UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TESIS

DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE VIBRACIÓN Y CALIBRACIÓN DE MODELO NUMÉRICO DEL PUENTE BY-PASS DE LA AVENIDA TUPAC AMARU UTILIZANDO ENSAYOS OMA, CUSCO – 2023

PRESENTADO POR:
Br. EDWIN HIDALGO BANDA ROQUE
Br. WILLIAM CONYA ASCUE

PARA OPTAR AL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ASESOR:
Ing. MIJAIL MONTESINOS ESCOBAR

CUSCO – PERÚ

2024

INFORME DE ORIGINALIDAD

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

El que suscribe, **Asesor** del trabajo de investigación/tesis titulada: "DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE VIBRACIÓN Y CALIBRACIÓN DE MODELO NUMÉRICO DEL PUENTE BY-PASS DE LA AVENIDA TUPAC AMARU UTILIZANDO ENSAYOS OMA, CUSCO - 2023"

presentado por: BANDA ROQUE EDWIN HIDALGO con DNI Nro.: 73582670 presentado por: CONYA ASCUE WILLIAM con DNI Nro.: 73001922 para optar el título profesional/grado académico de INGENIERO CIVIL

Informo que el trabajo de investigación ha sido sometido a revisión por 03 veces, mediante el Software Antiplagio, conforme al Art. 6° del ***Reglamento para Uso de Sistema Antiplagio de la UNSAAC*** y de la evaluación de originalidad se tiene un porcentaje de 1 %.

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

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

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

Cusco, 02 de Julio de 20 24

Firma

Post firma Mijail Montesinos Escobar

Nro. de DNI 44885194

ORCID del Asesor 0000-0001-8965-5000

Se adjunta:

1. Reporte generado por el Sistema Antiplagio.
2. Enlace del Reporte Generado por el Sistema Antiplagio: **oid:** 27259:364166398

NOMBRE DEL TRABAJO

DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE VIBRACIÓN Y CALIBRACIÓN DE MODELO NUMÉRICO DEL PUENTE BY-PASS DE LA AVENIDA TUPAC AMARU UTILIZANDO ENSAYOS OMA, CUSCO-2023

AUTOR

EDWIN-WILLIAM BANDA-CONYA

RECUENTO DE PALABRAS

9676 Words

RECUENTO DE CARACTERES

146501 Characters

RECUENTO DE PÁGINAS

185 Pages

TAMAÑO DEL ARCHIVO

48.1MB

FECHA DE ENTREGA

Jul 2, 2024 12:17 PM GMT-5

FECHA DEL INFORME

Jul 2, 2024 12:22 PM GMT-5

1% de similitud general

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

- 1% Base de datos de Internet
- 0% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de Crossref
- Base de datos de contenido publicado de Crossref
- 1% Base de datos de trabajos entregados

Excluir del Reporte de Similitud

- Material bibliográfico
- Material citado
- Material citado
- Coincidencia baja (menos de 15 palabras)

DEDICATORIA

Quiero dedicar el fruto de este trabajo a mis queridos padres: ***Estanislao Banda Ccasa*** *y* ***lucia Roque Chino*** *quienes han sido mi mayor apoyo y fuente de inspiración durante todo este proceso. Su amor, paciencia y sacrificio han sido esenciales para culminar con mis estudios universitarios y permitirme cumplir un sueño.*

A mis hermanos Eloy y Nelly, *por sus consejos, palabras de aliento y por el apoyo brindado para alcanzar esta meta. gracias por confiar en mí.*

A dios, *por permitirme llegar a esta etapa de mi vida, tener y desfrutar de mi familia, por darme la fortaleza y salud para concluir este trabajo de tesis y cumplir el anhelo más deseado de mi vida personal.*

Bach. Edwin Hidalgo Banda Roque

Para mis padres ***Mario Conya*** *e* ***Isabel Ascue*** *y* ***hermanos****, por su apoyo incondicional en los buenos y malos momentos, ellos me inculcaron principios y valores, a seguir el camino de la perseverancia en mis metas, a crecer como persona; todo ello con una gran dosis de amor infinito.*

A Martha Luz, *una persona muy especial para mí, que también estuvo presente con su incondicional apoyo moral.*

Este logro se los dedico a ellos, estando infinitamente agradecido.

Bach. William Conya Ascue

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, queremos expresar nuestro más profundo agradecimiento a dios, por habernos dado la vida, la salud y la fortaleza para completar este camino. Su guía y protección han sido fundamentales en cada paso que hemos dado.

A nuestras familias, les agradecemos de todo corazón por su amor incondicional, su apoyo constante y por creer en nosotros incluso cuando las cosas se ponían difíciles. Su fe en nosotros ha sido nuestra mayor motivación.

A nuestra alma mater, la Universidad Nacional de San Antonio Abad Del Cusco, por su invaluable contribución a nuestra formación académica. En especial a la escuela profesional de Ingeniería Civil y a todo el cuerpo docente quienes han compartido sus conocimientos y experiencias durante nuestra formación académica y por proporcionarnos las herramientas y recursos necesarios para llevar a cabo esta investigación.

A nuestro asesor de tesis Ing. Mijail Montesinos Escobar por su apoyo y orientación en la realización de esta tesis. Su compromiso, experiencia y dedicación han sido fundamentales para el éxito de este trabajo.

A nuestros amigos y compañeros con los que compartimos esta etapa tan importante de nuestras vidas.

Los graduandos.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA ..... **II**

AGRADECIMIENTOS ..... **III**

ÍNDICE DE TABLAS ..... **IX**

ÍNDICE DE FIGURAS ..... **X**

ÍNDICE DE ANEXOS ..... **XIV**

RESUMEN ..... **XV**

ABSTRACT ..... **XVI**

CAPITULO I. INTRODUCCIÓN **17**

1.1. Planteamiento del problema 17

1.2. Formulación de problemas de investigación 18

1.2.1. Problema general 18

1.2.2. Problemas específicos 18

1.3. Objetivos de la Investigación 19

1.3.1. Objetivo General 19

1.3.2. Objetivos Específicos 19

1.4. Justificación de la Investigación 19

1.4.1. Justificación Teórica 19

1.4.2. Justificación Práctica 20

1.4.3. Justificación Metodológica 20

1.5. Alcance y Limitaciones de la Investigación 20

1.5.1. Alcance 20

1.5.2. Limitaciones 22

1.6. Metodología de la Investigación 23

CAPITULO II. MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL **26**

2.1. Marco Teórico 26
2.1.1. Puente Atirantado 26
2.1.1.1. Elementos de un Puente Atirantado 26
2.1.2. Dinámica de Estructuras 29
2.1.3. Grados de Libertad (GDL) 29
2.1.4. Sistemas con un Grado de Libertad (1GDL) 30
2.1.4.1. Ecuación de Movimiento Debido a una Fuerza Externa 30
2.1.4.2. Vibración Libre 31
2.1.4.3. Vibración Libre no Amortiguada 32
2.1.4.4. Vibración Libre Amortiguada 33
2.1.5. Sistemas de Varios Grados de Libertad (VGDL) 36
2.1.5.1. Ecuación de Movimiento Para Sistemas de VGDL 36
2.1.5.2. Vibración Libre de Sistemas de VGDL sin Amortiguamiento 38
2.1.5.3. Vibración Libre de Sistemas de VGDL con Amortiguamiento 39
2.1.6. Análisis Modal 41
2.1.6.1. Análisis Modal Experimental (EMA) 43
2.1.6.2. Análisis Modal Operacional (OMA) 44
2.1.7. Equipos de Medición 45
2.1.7.1. Transductores de Vibración 45
2.1.7.2. Acelerómetros 46
2.1.7.3. Sistema de Adquisición de Datos (DAQ) 49
2.1.8. Métodos de Análisis Modal Operacional 49
2.1.9. Métodos no Paramétricos en el Dominio de la Frecuencia 50
2.1.9.1. Método de Selección de Picos (PP) 51
2.1.9.2. Método de Descomposición en el Dominio de la Frecuencia (FDD) 52

2.1.9.3. Método de descomposición en el Dominio de la Frecuencia Mejorada (EFDD) ...53

2.1.10. Métodos Paramétricos en el Dominio del Tiempo ...54

2.1.10.1. Método de Identificación del Subespacio Estocástico (SSI) ...54

2.1.11. Software de Análisis Modal Operacional ...54

2.1.12. Análisis de Elementos Finitos ...55

2.1.13. Software de Análisis Estructural ...56

2.1.14. Criterio de Correlación Modal (MAC) ...57

2.1.15. Calibración de Modelos de Elementos Finitos ...58

2.2. Antecedentes de la Investigación ...59

2.2.1. Antecedentes Regionales ...59

2.2.2. Antecedentes Nacionales ...60

2.2.3. Antecedentes Internacionales ...61

CAPITULO III. HIPÓTESIS Y VARIABLES ...65

3.1. Hipótesis ...65

3.1.1. Hipótesis General ...65

3.1.2. Hipótesis Especifica ...65

3.2. Variables ...65

3.2.1. Identificación de Variables ...65

3.2.2. Identificación de Indicadores ...65

3.2.3. Operacionalización de Variables ...66

CAPITULO IV. INSTRUMENTACIÓN, ADQUISICIÓN Y PROCESAMIENTO DE DATOS EXPERIMENTALES ...68

4.1. Caso de Estudio ...68

4.1.1. Ubicación y Descripción del Puente ...68

4.1.2. Características Geométricas ...71

4.1.3. Propiedades de los Materiales 71

4.1.4. Normas y Reglamentos 72

4.2. Modelado Preliminar del Puente 72

4.3. Descripción de Equipos Utilizados 73

4.3.1. Acelerómetros 74

4.3.2. Sistema de Adquisición de Datos 74

4.3.3. Computadora y Cables 75

4.4. Ubicación y Distribución de los Sensores de Medición 76

4.5. Tiempo de Prueba y Frecuencia de Muestreo 84

4.6. Registro de las Señales de Vibración Ambiental 85

4.7. Procesamiento de Señales 90

4.8. Identificación de Parámetros Dinámicos 92

CAPITULO V. ELABORACIÓN DE MODELO DE ELEMENTOS FINITOS 96

5.1. Modelado Numérico del Puente Utilizando un Programa de Análisis Estructural 96

5.2. Análisis Modal del Puente con el Programa de Análisis Estructural 96

5.2.1. Definición de la Geometría 96

5.2.1.1. Modelado del Puente en Programa CAD 96

5.2.1.2. Importación del Modelo CAD en el programa de Análisis Estructural 98

5.2.2. Definición de Materiales 98

5.2.3. Definición de Secciones 103

5.2.4. Definición y Asignación de Cargas Adicionales 111

5.2.5. Discretización del Modelo (mallado) 112

5.2.6. Asignación de Restricciones 113

5.3. Resultados del Análisis Modal 114

CAPITULO VI. COMPARACIÓN DE RESULTADOS Y CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO....118

6.1. Comparación de Resultados del FEM Y OMA....118

6.2. Calibración del Modelo Numérico....119

CAPITULO VII. RESULTADOS E INTERPRETACIÓN....126

7.1. Resultados del Método Experimental....126

7.2. Resultados del Método Analítico....126

7.3. Resultados de la Calibración del Modelo Numérico....127

CAPITULO VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES....129

8.1. Conclusiones....129

8.2. Recomendaciones....131

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS....132

ANEXOS....137

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Operacionalización de las variables de la investigación.....67

Tabla 2. Características básicas del puente.....71

Tabla 3. Propiedades de los materiales.....72

Tabla 4. Características técnicas de acelerómetros empleados para la investigación.....74

Tabla 5. frecuencias naturales y factores de amortiguamiento experimentales obtenidos a partir del análisis modal operacional (OMA).....94

Tabla 6. Propiedades de materiales considerados en el modelo de elementos finitos.....99

Tabla 7. Módulo de elasticidad equivalente de acero en tirantes.....100

Tabla 8. Masa adicional considerada en el modelo de EF.....112

Tabla 9. Periodos y frecuencias naturales obtenidas del modelo de EF.....114

Tabla 10. Comparación de resultados experimentales y analíticos del modelo inicial a través del MAC.....118

Tabla 11. Parámetros estructurales.....119

Tabla 12. Resumen de resultados del proceso de calibración de propiedades mecánicas.....122

Tabla 13. valores del módulo de elasticidad de tirantes después del proceso de calibración y optimización.....123

Tabla 14. Comparación de frecuencias naturales obtenidas experimentalmente (SSI) y analíticamente (MEF) después del proceso de calibración.....124

Tabla 15. Resultados del método experimental (OMA).....126

Tabla 16. Resultados del método de elementos finitos (MEF).....127

Tabla 17. Resultados de calibración del modelo de elementos finitos.....127

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Metodología propuesta para el desarrollo de la investigación 25

Figura 2. Puentes soportados por cables 26

Figura 3. Disposición longitudinal de tirantes 27

Figura 4. Disposición transversal de tirantes según el número de planos de atirantamiento .28

Figura 5. Algunos tipos de pilares usados en puentes atirantados 28

Figura 6. Representación gráfica de un sistema con un grado de libertad.....30

Figura 7. Representación gráfica de fuerzas que actúan sobre un sistema en un instante de tiempo 30

Figura 8. Movimiento no amortiguado de un sistema en vibración libre 33

Figura 9. (a) Oscilador con amortiguación viscosa. (b) Diagrama de cuerpo libre 34

Figura 10. Vibración libre de sistemas subamortiguado, críticamente amortiguado y sobreamortiguado.....35

Figura 11. (a) estructura de cortante de dos niveles; (b) fuerzas que actúan en las dos masas 37

Figura 12. Representación gráfica de los modos de vibración 42

Figura 13. Esquema explicativo de la aplicación OMA 45

Figura 14. Acelerómetros para medición de vibraciones ambientales 46

Figura 15. Sección típica de un acelerómetro piezoeléctrico uniaxial 47

Figura 16. Sección típica de un acelerómetro piezoresistivo uniaxial.....48

Figura 17. Sección típica de un acelerómetro capacitivo uniaxial 48

Figura 18. Sistema de adquisición de datos o señales 49

Figura 19. Métodos para realizar análisis modal operacional (OMA) 50

Figura 20. Representación de picos en el espectro de densidad de potencia (PSD) que señalan las frecuencias naturales 51

