría planteada por (Abdel - Ghaffar & G. W, 1978) (Altin, Kaptan, & Tezcan, 2012), (Carrión et al., 1999) , (McLamore, Hart, & Stubbs, 1971), (Shinozuka et al, 2009), por citar a algunos autores por lo que la validez interna y externa de esta investigación tiene un precedente significativo y relevante.

El nivel de confiabilidad de los datos también queda demostrado en el desarrollo de la tesis, habiéndose logrado un resultado que demuestra que los valores obtenidos estadísticamente no presentan errores que superen el 5% de diferencia entre las frecuencias presentes en la estructura del puente y el modelo numérico de elementos finitos.

5.4. Aporte de la Investigación

- Esta tesis logro realizar una caracterización numérica de elementos finitos representativa del puente Cunyac.
- Esta tesis logro obtener los valores de los periodos y frecuencias de vibración del puente colgante Cunyac.
- Se ha planteado un esquema procedimental para la evaluación estructural de puentes.
- Se ha demostrado que el puente Cunyac, luego de ser analizado el modelo calibrado, que no cumple con los parámetros vigentes establecidos en las normas vigente como son la AASHTO LRFD 2017 Bridge Design y Manual del puente 2018.
- En esta tesis se responde a la interrogante de si proporcionan mejores registros de aceleración, lo que se obtengan sobre la estructura metálica o la losa del puente, por lo que se puede señalar que los datos presentan una mejor precisión si se miden directamente sobre la estructura metálica del puente, ya que, si se miden sobre la losa del puente, existen factores de disipación o amortiguamiento del sistema.

Glosario

A

- **Aceleración:** Llamamos aceleración en física a una magnitud vectorial (es decir, que dotada de dirección) que señala la variación en la velocidad conforme al transcurrir del tiempo de un objeto que se encuentra en movimiento. Normalmente se representa con el signo a y su unidad de medida en el Sistema Internacional es m/s^2 (metros por segundo al cuadrado).
- **Acelerograma:** es una representación temporal de la aceleración que experimenta el suelo en un determinado punto durante un terremoto Los acelerogramas se caracterizan por ser altamente irregulares y oscilatorios, con pequeñas amplitudes iniciales que crecen rápidamente hasta alcanzar los valores máximos y decrecer igualmente rápido hasta que se detiene el movimiento.
- **Amortiguamiento:** (c) es la capacidad de disipar o absorber la energía, referida al amortiguamiento viscoso ($f = c \dot{x}$) es medido en $N \cdot s / m$.
- **Amplitud:** Medida de la variación máxima del desplazamiento que varía periódicamente en el tiempo.



- **Análisis dinámico:** Comprende el análisis de las fuerzas, desplazamientos, velocidades y aceleraciones que aparecen en una estructura o mecanismo como resultado de los desplazamientos y deformaciones que aparecen en la estructura.
- **Análisis Eigenvalue o vectores propios** es un análisis que permite obtener propiedades dinámicas de una estructura mediante la resolución de la ecuación característica compuesta de matriz de masa y la matriz de rigidez. Las propiedades dinámicas incluyen modos naturales (o modo formas), los períodos naturales (o frecuencias) y factores de participación modal.
- **Análisis Modal** El análisis modal es utilizado para determinar los modos de vibración de una estructura. Estos modos son útiles para comprender el comportamiento de la estructura. También pueden ser utilizados (los modos de vibración) como base de la superposición modal en los casos de análisis de espectro de respuesta y tiempo–historia.
- **Análisis modal:** La forma teórica del análisis modal consiste en plantear la ecuación del movimiento, suponer una forma de la respuesta e imponer que esta cumpla la ecuación que gobierna el movimiento del sistema, lo que supone resolver un problema de autovalores y autovectores, como se indica en Ewins (2000). Dicho problema puede ser un proceso largo en el caso de tratar un sistema de varios grados de libertad. Para obtener la ecuación de movimiento es necesario calcular las matrices de masa y rigidez y los factores de amortiguamiento. Para el análisis modal experimental no es preciso el cálculo de estas matrices.
- **Anova:** Un análisis de varianza (ANOVA) prueba la hipótesis de que las medias de dos o más poblaciones son iguales. Los ANOVA evalúan la importancia de uno o más factores al comparar las medias de la variable de respuesta en los diferentes niveles de los factores. La hipótesis nula establece que todas las medias de la población (medias de los niveles de los factores) son iguales mientras que la hipótesis alternativa establece que al menos una es diferente.

C

- **Catenaria:** La catenaria es la curva cuya forma es la que adopta una cuerda de densidad uniforme sujeta por sus dos extremos y sometida únicamente a la fuerza de la gravedad.
- **Confiabilidad:** Grado en que una prueba, un experimento o un instrumento de medición entrega los mismos resultados cada vez.

D