Figura 21. Representación de los valores singulares de la matriz de densidad espectral 52

Figura 22. Aplicación del parámetro MAC (línea roja) en los valores singulares 53

Figura 23. Interfaz de usuario del software ARTeMis Modal 55

Figura 24. Interfaz de usuario del software de análisis estructural 57

Figura 25. Ubicación del puente By Pass 68

Figura 26. Vista lateral del puente atirantado 69

Figura 27. Vista de rampa de acceso oeste del puente 70

Figura 28. Vista de rampa de acceso este del puente 70

Figura 29. Vista de tramo central del puente desde el acceso este 70

Figura 30. Equipos utilizados para la adquisición de datos 73

Figura 31. Sistema de adquisición de datos utilizado para la prueba de campo 75

Figura 32. Tendido de cables sobre el tablero del puente 76

Figura 33. Acelerómetro referencial (Ref.1) vertical y transversal ubicado en el nodo 6 78

Figura 34. Acelerómetro referencial (Ref.2) en dirección vertical ubicado en el nodo 24 78

Figura 35. Acelerómetro móvil en dirección vertical en el nodo 36 79

Figura 36. Acelerómetro móvil en dirección vertical y transversal en el nodo 18 79

Figura 37. Definición de puntos de localización de sensores para la prueba de vibración ambiental sobre el tablero 80

Figura 38. Localización de sensores de medición sobre el tablero (configuraciones 1 al 17) 81

Figura 39. Definición de puntos de localización de sensores de medición en pilares 81

Figura 40. Localización de sensores de medición en pilares: a) configuración N°18 b) configuración N°19 c) configuración N°20 y d) configuración N°21 82

Figura 41. Montaje final del equipo de adquision de datos y realización de la prueba 85

Figura 42. Registro de series temporales de aceleraciones durante el día 1 86

Figura 43. Registro de series temporales de aceleraciones durante el día 2 86

Figura 44. Registro de aceleraciones de todas las configuraciones realizadas 87

Figura 45. Geometría de la estructura y registro de aceleraciones en el software de análisis modal operacional 91

Figura 46. Identificación de modos utilizando el algoritmo SSI-UPC Merged 93

Figura 47. Formas modales obtenidos a partir del análisis modal operacional (OMA) 95

Figura 48. Constatación de medidas de los elementos estructurales del puente en campo 96

Figura 49. Modelo geométrico del puente en el programa CAD 97

Figura 50. Modelo CAD importado en el software de análisis estructural 98

Figura 51. Definición de propiedades del concreto $fc' = 280\ kg/cm2$ 101

Figura 52. Definición de propiedades del acero estructural $fy = 4200\ kg/cm2$ 101

Figura 53. definición de propiedades del acero de tirantes 102

Figura 54. Sección típica de vigas principales y secundarias 103

Figura 55 . Definición de sección de vigas primarias y secundarias 104

Figura 56. Sección de tablero considerado en el modelo de EF 105

Figura 57. Definición de sección transversal del tablero 105

Figura 58. Sección de pilar considerada en el modelo de EF 106

Figura 59. Definición de sección del pilar 107

Figura 60. Sección de la viga diafragma considerada en el modelo FEM 107

Figura 61. Definición de sección de viga diafragma superior 108

Figura 62. Sección de cajuela considerada en el modelo de EF 108

Figura 63. definición de sección de cajuela: a) cajuela horizontal b) cajuela vertical 109

Figura 64. Representación gráfica de cajuela en el software de análisis estructural 110

Figura 65. definición de secciones del tirante del puente 111

Figura 66. Cargas adicionales asignadas 112

Figura 67. Modelo de elemento finito del puente By Pass discretizado.....113

Figura 68. Asignación de restricciones en el modelo de EF.....113

Figura 69. Modelo final de elemento finito del puente By Pass.....114

Figura 70. Formas modales y frecuencias naturales del análisis del modelo de EF.....115

Figura 71. Sensibilidad de frecuencias naturales en cada forma modal 120

Figura 72. MAC (a) antes de la calibración (b) después del proceso de calibración.....125

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO A. PANEL FOTOGRÁFICO 138

ANEXO B. MATRIZ DE CONSISTENCIA 143

ANEXO C. FICHA TÉCNICA DE ACELERÓMETRO MODELO 393B 146

ANEXO D. FICHA TÉCNICA DE ACELERÓMETRO MODELO 601A02 148

ANEXO E. FICHA TÉCNICA DE ACELERÓMETRO MODELO 799M.....150

ANEXO F. CERTIFICADOS DE CALIBRACIÓN DE SENSORES DE MEDICIÓN.....152

ANEXO G. PERMISO PARA LA REALIZACIÓN DE LAS PRUEBAS DE CAMPO 159

ANEXO H. METRADO DE CARGAS ADICIONALES.....162

ANEXO I. CONTROL DE CALIDAD DE TENSADO DE TIRANTES.....168

ANEXO J. PLANOS DE CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO 173

RESUMEN

El análisis modal operacional (OMA) se ha convertido en una herramienta esencial en la ingeniería estructural para identificar las propiedades dinámicas de una estructura en condiciones operativas reales, sin necesidad de aplicar fuerzas de excitación conocidas. Esta metodología permite monitorear la salud estructural, identificar posibles daños, validar modelos numéricos y mejorar la seguridad de las estructuras.

La presente investigación tiene como objetivo determinar los parámetros dinámicos de vibración del puente By Pass mediante el uso de técnicas de análisis modal operacional y modelo numérico calibrado. Para lograr este propósito, se creó un modelo analítico de elementos finitos en un software de análisis estructural con base en los documentos del proyecto. Este modelo se utilizó para realizar un análisis preliminar, planificar la instrumentación y llevar a cabo registros de vibración ambiental in situ utilizando acelerómetros uniaxiales y un sistema de adquisición de datos. Posteriormente, se realizó la identificación modal a través del método SSI (identificación de subespacios estocásticos) utilizando un software de análisis modal operacional para determinar las propiedades dinámicas de la estructura. Finalmente, se realizó un proceso de calibración y optimización del modelo analítico mediante un análisis de sensibilidad, considerando el criterio de garantía modal (MAC) para garantizar la precisión y fiabilidad de los resultados obtenidos.

Como resultado del ensayo experimental, se determinaron seis modos de vibración con frecuencias de 1.60, 2.07, 2.61, 3.01, 3.44 y 4.81 Hz y coeficientes de amortiguamiento de 2.98%, 2.74%, 1.28%, 1.17%, 0.85% y 2.53% respectivamente. Mediante la calibración del modelo se obtuvo frecuencias de 1.65, 2.00, 2.65, 2.82, 3.48 y 4.77 Hz. En cuanto al MAC, se obtuvieron valores de 0.93, 0.94, 0.92, 0.86, 0.86 y 0.92 para cada forma modal identificado.

Palabras clave: vibraciones, OMA, puentes, frecuencia natural, formas modales, sensibilidad

ABSTRACT

The Operational Modal Analysis (OMA) has become an essential tool in structural engineering to identify the dynamic properties of a structure under real operating conditions, without the need for known excitation forces. This methodology allows for structural health monitoring, identification of potential damages, validation of numerical models, and improvement of structural safety.

The objective of this research is to determine the dynamic vibration parameters of the By Pass bridge through the use of operational modal analysis techniques and calibrated numerical model. To achieve this purpose, a finite element analytical model was created in structural analysis software based on the project documents. This model is used to perform preliminary analysis, plan instrumentation, and perform in situ environmental vibration recordings using uniaxial accelerometers and a data acquisition system. Subsequently, modal identification was performed through the SSI (stochastic subspace identification) method using operational modal analysis software to determine the dynamic properties of the structure. Finally, a calibration and optimization process of the analytical model was carried out through a sensitivity analysis, considering the modal guarantee criterion (MAC) to guarantee the precision and reliability of the results obtained.

As a result of the experimental test, six vibration modes were determined with frequencies of 1.60, 2.07, 2.61, 3.01, 3.44 and 4.81 Hz and damping coefficients of 2.98%, 2.74%, 1.28%, 1.17%, 0.85% and 2.53% respectively. And by calibrating the model, frequencies of 1.65, 2.00, 2.65, 2.82, 3.48 and 3.77 Hz were obtained. As for the MAC, values of 0.93, 0.94, 0.92, 0.86, 0.86 and 0.92 were obtained for each identified mode shape.

Keywords: Vibrations, OMA, bridges, natural frequency, modal shapes, sensitivity.

CAPITULO I. INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del problema

Los puentes son elementos fundamentales en un sistema de transportes y su funcionamiento pueden tener consecuencias en el ámbito económico y social de un país. No obstante, los puentes al igual que todas las estructuras civiles, sufren deterioro a lo largo de su vida útil debido a diversos factores, tales como la fatiga causada por las cargas repetidas del tráfico, la ocurrencia de eventos sísmicos u otros efectos ambientales (Montalto Bolaños, 2016). Por lo tanto, se resalta la importancia de conocer la forma en que se comportan las estructuras a lo largo del tiempo con el propósito de adoptar medidas preventivas y eficaces para garantizar la seguridad y estabilidad de estas más allá del diseño original.

Ante esta problemática, surgió la necesidad de implementar técnicas experimentales que permitan comprender adecuadamente el comportamiento real de las estructuras en las etapas posteriores a su construcción, así como detectar daños después de la ocurrencia de eventos como sismos a partir del análisis de las vibraciones en la estructura mediante la obtención de las propiedades dinámicas (Henao Ángel y otros, 2014). Estas técnicas se basan en el análisis modal, los cuales se clasifican dependiendo del tipo de excitaciones que tenga la estructura durante el ensayo, ya sean excitaciones artificiales o naturales.

En la actualidad, la identificación dinámica estructural a través de vibraciones ambientales es una herramienta de ingeniería empleada para describir y evaluar el comportamiento dinámico de una estructura. La identificación de estos parámetros dinámicos tiene importantes aplicaciones de ingeniería, como la detección de daños estructurales, actualización de modelos analíticos, modificación y rehabilitación estructural y control de vibraciones, entre otras.

A pesar de que en el Perú se ha utilizado la vibración ambiental para caracterizar estructuras, su implementación sigue siendo limitada en comparación con otras metodologías

más tradicionales de evaluación estructural. La vibración ambiental ofrece una herramienta no invasiva y eficaz para estudiar el comportamiento de las estructuras, pero su adopción generalizada requiere una mayor concienciación y promoción de sus beneficios en el ámbito de la ingeniería civil y la arquitectura.

El presente estudio tiene como objetivo determinar las propiedades dinámicas de vibración del puente By Pass mediante ensayos experimentales de identificación modal y modelo numérico calibrado con el propósito de evaluar su comportamiento dinámico, además de establecer una línea base para realizar un monitoreo y evaluación estructural del puente, para garantizar su funcionamiento y seguridad.

1.2. Formulación de problemas de investigación

1.2.1. Problema general

PG: ¿Cuáles son las propiedades dinámicas de vibración a partir de un modelo numérico calibrado utilizando ensayos de identificación modal del puente By Pass de la avenida Tupac Amaru de Cusco?

1.2.2. Problemas específicos

PE1: ¿Cuáles son las propiedades dinámicas de vibración utilizando análisis modal operacional (OMA) del puente By Pass de la avenida Tupac Amaru de Cusco?

PE2: ¿Existe concordancia entre el modelo numérico y planos de diseño del puente By Pass de la avenida Tupac Amaru de Cusco?

PE3: ¿Existe consistencia entre los resultados de parámetros dinámicos de vibración obtenidos a partir del análisis modal operacional (OMA) y modelo numérico del puente By Pass de la avenida Tupac Amaru de Cusco?

PE4: ¿Existe consistencia entre los resultados de parámetros dinámicos de vibración obtenidos a partir del análisis modal operacional y modelo numérico calibrado del puente By Pass de la avenida Tupac Amaru de Cusco?

1.3. Objetivos de la Investigación

1.3.1. Objetivo General

OG: Determinar las propiedades dinámicas de vibración a partir de un modelo numérico calibrado utilizando ensayos de análisis modal operacional del puente By Pass de la avenida Tupac Amaru de Cusco.

1.3.2. Objetivos Específicos

OE1: Identificar las propiedades dinámicas de vibración utilizando análisis modal operacional (OMA) en el puente By Pass de la avenida Tupac Amaru de Cusco.

OE2: Desarrollar un modelo numérico de elementos finitos en base a los planos de diseño del puente By Pass de la avenida Tupac Amaru de Cusco utilizando un programa de análisis estructural.

OE3: Comparar los resultados de la identificación de parámetros dinámicos obtenidos mediante análisis modal operacional y el análisis numérico.

OE4: Calibrar el modelo numérico en base a los resultados obtenidos por el método OMA del puente By Pass de la avenida Tupac Amaru de Cusco.

1.4. Justificación de la Investigación

1.4.1. Justificación Teórica

La necesidad de monitorear y evaluar la integridad estructural de construcciones civiles en estado de funcionamiento ha impulsado el avance de diversas técnicas que posibilitan identificar propiedades que, al variar con el tiempo, pueden indicar la presencia de daños. La investigación propuesta contribuirá al conocimiento existente al emplear ensayos de identificación modal y modelamiento numérico para determinar las propiedades dinámicas de vibración del puente bypass de la Avenida Tupac Amaru de Cusco. Mediante la aplicación de estas técnicas avanzadas, se podrá mejorar la comprensión teórica de cómo se comportan los

puentes en términos de vibración y cómo estas propiedades pueden influir en su integridad estructural.

1.4.2. Justificación Práctica

El puente bypass de la Avenida Tupac Amaru desempeña un papel crucial en la movilidad urbana de Cusco, siendo una vía importante para el tránsito vehicular, sin embargo, para garantizar su integridad estructural y seguridad es fundamental comprender y caracterizar su comportamiento dinámico en condiciones reales de operación. Esta investigación permitirá obtener valores precisos de las propiedades dinámicas de vibración del puente, lo que ayudará a largo plazo evaluar el estado actual y determinar si se requieren medidas de mantenimiento o mejoras para garantizar su funcionamiento seguro y eficiente.

1.4.3. Justificación Metodológica

El objetivo de esta investigación es determinar los parámetros dinámicos de vibración del puente bypass de Cusco utilizando ensayos de identificación modal y modelamiento numérico. Estos métodos no destructivos proporcionarán información detallada sobre las frecuencias naturales, formas modales de vibración y los factores de amortiguamiento del puente. Además, el desarrollo de un modelo numérico permitirá simular su comportamiento dinámico y evaluar su respuesta ante diferentes condiciones de excitación. La comparación de los resultados obtenidos de los ensayos y el modelamiento permitirá validar y mejorar la precisión de los modelos utilizados, lo que a su vez contribuirá al avance metodológico en el campo de la ingeniería de puentes.

1.5. Alcance y Limitaciones de la Investigación

1.5.1. Alcance

- La presente investigación se llevará a cabo en el puente By Pass de la avenida Tupac Amaru, ubicado en el distrito de Wanchaq, provincia y departamento del Cusco. El objetivo

principal de esta investigación es comprender el comportamiento dinámico del puente a través de sus propiedades dinámicas debido a las vibraciones ambientales. Es importante destacar que esta investigación se enfocará exclusivamente en este puente en particular y no se tomarán en cuenta otros puentes o estructuras.

- El estudio se llevará a cabo durante dos días en específico, los cuales serán determinados en base a la disponibilidad de acceso al puente y los recursos necesarios para la recopilación y análisis de datos. Durante este periodo de tiempo, se realizarán todas las actividades necesarias para llevar a cabo la investigación de manera efectiva.
- Se llevará a cabo un análisis modal operacional del puente utilizando técnicas de medición en el mismo lugar de su ubicación. Se utilizarán acelerómetros uniaxiales para recopilar datos de vibración y obtener información sobre las frecuencias naturales, los modos de vibración y el factor de amortiguamiento del puente. Además, se desarrollará un modelo matemático basado en las propiedades geométricas y materiales del puente, y se realizarán simulaciones para comprender su comportamiento dinámico y determinar sus propiedades dinámicas de vibración.
- Los parámetros dinámicos que se identificarán son las frecuencias naturales, los modos de vibración característicos y los coeficientes de amortiguamiento. Es importante tener en cuenta que estos parámetros son válidos para el estado estructural de la estructura en el momento de la prueba y las condiciones ambientales presentes durante ese lapso de tiempo. Sin embargo, es posible que los parámetros modales varíen según la temperatura ambiental. Además, estos parámetros pueden cambiar con el tiempo debido a la aparición de daños en la estructura y también pueden verse afectados por eventos extremos como sismos.
- Se espera que los resultados de esta investigación proporcionen una estimación precisa de las propiedades dinámicas de vibración del puente By Pass del cusco, lo que podría ser útil

para futuras investigaciones o para la planificación de la seguridad y mantenimiento del puente.

- En esta investigación, no se incluirá la evaluación del estado estructural del puente basada en las pruebas realizadas. Aunque las propiedades dinámicas identificadas y el modelo calibrado del puente son útiles para este propósito, su evaluación no forma parte de los objetivos específicos de esta investigación. También está fuera del alcance de la investigación hacer recomendaciones para mejorar el estado del puente.

1.5.2. Limitaciones

- Las condiciones ambientales cambiantes, como las variaciones de temperatura y humedad, pueden introducir incertidumbre en los resultados del análisis modal operacional y afectar la precisión en la determinación de las propiedades dinámicas del puente.
- Durante el estudio de las vibraciones ambientales, se debe tener en cuenta que no todos los modos de vibración pueden ser activados o excitados, lo que implica que algunos de ellos no puedan ser identificados. En particular, los modos de mayor frecuencia tienden a ser afectados por el ruido ambiental, lo que dificulta su identificación precisa.
- La presencia de ruido ambiental y vibraciones no relacionadas con el puente, como el tráfico de vehículos cercano o actividades de construcción, puede introducir interferencias en las mediciones de vibración y afectar la exactitud de la determinación de las propiedades dinámicas.
- La disponibilidad limitada de recursos financieros y técnicos puede restringir la capacidad para realizar mediciones de vibración en diferentes puntos del puente, lo que podría limitar la comprensión completa del comportamiento dinámico del puente.
- Las limitaciones en el modelo numérico utilizado para el análisis pueden afectar la precisión de las estimaciones de las propiedades dinámicas. Estas limitaciones pueden incluir la falta

de datos detallados sobre la geometría, los materiales y condiciones de apoyo del puente, así como las simplificaciones asumidas en el modelo.

- La precisión y la confiabilidad de los resultados obtenidos en el análisis modal operacional y el análisis numérico pueden verse afectadas por la calidad de los equipos de medición utilizados y la experiencia del personal encargado de realizar las mediciones y el análisis.

1.6. Metodología de la Investigación

La metodología empleada para el desarrollo del presente trabajo de investigación se describe a continuación.

- Para la elaboración de la presente investigación se partió de una revisión de bibliografía a cerca las técnicas de identificación dinámica de estructuras en base al análisis modal operacional.
- Antes de llevar a cabo los ensayos de medición en campo, se realizó un análisis preliminar del puente utilizando un modelo de elementos finitos en un programa de análisis estructural. Este modelo se basó en los planos del expediente técnico y tuvo como objetivo planificar la ubicación y configuración de los sensores de medición (acelerómetros).
- Posteriormente se realizó la prueba de vibración ambiental del puente insitu, realizando el registro de las señales de vibración. Cabe señalar que días antes se ubicaron y marcaron los puntos para garantizar la correcta ubicación de los sensores. En total, se utilizaron 6 acelerómetros uniaxiales, un sistema de adquisición de datos (DAQ) y una computadora portátil. Los sensores mencionados se conectaron mediante unos cables especiales al sistema de adquisición de datos. Esta prueba se hizo durante dos días.
- Después de la prueba de vibración ambiental, se procedió al procesamiento de los datos adquiridos. Este proceso comenzó con la decimación y el filtrado de las señales para eliminar cualquier ruido presente en los registros. Esto asegura que los datos registrados en

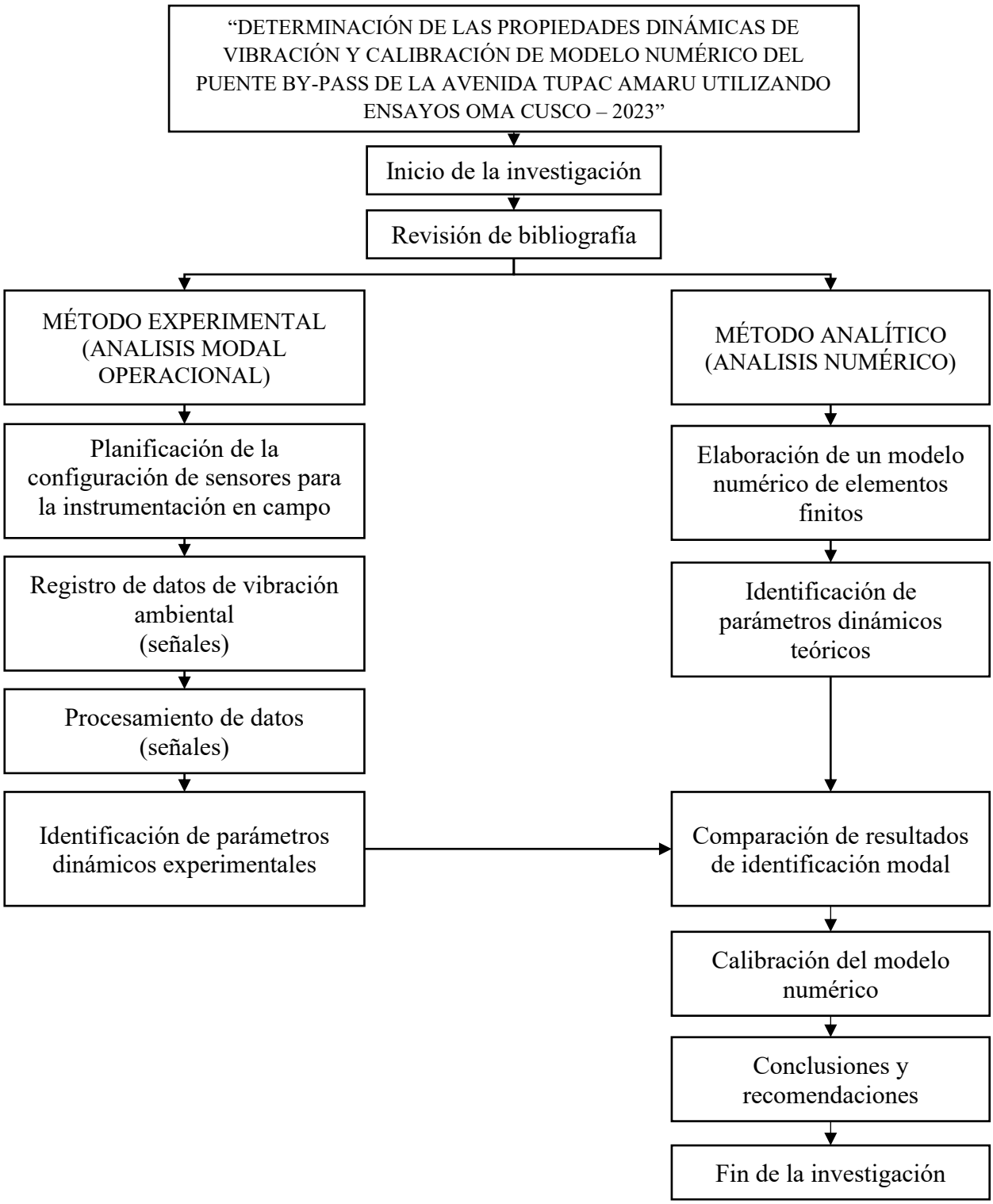
campo se encuentren dentro de un intervalo de frecuencias adecuado para la identificación de los parámetros modales de la estructura. Una vez que los datos fueron filtrados correctamente, se utilizó el software Artemis Modal para llevar a cabo la identificación de los parámetros modales. Este software utiliza técnicas de análisis modal operacional para este propósito.

- En paralelo a las actividades antes descritas, se realizó un modelo de elementos finitos de la estructura mediante el uso del software de análisis estructural. Las características de los materiales y las dimensiones empleadas se sustentaron en los planos de construcción del puente contenidos en el expediente técnico del proyecto.
- Seguidamente se compararon los resultados del análisis modal operacional y el análisis numérico para evaluar su correlación.
- Posteriormente, se procedió a calibrar el modelo de elemento finito del puente a través de un proceso iterativo basado en las frecuencias naturales y las formas modales de vibración del puente (análisis de sensibilidad). El objetivo de este proceso era lograr que el comportamiento dinámico de la estructura fuera lo más realista posible. Es importante destacar que se utilizó el MAC (Modal Assurance Criterion) por sus siglas en inglés con el propósito de identificar el nivel de correlación entre los resultados obtenidos.
- Por último, se presentaron las conclusiones y recomendaciones que surgieron de la elaboración de esta investigación.

Esta metodología empleada se resume en la figura 1.

Figura 1.

Metodología propuesta para el desarrollo de la investigación



Nota. Fuente: elaboración propia

CAPITULO II. MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL

2.1. Marco Teórico

2.1.1. Puente Atirantado

Un puente atirantado es un tipo de infraestructura de transporte compuesta por un tablero sostenido por tirantes rectos e inclinados que se fijan en torres o pilares como se muestra en figura 2(b). La función principal de los cables de suspensión es transferir la carga del tablero a las torres, que a su vez transmiten dichas cargas a la cimentación. Esto permite que el puente se mantenga en posición y resista las fuerzas de tracción causadas por el peso y la tensión (Podolny & Scalzi, 1986).

Los puentes atirantados se diferencian de los puentes colgantes por la disposición de los cables principales de pila a pila en lugar de sostener el tablero mediante cables secundarios verticales como se muestra en la figura 2(a). (Herrera Cevallos, 2007). Desde un punto de vista estructural ambos tipos de puente son completamente diferentes ya que los puentes colgantes trabajan principalmente a tracción mientras que los puentes atirantados poseen partes que trabajan a tracción y otras a compresión (Valdebenito & Aparicio, 2005).

Figura 2.

Puentes soportados por cables

Cable-Stayed Bridges



(a) Suspension



(b) Cable-stay

Nota. Fuente: (Podolny & Scalzi, 1986)

2.1.1.1. Elementos de un Puente Atirantado

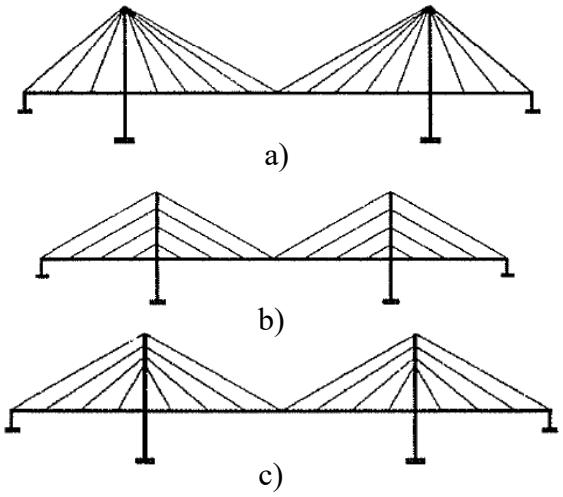
Los puentes atirantados están compuestos por 3 elementos esenciales: cables o tirantes, torres o pilares y el tablero los cuales se definen a continuación.

Cables o Tirantes

Constituyen elementos primordiales de este tipo de estructuras y están conectados desde las torres al tablero. Estos cables realizan la función principal de la estructura, que es sostener al tablero donde se distribuyen las cargas (Herrera Cevallos, 2007). En los puentes atirantados clásicos, los cables se disponen de dos maneras fundamentales: el sistema en abanico que se muestra figura 3(a) cuando los cables se reúnen en lo alto de la torre; y el sistema en forma de arpa se muestra en figura 3(b) cuando los cables se disponen en paralelo a medida que ascienden por la torre.

Figura 3.

Disposición longitudinal de tirantes



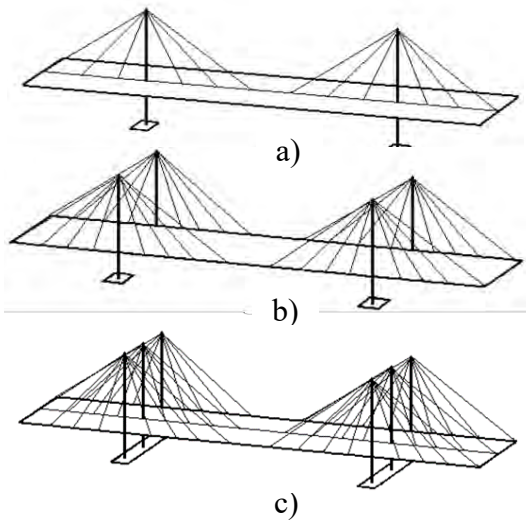
Nota. Fuente: (Walther y otros, 1999)

Sin embargo, en gran parte de los casos de sistemas en abanico es difícil anclar todos los cables en un punto en la parte superior de la torre. Para evitar esta dificultad, el sistema se modifica con frecuencia de manera que los anclajes de los cables en la parte superior de la torre se extienden a una cierta altura como se muestra en la figura 3(c).

También otro aspecto importante que se analiza es la distribución y arreglo del sistema de suspensión, estos sistemas pueden ser en general de tres tipos: de suspensión central, de suspensión lateral y de suspensión en tres planos, así como se muestran en la figura 4 (Carrión Viramontes y otros, 2005).

Figura 4.

Disposición transversal de tirantes según el número de planos de atirantamiento



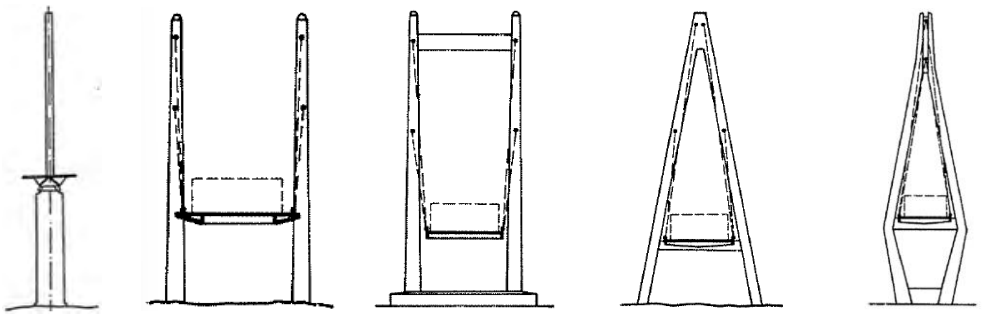
Nota. Fuente: (Walther y otros, 1999)

Torres o pilares

Dentro de la estructura de un puente atirantado, las torres son la parte más importante porque soportan toda la carga que se debe transferir del tablero a los cables y luego a las torres o pilones (Herrera Cevallos, 2007). Pueden tener una variedad de formas, se encuentran diferentes diseños, siendo las más comunes los de tipo H, los de tipo A, los de tipo diamante, los de una columna para el caso en el plano central tal como se muestra en la figura 5 (Walther y otros, 1999).

Figura 5.

Algunos tipos de pilares usados en puentes atirantados



Nota. Fuente: (Walther y otros, 1999)

Tablero

Es una parte de la estructura cuya función principal es soportar la carga de tráfico de vehículos y peatones. Según el material utilizado, los tableros para puentes atirantados se pueden clasificar en tres categorías: tableros hechos de acero, concreto y compuestos (Herrera Cevallos, 2007).

2.1.2. Dinámica de Estructuras

La dinámica de estructuras estudia la respuesta de las estructuras ingenieriles ante fuerzas excitadoras, tales como sismos, maquinaria en movimiento, vientos entre otros, los cuales se manifiestan en vibraciones estructurales o formas modales. De esta manera se evalúa las condiciones de la respuesta estructural bajo condiciones de carga dinámica garantizando diseños seguros de estructuras en condiciones de sismo y no sismo (Chopra, 2014).

2.1.3. Grados de Libertad (GDL)

El número de grados de libertad en dinámica estructural representa la cantidad de coordenadas independientes requeridas para representar el movimiento y la deformación de un sistema en cualquier instante de tiempo. En cualquier estructura continua, existen infinitos grados de libertad, sin embargo, es posible reducir estos grados de libertad a un número discreto o incluso a uno solo a través del proceso de selección o idealización de un modelo matemático apropiado el cual facilita la comprensión de su comportamiento estructural (Paz, 2021).

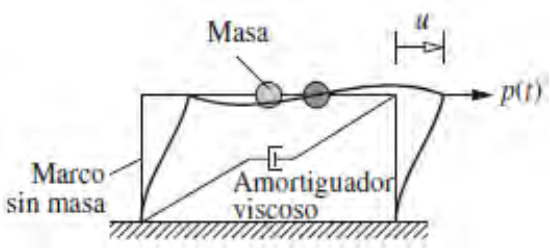
2.1.4. Sistemas con un Grado de Libertad (1GDL)

Para este tipo de sistemas se idealiza una masa concentrada "m", un marco sin masa que le ofrece rigidez "k" a dicho sistema y finalmente un amortiguador viscoso "c" que disipa la energía del sistema (Chopra, 2014).

Estos sistemas representan modelos simples empleando la dinámica de estructuras para describir el comportamiento dinámico de estructuras más complejas. Consisten en una masa concentrada que se desplaza en una sola dirección, usualmente sujeta a un resorte el cual representa la rigidez de la estructura y por último un amortiguador que simula la disipación de energía. El análisis de sistemas de un grado de libertad ofrece la base para entender los conceptos como frecuencia natural de vibración, amortiguación, respuestas a cargas dinámicas y transferencias de energía, conociendo así el comportamiento dinámico de estructuras más complejas (Chopra, 2014).

Figura 6.

Representación gráfica de un sistema con un grado de libertad



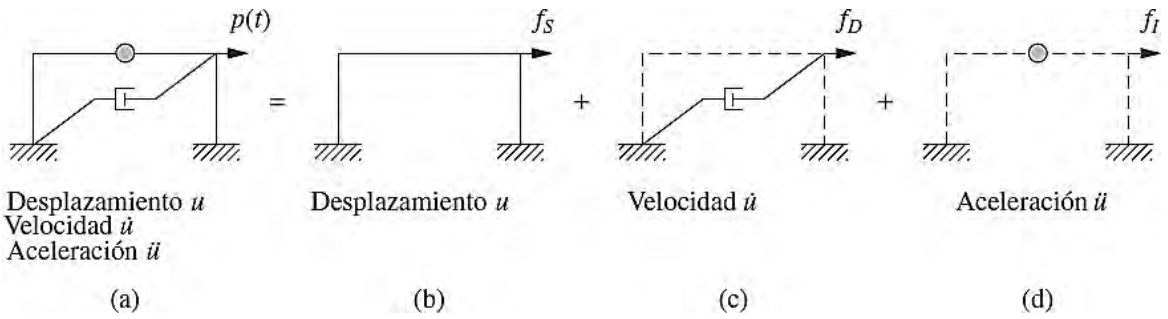
Nota. Fuerza aplicada sobre un sistema de un grado de libertad. Fuente: (Chopra, 2014)

2.1.4.1. Ecuación de Movimiento Debido a una Fuerza Externa

En la figura 7 se representan las fuerzas que actúan sobre la masa en un momento específico. Estas fuerzas comprenden la fuerza externa $p(t)$, la fuerza restauradora elástica (o inelástica) f_S y la fuerza de amortiguamiento f_D.

Figura 7.

Representación gráfica de fuerzas que actúan sobre un sistema en un instante de tiempo



Nota. (a) Sistema; (b) componente de rigidez; (c) componente de amortiguamiento; (d) componente de masa. Fuente: (Chopra, 2014)

La ecuación de movimiento para un sistema de un grado de libertad sometido a una fuerza externa viene dada por la segunda ley de Newton, donde establece que la fuerza resultante sobre un objeto es igual al producto de su masa por su aceleración.

$$p - f_s - f_D = m\ddot{u} \quad \ldots Ecuación(1)$$

O también como:

$$m\ddot{u} + f_D + f_S = p(t) \quad \ldots Ecuación(2)$$

Donde:

$$F_D = C\dot{u} \quad \ldots Ecuación(3)$$

$$F_s = ku \quad \ldots Ecuación(4)$$

Después de reemplazar en (2) la ecuación diferencial de movimiento se convierte en:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + k(u) = p(t) \quad \ldots Ecuación(5)$$

Ésta es la ecuación de movimiento que controla la deformación o el desplazamiento u(t) de la estructura idealizada en la figura N°7, que se supone elástica lineal, sometida a una fuerza externa dinámica p(t) (Chopra, 2014).

2.1.4.2. Vibración Libre

Este tipo de vibración libre ocurre cuando una estructura es desplazada de su posición de equilibrio estático y se le permite vibrar sin ninguna excitación dinámica externa; en otras

palabras, la estructura se mueve libremente sin ser influenciada por fuerzas externas (Chopra, 2014).

2.1.4.3. Vibración Libre no Amortiguada

La vibración libre no amortiguada es un concepto fundamental en el análisis de sistemas de un grado de libertad, ya que permite comprender el comportamiento dinámico de las estructuras en ausencia de fuerzas externas $p(t) = 0$. Este tipo de vibración es importante para comprender la respuesta natural de la estructura y para determinar parámetros clave como la frecuencia natural de vibración y las amplitudes de movimiento (Chopra, 2014).

Para dicho análisis se considera que no existe fuerza externa $p(t) = 0$, y se desprecia el amortiguamiento ($c = 0$), cuya ecuación diferencial se reduce a lo siguiente:

$$m\ddot{u} + ku = 0 \qquad \dots Ecuación(6)$$

Para la solución se debe considerara los siguientes parámetros:

$$u(t = 0) = u_0$$

$$\dot{u}(t = 0) = \dot{u}_0$$

Cuya solución a la ecuación diferencial es la siguiente:

$$u(t) = u(0)\cos(w_n t) + \frac{\dot{u}(0)}{w_n}\text{sen}(w_n t) \qquad \dots Ecuación(7)$$

Que también puede expresarse como:

$$u(t) = Asen(w_n t + \emptyset) \qquad \dots Ecuación(8)$$

Reemplazando en la ecuación diferencial (6) se tiene:

$$(k - mw_n^2)Asen(w_n t + \emptyset) = 0 \qquad \dots Ecuación(9)$$

De donde:

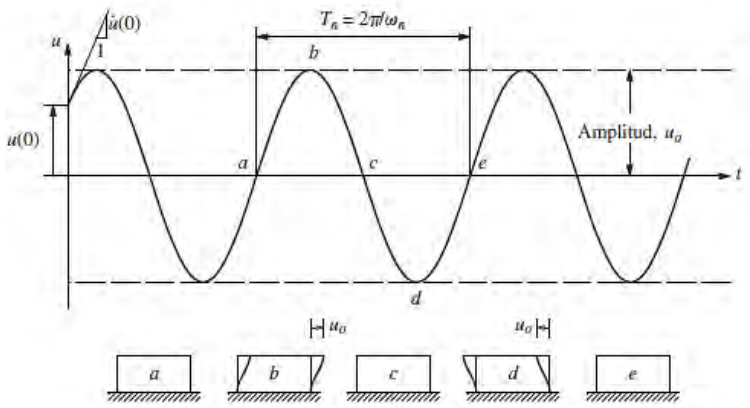
$$w_n = \sqrt{\frac{k}{m}}\ ; A = \sqrt{\left(\frac{\dot{u}_0}{w_n}\right)^2 + u_0^2}\ ;\ \phi = \tan^{-1}\left(\frac{u_0 w_n}{\dot{u}_0}\right) \qquad \dots Ecuación(10)$$

La amplitud A describe el desplazamiento máximo durante las oscilaciones y la fase ϕ describe como se desplaza la función sinusoidal en el tiempo.

La ecuación se describe a través de la gráfica en la figura 8, el cual señala que el sistema experimenta un movimiento vibratorio u oscilatorio en torno a su posición de equilibrio estático (o no deformado $u = 0$) y este movimiento se repite después de cada $2\pi/w_n$ segundos. Este movimiento se conoce como movimiento armónico simple.

Figura 8.

Movimiento no amortiguado de un sistema en vibración libre



Nota. Fuente: (Chopra, 2014)

El tiempo que necesita el sistema no amortiguado para que complete un ciclo de vibración libre es conocido como periodo natural de vibración del sistema, el cual se denomina como T_n y cuyas unidades son segundos. Esta está relacionada con la frecuencia circular natural de vibración w_n cuya unidad es radianes por segundo.

2.1.4.4. Vibración Libre Amortiguada

En condiciones ideales, un oscilador simple sin amortiguación oscilaría indefinidamente con amplitud constante a su frecuencia natural. Sin embargo, en la realidad, las fuerzas de fricción o amortiguación siempre influyen en los sistemas en movimiento, disipando energía y transformándola en calor u otras formas de energía. El mecanismo de esta

disipación es complejo y todavía no se comprende por completo. Para analizar sistemas dinámicos considerando estas fuerzas de disipación, es necesario establecer simplificaciones basadas en la experiencia en cuanto a su naturaleza (Paz, 2021).

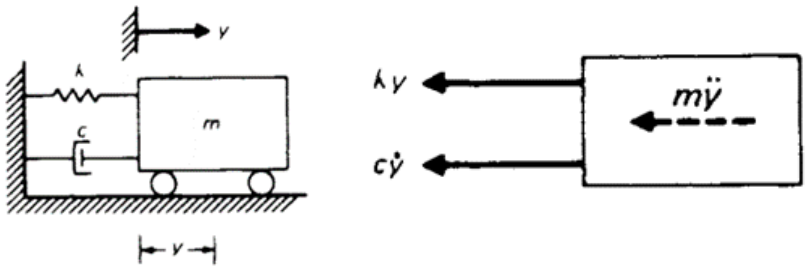
Vibración Libre Viscosamente Amortiguada

En el análisis dinámico de estructuras, la amortiguación viscosa se refiere a un tipo de fricción donde las fuerzas de amortiguación o fricción se consideran proporcionales a la velocidad y actúan en dirección opuesta al movimiento (Paz, 2021).

La figura 9 muestra un modelo matemático de un sistema estructural como un oscilador con amortiguación viscosa y su representación de diagrama de cuerpo libre para obtener la ecuación diferencial de movimiento.

Figura 9.

(a) Oscilador con amortiguación viscosa. (b) Diagrama de cuerpo libre



a) b)

Nota. Fuente: (Paz, 2021)

Al dividir la ecuación diferencial de movimiento entre la masa "m" resulta:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \qquad \ldots Ecuación(11)$$

$$\ddot{u} + 2\xi w_n \dot{u} + {w_n}^2 u = 0 \qquad \ldots Ecuación(12)$$

Donde: $w_n = \sqrt{k/m}$ cómo se definió anteriormente y

$$\xi = \frac{c}{2mw_n} = \frac{c}{c_{cr}} \qquad \ldots Ecuación(13)$$

De donde:

$$c_{cr} = 2mw_n = 2\sqrt{km} = \frac{2k}{w_n} \qquad \ldots Ecuación(14)$$

Como amortiguamiento crítico y ξ es la razón o fracción de amortiguamiento crítico el cual es una medida adimensional que también depende de la masa y rigidez del sistema. En la figura 10 se muestra una representación gráfica del movimiento $u(t)$ debido al desplazamiento inicial $u(0)$ para tres valores distintos de ξ.

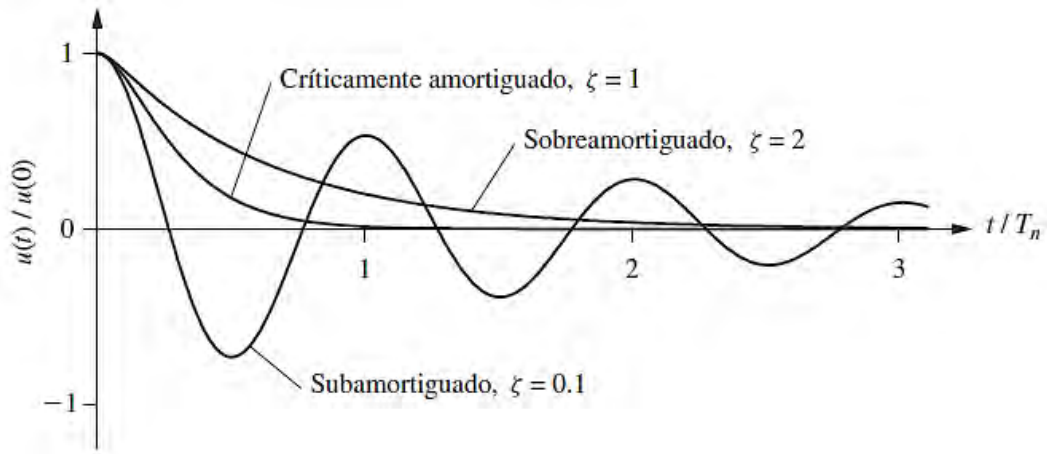
- Si $c > c_{cr}$ o $\xi > 1$, el sistema será sobre amortiguado

- si $c = c_{cr}$ o $\xi = 1$, el sistema será críticamente amortiguado

- si $c < c_{cr}$ o $\xi < 1$, el sistema será sub amortiguado

Figura 10.

Vibración libre de sistemas subamortiguado, críticamente amortiguado y sobreamortiguado



Nota. Fuente: (Chopra, 2014)

Para sistemas subamortiguados la solución de la ecuación diferencial de movimiento sujeta a las condiciones iniciales de vibración libre se define como:

$$u(t) = e^{-\xi w_n t}\left[u(0)\cos(W_D t) + \frac{\dot{u}(0) + \xi w_n u(0)}{w_D}\sin(w_D t)\right] \quad \ldots Ecuación(15)$$

Esta ecuación del movimiento también se puede expresar como:

$$u(t) = \rho e^{-\xi w_n t}\cos(w_D t - \phi) \quad \ldots Ecuación(16)$$

Donde:

$$w_D = w_n\sqrt{1-\xi^2} \quad \ldots Ecuación(17)$$

$$T_D = \frac{2\pi}{w_D} = \frac{T_n}{\sqrt{1-\xi^2}} \quad \ldots Ecuación(18)$$

$$\rho = \sqrt{[u(0)]^2 + \left[\frac{\dot{u}(0) + \xi w_n u(0)}{w_D}\right]^2} \quad \ldots Ecuación(19)$$

$$\phi = \tan^{-1}\left(\frac{\dot{u}(0) + \xi w_n u(0)}{w_D u(0)}\right) \quad \ldots Ecuación(20)$$

2.1.5. Sistemas de Varios Grados de Libertad (VGDL)

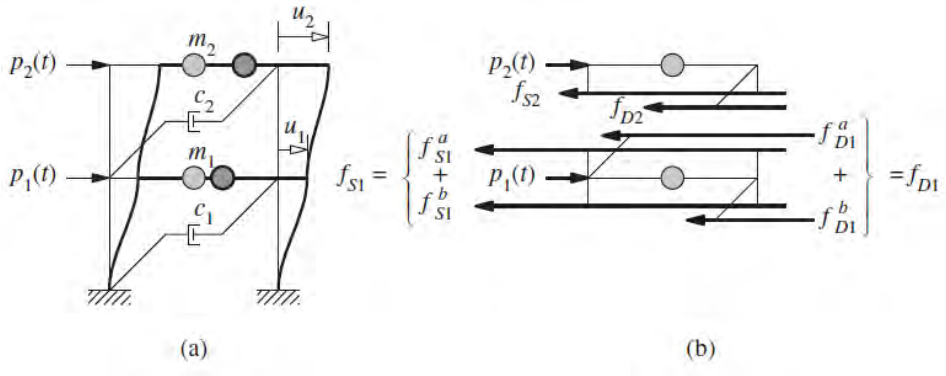
Los sistemas de varios grados de libertad (VGDL) se emplea para el análisis de la estructura y la dinámica de sistemas. Estos sistemas implican la incorporación de diversos grados de libertad en la modelización matemática de un sistema, permitiendo un análisis más exhaustivo de su comportamiento dinámico. Son utilizados en la investigación de estructuras, puentes, maquinaria, entre otros, para comprender su respuesta a las fuerzas dinámicas. Los VGDL se representan matemáticamente mediante matrices en lugar de valores individuales, lo que aumenta su complejidad en comparación con los sistemas de un solo grado de libertad (Chopra, 2014).

2.1.5.1. Ecuación de Movimiento Para Sistemas de VGDL

Para poder representar un sistema de VGDL, se comienza formulando las ecuaciones de movimiento para el sistema de VGDL más sencillo que se pueda imaginar. Para ello, se utiliza un marco de dos niveles muy idealizado sujeto a fuerzas externas $p_1(t)$ y $p_2(t)$, tal como se muestra en la figura 11(a).

Figura 11.

(a) estructura de cortante de dos niveles; (b) fuerzas que actúan en las dos masas



Nota. Fuente: (Chopra, 2014)

En la figura 11(b) se exhiben las fuerzas que actúan sobre cada nivel de masa m_j, estas fuerzas incluyen la fuerza externa $p_j(t)$, la fuerza restauradora elástica (o inelástica) f_{Sj}, y la fuerza de amortiguamiento f_{Dj} de donde según la segunda ley del movimiento de newton para cada masa se tiene que:

$$p_j - f_{Sj} - f_{Dj} = m_j\ddot{u}_j \quad o \quad m_j\ddot{u}_j + f_{Dj} + f_{Sj} = p_j(t) \;\; para\; j = 1{,}2 \qquad \ldots Ecuación(21)$$

Esta ecuación se puede expresar en forma matricial y en forma compacta como:

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} f_{D1} \\ f_{D2} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} f_{s1} \\ f_{s2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} p_1(t) \\ p_2(t) \end{Bmatrix} \qquad \ldots Ecuación(22)$$

$$m\ddot{u} + f_D + f_s = p(t) \qquad \ldots Ecuación(23)$$

Donde:

$$u = \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix}, m = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}, f_D = \begin{bmatrix} f_{D1} \\ f_{D2} \end{bmatrix}, f_S = \begin{bmatrix} f_{S1} \\ f_{S2} \end{bmatrix}, p = \begin{bmatrix} p_1 \\ p_2 \end{bmatrix} \qquad \ldots Ecuación(24)$$

Si se supone un comportamiento lineal elástica las fuerzas restauradoras f_S y las fuerzas de amortiguamiento f_D se definen en forma matricial como:

$$\begin{bmatrix} f_{S1} \\ f_{S2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} \; o \; f_S = ku \qquad \ldots Ecuación(25)$$

$$\begin{bmatrix} f_{D1} \\ f_{D2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{bmatrix} \; o \; f_D = c\dot{u} \qquad \ldots Ecuación(26)$$

Al reemplazar estas ecuaciones en la ecuación (23) se tiene:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \qquad \ldots Ecuación(27)$$

Esta expresión matricial representa dos ecuaciones diferenciales que gobiernan los desplazamientos $u_1(t)$ y $u_2(t)$ del sistema de dos niveles bajo la influencia de las fuerzas externas $p_1(t)$ y $p_2(t)$. En esta representación, m corresponde a la matriz de masa, k a la matriz de rigidez y c a la matriz de amortiguamiento.

2.1.5.2. Vibración Libre de Sistemas de VGDL sin Amortiguamiento

La vibración libre de los sistemas lineales de VGDL está determinada por la ecuación matricial (27) con $p(t) = 0$, la cual en sistemas sin amortiguamiento se expresa de la siguiente manera:

$$m\ddot{u} + ku = 0 \qquad \ldots Ecuación(28)$$

Que representa un conjunto de N ecuaciones diferenciales homogéneas, donde N indica el número de grados de libertad.

La ecuación siguiente plantea el problema de valor propio, cuya solución nos proporciona las frecuencias y formas modales naturales de un sistema (ω_n y ϕ_n), para sistemas de dos grados de libertad se describe como:

$$u(t) = q_n(t)\phi_n \qquad \ldots Ecuación(29)$$

$$q_n(t) = A_n \cos(\omega_n t) + B_n \operatorname{sen}(\omega_n t) \qquad \ldots Ecuación(30)$$

Donde A_n y B_n son constantes que se determinan de acuerdo con las condiciones iniciales de movimiento. Reemplazando la ecuación (29) en (30) se tiene que:

$$u(t) = \emptyset_n(A_n \cos(\omega_n t) + B_n \operatorname{sen}(\omega_n t)) \qquad \ldots Ecuación(31)$$

$$[-\omega_n^2 m\phi_n + k\phi_n]q_n(t) = 0 \qquad \ldots Ecuación(32)$$

El cual se puede satisfacer de dos formas: ya sea que $q_n(t) = 0$ que implica que $u(t) = 0$ y el sistema no está en movimiento, o bien las frecuencias ω_n y los modos ϕ_n satisfagan la ecuación siguiente:

$$k\phi_n = \omega_n^2 m\phi_n \quad \ldots Ecuación(33)$$

Esta ecuación se denomina problema matricial de valor característico o eigenvalor. El cual consiste en determinar el escalar ω_n^2 y el vector ϕ_n para ello la ecuación (33) se reescribe como:

$$[k - \omega_n^2 m]\phi_n = 0 \quad \ldots Ecuación(34)$$

Esto puede interpretarse como un conjunto de N ecuaciones algebraicas homogéneas para N elementos de $\phi_{nj}(j = 1,2,\ldots,N)$. Dentro de este sistema siempre existe la solución trivial $\phi_n = 0$ que no es útil ya que indica la ausencia de movimiento. por lo tanto, la solución no trivial se obtiene cuando:

$$det[k - \omega_n^2 m] = 0 \quad \ldots Ecuación(35)$$

A partir de esto, es posible determinar las N frecuencias naturales de vibración ω_n y los modos naturales de vibración, también conocidos como formas naturales de los modos de vibración ϕ_n.

2.1.5.3. Vibración Libre de Sistemas de VGDL con Amortiguamiento

Para sistemas de VGDL con amortiguamiento y $p(t) = 0$ la ecuación de movimiento esta dado por:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \quad \ldots Ecuación(36)$$

Cuya solución para las condiciones iniciales $u = u(0)$ y $\dot{u} = \dot{u}(0)$ para $t = 0$ varían en función al tipo de amortiguamiento: clásico o no clásico.

Si la matriz de amortiguamiento de un sistema lineal satisface la identidad:

$$cm^{-1}k = km^{-1}c \quad \ldots Ecuación(37)$$

Todos los modos de vibración naturales presentan valores reales y son equivalentes a los del sistema no amortiguado asociado. Esto implica que estos sistemas poseen un amortiguamiento clásico y la matriz cuadrada C es diagonal. Si la matriz de amortiguamiento no cumple con la ecuación (37), se considera que el sistema lineal tiene un amortiguamiento no clásico. En este caso, los modos de vibración natural no tienen valores reales y la matriz cuadrada C ya no es diagonal, por lo que no son susceptibles al análisis modal clásico (Chopra, 2014).

La solución de la ecuación de movimiento para sistemas de VGDL clásicamente amortiguados viene definida por:

$$u(t) = \sum_{n=1}^{N} \phi_n e^{-\xi_n \omega_n t} \left[q_n(0) \cos(\omega_{nD} t) + \frac{\dot{q}_n(0) + \xi_n \omega_n q_n(0)}{\omega_{nD}} \text{sen}(\omega_{nD} t) \right] \ldots Ecuación(38)$$

Y la solución para el problema de valor característico para determinar las propiedades dinámicas de vibración como las frecuencias y modos naturales de una estructura, se obtienen resolviendo la ecuación matricial que se expresa de la siguiente manera:

$$k\phi = \lambda m\phi \quad , \lambda_n = \omega_n^2 \qquad \ldots Ecuación(39)$$

Donde los valores λ_n son las raíces de la solución de la ecuación:

$$p(\lambda) = det[k - \lambda m] = 0 \qquad \ldots Ecuación(40)$$

Donde $p(\lambda)$ representa un polinomio de grado N, que está determinado por el número de grados de libertad que posee el sistema.

Sin embargo, este método resulta muy poco práctico, especialmente para sistemas grandes con numerosos grados de libertad, ya que calcular los N coeficientes del polinomio implica mucho esfuerzo de cálculo y las raíces de $p(\lambda)$ son susceptibles a errores numéricos de redondeo en los coeficientes. por ende, se ha llevado a cabo una extensa investigación para encontrar métodos seguros y eficientes que puedan resolver este problema, especialmente desde el surgimiento de la computadora digital. La mayoría de estos enfoques o métodos pueden ser

clasificados en tres categorías, de acuerdo con la propiedad básica que se utiliza como fundamento para el algoritmo de solución. Estas categorías incluyen los métodos de iteración vectorial, los métodos de transformación que aprovechan la propiedad de ortogonalidad de modos, y las técnicas de iteración polinomial que se basan en la propiedad de que $p(\lambda_n) = 0$. Se han desarrollado diversos algoritmos de solución para cada una de estas categorías, y también se han creado combinaciones de dos o más métodos pertenecientes a la misma o diferentes categorías con el fin de abordar los desafíos que presentan los sistemas de gran tamaño (Chopra, 2014).

2.1.6. Análisis Modal

El proceso de determinar las características dinámicas propias de un sistema como las frecuencias naturales, coeficientes de amortiguamiento modal y modos de vibración y utilizar estos datos para formular un modelo matemático que refleje su comportamiento dinámico se conoce como análisis modal (Pachón García, 2016).

Todas las estructuras tienen características únicas de vibración, como las frecuencias naturales y formas modales de vibración, que dependen principalmente de la masa y la rigidez de la estructura. El análisis modal es una herramienta útil que nos permite describir, comprender y representar el comportamiento de las estructuras (Rodríguez Súnico, 2005). A continuación, se detallan las propiedades dinámicas mencionadas anteriormente.

Frecuencias Naturales

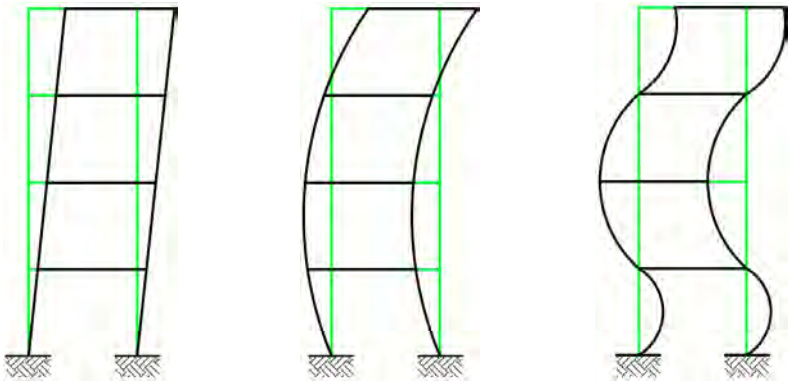
Las frecuencias naturales de vibración son aquellas frecuencias a las que una estructura tiende a vibrar cuando se somete a una perturbación y no se aplica ninguna fuerza externa continua. Cada estructura tiene varias frecuencias naturales, las cuales dependen de su forma, tamaño, material y condiciones de contorno.

Formas Modales o Modos de Vibración

Un modo de vibración se define como un parámetro matemático abstracto que describe el patrón de movimiento (deformación) que la estructura sigue durante la vibración. Cada frecuencia natural está relacionada con una forma modal específica. En la figura 12 se puede observar una representación gráfica de las formas modales.

Figura 12.

Representación gráfica de los modos de vibración



Nota. Fuente: elaboración propia

En cuanto a su utilización como información para la calibración del modelo numérico, el uso de los modos de vibración representa un nivel de ajuste más avanzado en comparación con la calibración basada únicamente en el período natural de la estructura. Por lo tanto, requiere un mayor esfuerzo y una mayor cantidad de mediciones en varios puntos. Este nivel de ajuste más detallado, cuando se realiza correctamente, disminuye la incertidumbre del modelo (Viviescas Jaimes y otros, 2017).

Factores de Amortiguamiento

La capacidad de una estructura para disipar energía después de estar sujeta a una fuerza externa se conoce como amortiguamiento (ξ). Esta disipación de energía puede provenir de una variedad de fuentes como la elasticidad imperfecta, la fricción interna de los materiales de la estructura, la fricción entre los elementos y sus uniones, los apoyos, etc. (Viviescas Jaimes y otros, 2017).

Para determinar estas propiedades dinámicas, se utilizan métodos que se basan en el análisis modal, los cuales se clasifican según el tipo de excitaciones utilizadas en el proceso de recolección de datos. Cuando se emplean excitaciones artificiales durante la prueba, se denomina análisis modal experimental (EMA por sus siglas en inglés), mientras que, si se emplean excitaciones naturales, se conoce como análisis modal operacional (OMA por sus siglas en inglés). A continuación, se describen en detalle cada una de estas formas de análisis modal.

2.1.6.1. Análisis Modal Experimental (EMA)

De acuerdo con (Hormazábal Fuentes, 2018) el análisis modal experimental se refiere al análisis modal de estructuras mediante el uso de una fuente de excitación previamente conocida para identificar parámetros modales, debido a esto, estos estudios también se conocen como de vibraciones forzadas (FVT por sus siglas en inglés). Uno de los métodos EMA más utilizados implica la excitación de una estructura con una fuerza impulsiva a través un martillo o máquina de impacto, registrar el impulso y las vibraciones de respuesta, y luego usar esa información para determinar los parámetros modales de la estructura.

En general, el análisis modal experimental se usa para adquirir una comprensión detallada del comportamiento dinámico de una estructura a través de sus frecuencias naturales, formas modales y amortiguamientos. Estos parámetros modales son importantes para el diseño y la evaluación de la integridad estructural y para la identificación de posibles problemas de vibración y resonancia. (Rainieri & Fabbrocino, 2014). Asimismo, el análisis modal experimental también puede usarse para la verificación y/o corrección de los resultados analíticos de los parámetros modales determinados mediante métodos analíticos, como el análisis de elementos finitos (Parra Contreras, 2010).

Este tipo de análisis permite determinar con precisión los parámetros modales en condiciones controladas de laboratorio, sin embargo, en estructuras en servicio como puentes,

edificaciones, etc. Obtener este grado de control para realizar estos estudios supondría suspender el uso o funcionamiento normal de las estructuras (Hormazábal Fuentes, 2018).

2.1.6.2. Análisis Modal Operacional (OMA)

El análisis modal operacional es una metodología empleada para identificar las propiedades dinámicas de vibración de una estructura o sistema a partir de mediciones de vibración realizadas durante su funcionamiento normal. A diferencia del análisis modal experimental (EMA), que se lleva a cabo en condiciones controladas de laboratorio, el OMA se lleva a cabo en condiciones reales de operación, lo que permite obtener información sobre el comportamiento dinámico de la estructura bajo las condiciones normales de servicio (Brincker & Ventura, 2015).

De acuerdo con (Hormazábal Fuentes, 2018) un análisis modal operacional puede realizarse tanto a través de vibraciones forzadas (FVT) como a través del análisis de vibraciones ambientales (AVT, por sus siglas en inglés). Una ventaja de un análisis AVT radica en que no se requiere conocer la entrada de excitación del sistema, ya que se considera que la estructura está constantemente excitada por un ruido ambiente de banda ancha con múltiples componentes de frecuencia.

En relación a lo anteriormente expuesto, este trabajo de investigación se enfocará en el estudio del análisis modal operacional basado en las vibraciones ambientales (OMA-AVT).

Las pruebas basadas en vibraciones ambientales, no requieren excitación artificial, por lo que se trata de procedimientos que permiten determinar las propiedades dinámicas de una estructura únicamente a través de su respuesta. Para ello, aprovecha las acciones naturales a las que está sujeta la estructura, tales como el viento o el tráfico (Pachón García, 2016).

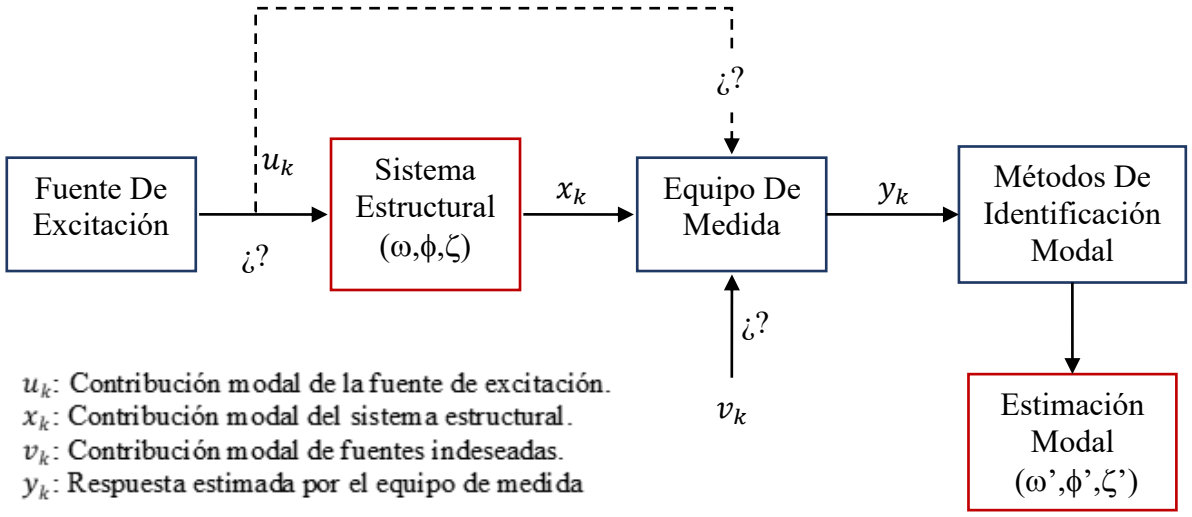
Las técnicas de prueba y análisis, tales como OMA, también pueden ser utilizadas para comparar los resultados de análisis realizados mediante métodos de elementos finitos de modelado y análisis estructural en computadoras de grandes estructuras de ingeniería civil, ya

que suelen ser demasiado complejas para llevar a cabo un análisis dinámico preciso a mano (Brincker & Ventura, 2015).

Para caracterizar dinámicamente una estructura a través de su frecuencia natural (ω), forma modal (ϕ) y coeficiente de amortiguamiento modal (ξ) el proceso de identificación modal OMA se basa en el siguiente esquema que plantea (Pachón García, 2016).

Figura 13.

Esquema explicativo de la aplicación OMA



Nota. Fuente: (Pachón García, 2016)

2.1.7. Equipos de Medición

(Pachón García, 2016) describe los equipos de medición como los encargados de adquirir y almacenar datos de campañas experimentales realizadas, incluyen transductores, acondicionador de señal, convertidor de analógico a digital (ADC) y un ordenador para procesar los datos.

2.1.7.1. Transductores de Vibración

Según (Rodríguez Súnico, 2005), los transductores de vibración se utilizan para medir la velocidad, desplazamiento, proximidad, y también la aceleración de sistemas que se encuentran sometidos a vibración. En términos generales, los transductores utilizados en el

análisis de vibraciones, transforman la energía mecánica en energía eléctrica, lo que implica que producen una señal eléctrica que está relacionada con la vibración. Estos transductores pueden emplearse aisladamente o en conjunto con un sistema de adquisición de datos, además, los transductores de vibración pueden contar con uno a tres ejes de medición, los cuales se encuentran dispuestos de forma ortogonal. Al momento de seleccionar transductores de vibración, es importante tener en cuenta cinco características clave: el rango de medición, el rango de frecuencia, la precisión, la sensibilidad y las condiciones ambientales.

2.1.7.2. Acelerómetros

Un acelerómetro es un transductor que se utiliza para medir la aceleración en un solo eje (conocidos como acelerómetros uniaxiales) o en varios ejes a la vez (triaxiales) (Losa Miranda, 2015). Se caracterizan por generar una señal que es proporcional a la aceleración a que van sometidos y es el más utilizado en la medición de vibraciones debido a su tamaño pequeño, su gran rango de frecuencias útiles y su amplio rango de sensibilidad. Se debe tener en cuenta esta última característica en primer lugar, ya que está relacionada con el nivel mínimo de vibración que el acelerómetro puede captar (Rodríguez Súnico, 2005).

Figura 14.

Acelerómetros para medición de vibraciones ambientales



Nota. Fuente: (PCB PIEZOTRONICS, 2024)

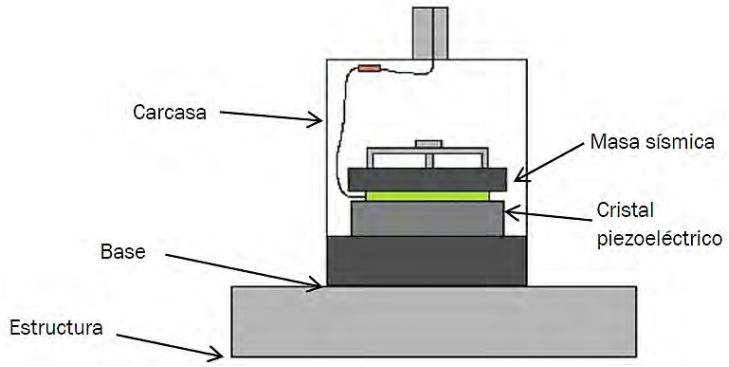
A continuación, se describen algunos tipos de acelerómetros utilizados para la medición de vibraciones.

Acelerómetros Piezoeléctricos:

Según (Rodríguez Súnico, 2005), el acelerómetro de tipo piezoeléctrico es el transductor más utilizado para medir las vibraciones debido a que sus características son superiores a las de otros tipos, dado que posee un amplio rango de frecuencias con una buena linealidad en todo el rango. El principio físico fundamental de su funcionamiento consiste en la utilización de un pequeño cristal piezoeléctrico que genera una corriente eléctrica después de aplicarle una fuerza (Losa Miranda, 2015). En la figura 15 se muestra la sección típica de un acelerómetro piezoeléctrico.

Figura 15.

Sección típica de un acelerómetro piezoeléctrico uniaxial



Nota. Fuente: (Losa Miranda, 2015)

De acuerdo con (Rodríguez Súnico, 2005), un acelerómetro piezoeléctrico es la mejor opción para medir los parámetros de respuesta (desplazamiento, velocidad y aceleración) y son empleados habitualmente para realizar análisis modales.

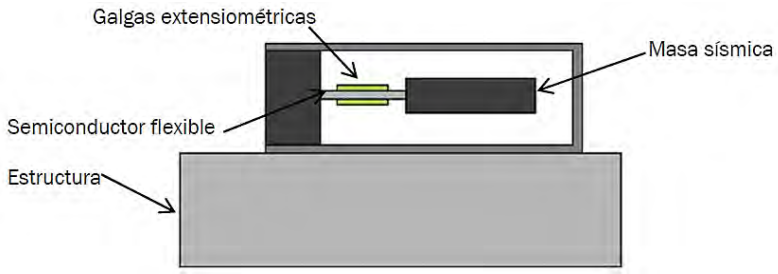
Acelerómetros Piezoresistivos:

Según (Losa Miranda, 2015), a diferencia de un acelerómetro piezoeléctrico, un acelerómetro piezoresistivo utiliza un sustrato en lugar de un cristal piezoeléctrico. En este contexto, los elementos flexibles del semiconductor que sostienen la masa sísmica forman parte un puente de Wheatstone. Cuando estos elementos se deforman, el puente de Wheatstone se

desequilibra y la diferencia de potencial a la salida, que es proporcional a la deformación aplicada, es una medida de la aceleración. A continuación, la figura 16 muestra la sección típica de un acelerómetro piezoresistivo.

Figura 16.

Sección típica de un acelerómetro piezoresistivo uniaxial



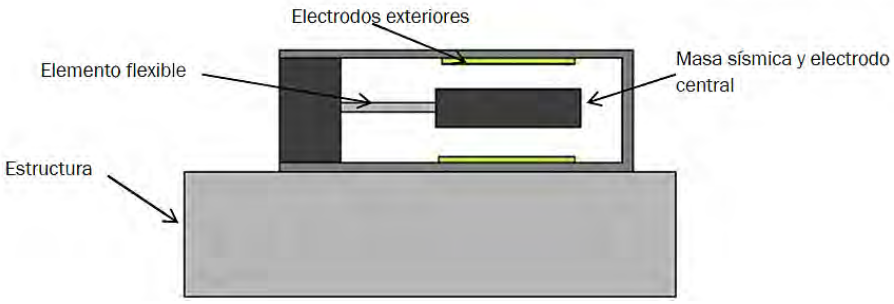
Nota. Fuente: (Losa Miranda, 2015)

Acelerómetros Capacitivos:

Un acelerómetro capacitivo es un transductor que mide la aceleración mediante la variación en la capacitancia, que es la capacidad de un sistema para almacenar carga eléctrica. La estructura de este acelerómetro consiste en dos placas paralelas, una fija y otra móvil. Cuando se aplica una aceleración, la placa móvil se desplaza en relación con la placa fija, alterando la distancia entre ellas y, por ende, la capacitancia. Este cambio se detecta y convierte en una señal eléctrica interpretable para determinar la aceleración que la generó. A continuación, en la figura 17 se muestra la sección típica de un acelerómetro capacitivo.

Figura 17.

Sección típica de un acelerómetro capacitivo uniaxial



Nota. Fuente: (Losa Miranda, 2015)

2.1.7.3. Sistema de Adquisición de Datos (DAQ)

La adquisición de datos o señales es un procedimiento mediante el cual fenómenos físicos del mundo real (sistema analógico) se transforman en señales eléctricas. Estas señales son medidas y convertidas en formato digital (conversión analógica-digital) con el fin de procesar, analizar y almacenar en una computadora. Para ello se emplea un módulo de digitalización o tarjeta de Adquisición de Datos (DAQ) (Maurizio Di Paolo, 2013).

Según (Pachón García, 2016), un sistema de adquisición de datos (DAQ) es el encargado de registrar las señales de respuesta. Hay ocasiones en las que procesar los datos proporcionados por un transductor directamente no es posible lo que significa que se debe acondicionar la señal para poder procesar los datos. El acondicionador de señal debe incluir muchas funciones como: amplificar la señal para aumentar la resolución y reducir el ruido, así como filtrar las señales no deseadas a partir de las señales medidas (función de antialiasing), entre otras funciones.

Figura 18.

Sistema de adquisición de datos o señales



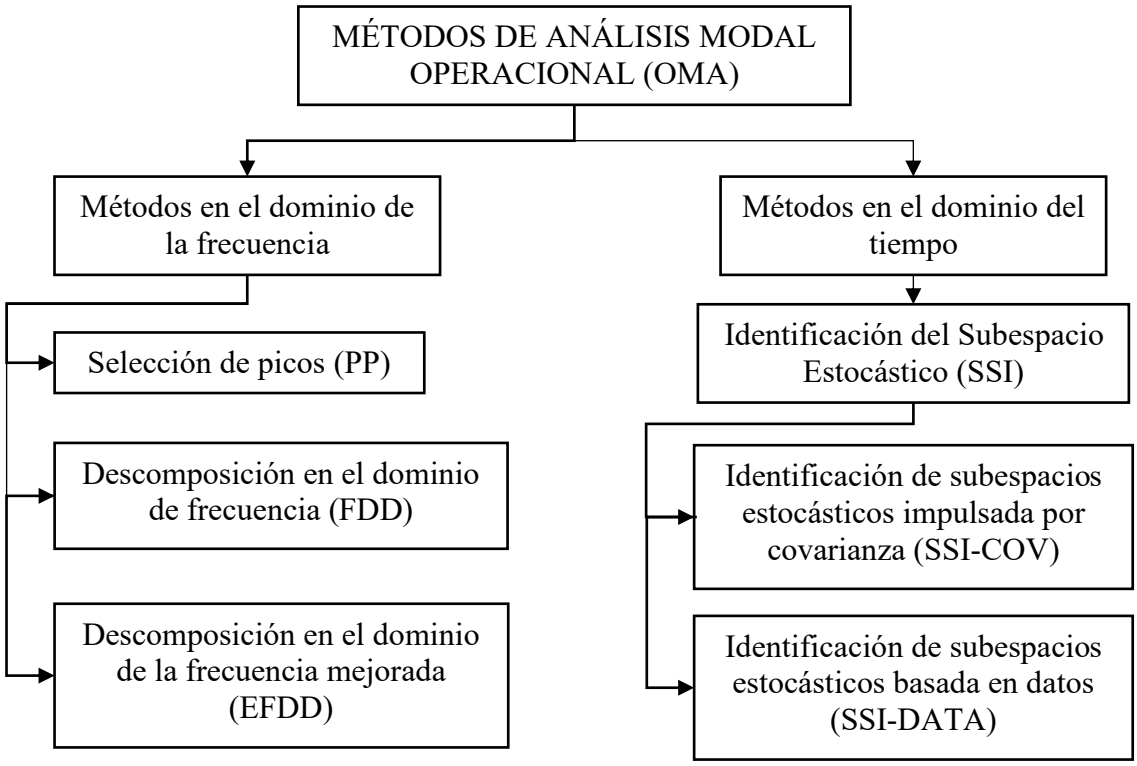
Nota. Fuente: (Aguilar Velez, 2010)

2.1.8. Métodos de Análisis Modal Operacional

Actualmente, se tienen varios métodos o técnicas de identificación de parámetros modales para realizar un análisis modal operacional (figura 19). Estos métodos se agrupan en métodos paramétricos en el dominio del tiempo y métodos no paramétricos en el dominio de la frecuencia.

Figura 19.

Métodos para realizar análisis modal operacional (OMA)



Nota. Fuente: elaboración propia

A continuación, se describe algunos de las técnicas de ensayo ambiental, las cuales en su mayoría se basan en las denominadas técnicas de identificación de solo salida.

2.1.9. Métodos no Paramétricos en el Dominio de la Frecuencia

Según (Núñez,2009, como se citó en Ortega Cárdenas, 2016), en el dominio de la frecuencia, se emplean métodos no paramétricos que permiten obtener las propiedades dinámicas de vibración una estructura creando un modelo. El análisis de la respuesta en el tiempo de la estructura se realiza en el dominio de la frecuencia, obteniendo las propiedades

dinámicas de manera directa. Asimismo, sostiene que la identificación de las propiedades dinámicas mediante el análisis en el dominio de la frecuencia requiere el uso de diversas herramientas, tales como la transformada de Fourier, el Espectro de Densidad de Potencia (PSD por sus siglas en inglés), la función de transferencia y coherencia, la función de autocorrelación, entre otras. A continuación, se detallarán algunos de los métodos en el dominio de la frecuencia:

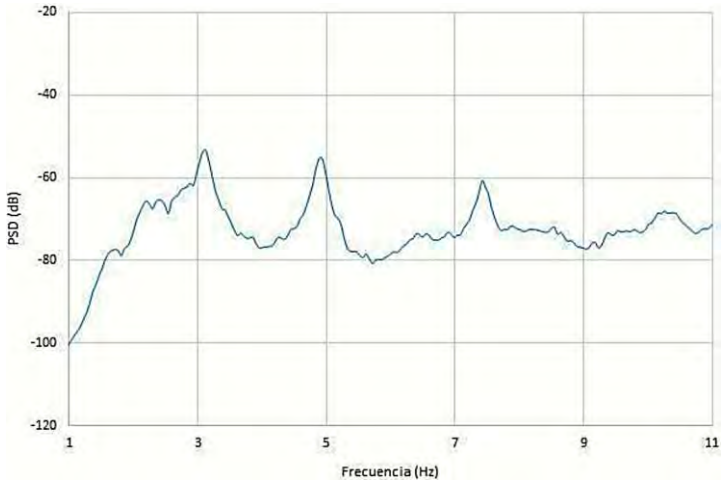
2.1.9.1. Método de Selección de Picos (PP)

También conocido como pick-piking (PP). este método ofrece la forma más sencilla y rápida de estimar los parámetros modales de una estructura expuesta a vibraciones ambientales. Este método sólo se puede utilizar en condiciones de baja amortiguación (menos del 5% de amortiguación crítica) y modos bien separados (Felber, 1993).

De acuerdo con (Andersen y otros, 1999), las frecuencias naturales se pueden identificar a partir de los picos en la función de densidades espectral de potencia (PSD), lo cual se logra convirtiendo las aceleraciones medidas en campo al dominio de la frecuencia utilizando la transformada de Fourier discreta (TFD).

Figura 20.

Representación de picos en el espectro de densidad de potencia (PSD) que señalan las frecuencias naturales



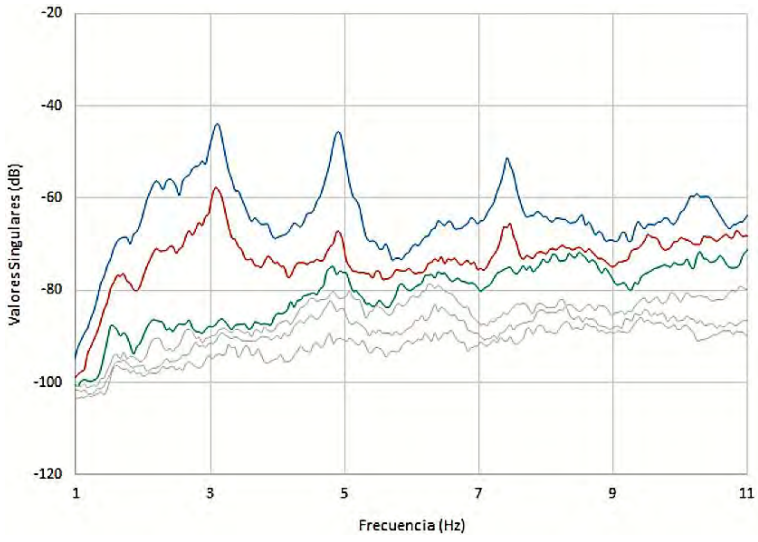
Nota. Fuente: (Zamora López, 2016)

2.1.9.2. Método de Descomposición en el Dominio de la Frecuencia (FDD)

Este método es una extensión del método anterior (PP) el cual trata de un procesamiento simple de las señales utilizando la transformada discreta de Fourier (DFT), y aprovechan el hecho de que los modos bien separados pueden estimarse directamente a partir de la matriz de densidad espectral de potencia máxima (Brincker y otros, 2000). Se basa en la descomposición en valores singulares (SVD) de la matriz de densidad espectral (PSD) de las señales adquiridas en campo para obtener los valores y vectores propios de este (Ortega Cárdenas, 2016). Esta técnica va más allá del enfoque clásico en el dominio de la frecuencia y permite analizar casos con modos estrechamente espaciados y simplifica el análisis en el dominio de la frecuencia al concentrar toda la información en un solo gráfico (gráfico de valores singulares de la matriz PSD) (Brincker & Ventura, 2015). Fue introducida por (Brincker y otros, 2000) y se ha utilizado ampliamente en el Análisis Modal Operacional (OMA) debido a su facilidad de uso y su implementación en el software ARTeMIS Modal.

Figura 21.

Representación de los valores singulares de la matriz de densidad espectral



Nota. Fuente: (Zamora López, 2016)

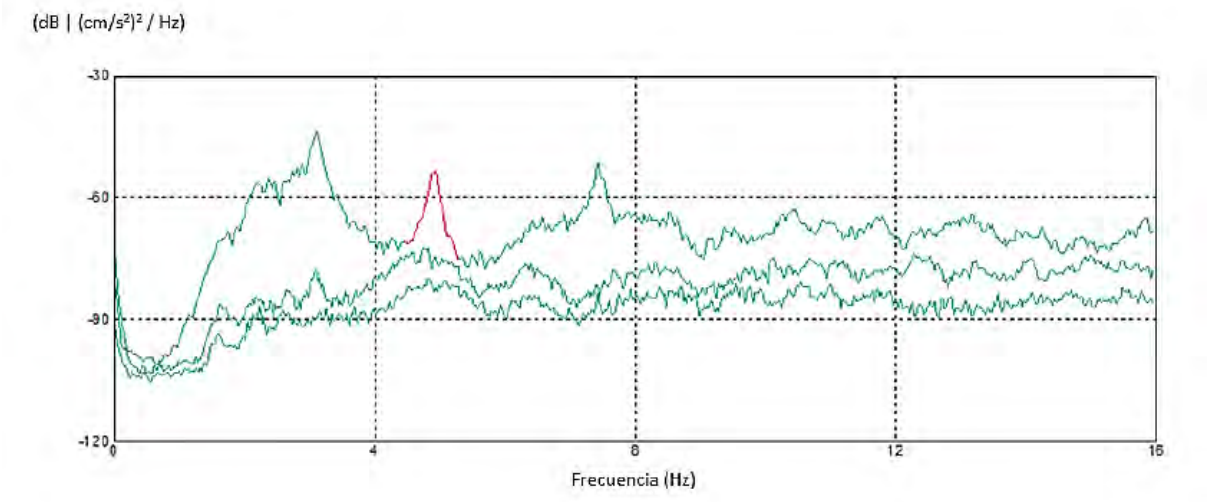
2.1.9.3. Método de descomposición en el Dominio de la Frecuencia Mejorada (EFDD)

La técnica EFDD es una extensión mejorada del método FDD utilizado en el análisis modal operacional. Este método mejora la estimación de frecuencias naturales, formas modales y amortiguamiento modal al identificar picos de resonancia en la matriz de densidad espectral de potencia de un grado de libertad (1GDL) y llevarla de vuelta al dominio del tiempo mediante la transformada inversa de Fourier discreta (TIFD) (Jacobsen y otros, 2006). En comparación con FDD, este método ha mejorado la estimación tanto de las frecuencias naturales como de las formas modales, y también permite obtener los coeficientes de amortiguamiento con una mayor fiabilidad (Pachón García, 2016).

Según (Zamora López, 2016), el procedimiento implica determinar el modo de vibración del pico de la curva en la frecuencia “k” que se identifica en el método FDD, mediante la obtención de los modos de frecuencias ligeramente superiores e inferiores, hasta que la correlación del Criterio de Aseguramiento Modal (MAC por sus siglas en inglés) entre ambos modos alcanza cierto valor límite (se suele elegir MAC=0.8).

Figura 22.

Aplicación del parámetro MAC (línea roja) en los valores singulares



Nota. Fuente: (Zamora López, 2016)

2.1.10. Métodos Paramétricos en el Dominio del Tiempo

existen una gran variedad de métodos el dominio del tiempo sin embargo en este trabajo se tomará interés a una de las técnicas más utilizadas para identificación modal de sistemas dinámicos.

2.1.10.1. Método de Identificación del Subespacio Estocástico (SSI)

Según (Ortega Cárdenas, 2016), este método es uno de los más efectivos para llevar un estudio OMA debido a que trabaja directamente con datos de tiempo sin necesidad de transformarlos en espectros o correlaciones como los métodos anteriores. Se han introducido en el campo de la ingeniería civil debido a su eficacia en los resultados para la identificación de los parámetros modales de diversos tipos de estructuras. Al igual que el método EFDD, se puede estimar las frecuencias naturales, formas modales y coeficientes de amortiguamiento modal con una elevada exactitud (Pachón García, 2016). Se distinguen dos tipos de métodos:

- SSI-COV (Identificación del subespacio estocástico impulsada por covarianza): Este método determina los parámetros dinámicos mediante el análisis de las correlaciones de las salidas del sistema.
- SSI-DATA (Identificación del subespacio estocástico basada en datos): Este método determina los parámetros dinámicos directamente a partir de las series temporales de datos (respuesta en aceleraciones del sistema) recolectadas en los ensayos.

2.1.11. Software de Análisis Modal Operacional

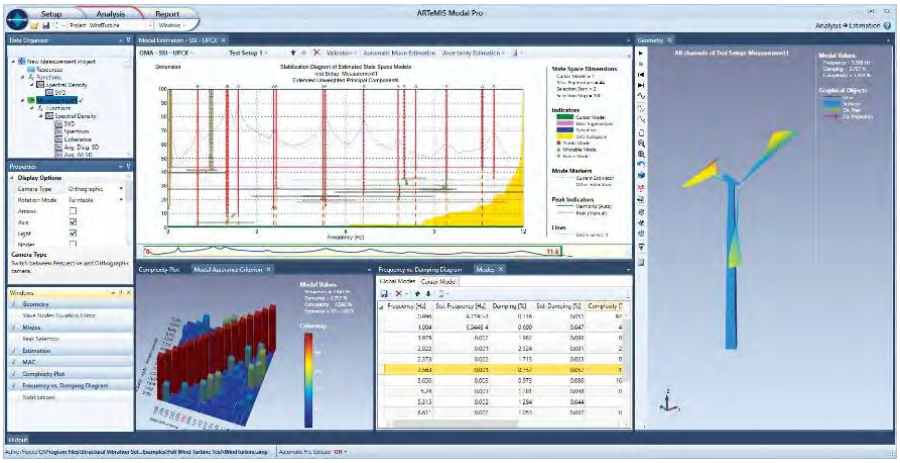
Como bien señala (Aranda Pazmiño, 2020), el constante avance tecnológico en términos computacionales, han desarrollado softwares especializados para realizar análisis modal operacional (OMA), tales como: ARTeMIS Modal, OpenModal, PULSE Operational Modal Analysis, etc. los cuales son imprescindibles para el procesamiento de datos. El ARTeMIS Modal es un software desarrollado por la compañía danesa Structural Vibration

Solutions (SVS), el cual ha demostrado ser un instrumento eficaz y versátil para realizar análisis modal operacional (OMA) desde 1999. A partir de la medición de vibraciones, este software proporciona los parámetros modales en términos de frecuencias naturales, factores de amortiguamiento y formas modales (Structural Vibration Solutions , 2024).

En la Figura 23 se exhibe la interfaz de usuario de este programa el cual se utilizará en el desarrollo de esta investigación.

Figura 23.

Interfaz de usuario del software ARTeMis Modal



Nota. Fuente: (Structural Vibration Solutions , 2024)

Este software incluye hasta ocho métodos para Análisis Modal Operacional desde los métodos de descomposición en el dominio de la frecuencia (FDD) hasta los potentes métodos de identificación del subespacio estocástico cristalino (CC-SSI). Estas dependen de las versiones, es así que se tienen 3 versiones distintas del ARTeMIS modal: Básico, Standard y Pro (Structural Vibration Solutions , 2024).

2.1.12. Análisis de Elementos Finitos

(Vázquez & López, 2001), señala que la utilización del método de elementos finitos (MEF), es indispensable debido a la complejidad de las ecuaciones que rigen las estructuras continuas, así como de la mayoría de las estructuras. Es un método numérico empleado para

aproximar soluciones de ecuaciones diferenciales parciales altamente complicadas que se utilizan en una variedad de problemas de ingeniería y física. Para conseguir esto, divide la estructura continua en un número finito de elementos (también denominada discretización) y conecta estos elementos entre sí mediante un número determinado de puntos comunes llamados nodos. La precisión del método de elementos finitos (MEF) mejora a medida que se incrementa el número de elementos en que se divide la estructura.

De acuerdo con (Pachón García, 2016), el método de los elementos finitos es una de las herramientas matemáticas más poderosas y utilizadas por los profesionales tanto para analizar y diseñar nuevas estructuras como para evaluar estructuras existentes.

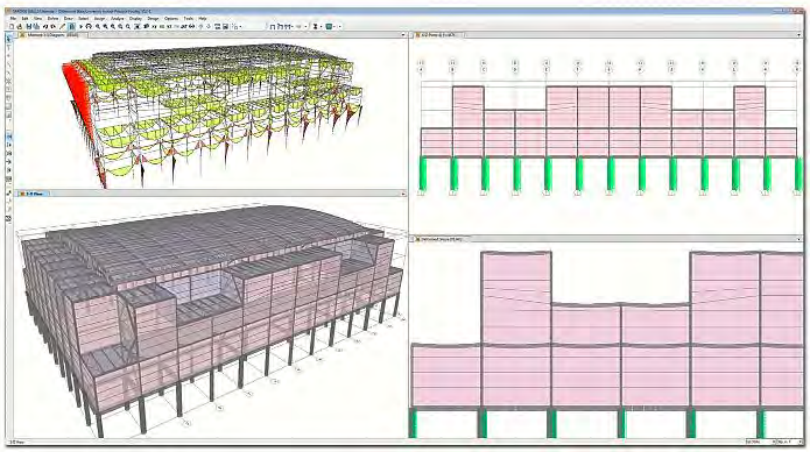
2.1.13. Software de Análisis Estructural

Es un software de elementos finitos con una interfaz gráfica 3D orientada a objetos. Facilita la modelación, análisis y dimensionamiento de una amplia variedad de problemas de ingeniería de estructuras. Es conocido por su flexibilidad para analizar diferentes tipos de estructuras, su poder de cálculo y la fiabilidad de los resultados. Se utiliza en el análisis y dimensionamiento de puentes, edificios, estadios y otros tipos de infraestructuras. Asimismo, posibilita la generación automática de cargas sísmicas, de viento y de vehículos, así como la realización automática del dimensionamiento y la comprobación de estructuras de hormigón armado, perfiles metálicos y aluminio siguiendo diversas normativas internacionales.

Ofrece herramientas de análisis y procesos que permiten evaluar grandes desplazamientos, análisis modal, comportamiento catenario en cables, no linealidad del material y de los objetos de área, análisis de pandeo, uso de "links" no lineales, entre otros (CSI Spain, 2024). En la figura 24 se exhibe la interfaz de usuario de este programa.

Figura 24.

Interfaz de usuario del software de análisis estructural



Nota. Fuente: (CSI Spain, 2024)

2.1.14. Criterio de Correlación Modal (MAC)

Cuando se realizan pruebas modales en OMA, suele ser útil comparar resultados de diferentes pruebas en la misma estructura o de algoritmos de identificación que utilizan la misma colección de conjuntos de datos. Comparar frecuencias naturales y valores de amortiguación es un procedimiento sencillo porque en este caso estamos tratando con valores únicos. Cuando comparamos formas modales, los muchos grados de libertad en cada ubicación medida hacen que sea muy difícil comparar estas cantidades y en este caso normalmente se utiliza una medida de correlación. Considerando dos vectores diferentes a y b, que deben considerarse como dos estimaciones diferentes del mismo vector de forma de modo experimental, podemos calcular la correlación entre los dos vectores de acuerdo con el MAC (Brincker & Ventura, 2015).

$$MAC(a,b) = \frac{|a^H b|^2}{(a^H a)(b^H b)} \quad \ldots Ecuación(41)$$

El MAC (Modal Assurance Criterion), se emplea a menudo para relacionar formas modales obtenidas experimentalmente y formas modales obtenidas a partir de un modelo de

elementos finitos, como una herramienta en la calibración de modelos (William et al., 2009). También se puede utilizar para comparar las estimaciones modales de dos técnicas OMA diferentes utilizando los mismos conjuntos de datos. En tal caso los vectores a y b corresponden al mismo modo, a la misma frecuencia, pero se han obtenido a partir de dos técnicas diferentes. Por ejemplo, el vector a sería el resultado obtenido utilizando la técnica FDD y el vector b se habría obtenido utilizando una de las técnicas SSI (Brincker & Ventura, 2015).

El criterio de garantía modal toma valores de 0 a 1, Si el valor de MAC tiene un valor cercano a cero, esto es una indicación de que los vectores modales no son consistentes. Si el valor de MAC tiene un valor cercano a la unidad, esto es una indicación de que los vectores modales son consistentes. Un valor típico adoptado como nivel de rechazo MAC es igual a 0.80 (Rainieri & Fabbrocino, 2014).

2.1.15. Calibración de Modelos de Elementos Finitos

El método de elementos finitos se utiliza comúnmente en el análisis estático y dinámico de sistemas estructurales. En la dinámica estructural, es necesario determinar las propiedades modales del sistema, tales como las frecuencias naturales, las formas modales de vibración y los factores de amortiguamiento. Aunque el método de elementos finitos se emplea para este propósito, las técnicas de medición de vibraciones han permitido obtener estas propiedades experimentalmente, lo que ha generado discrepancias entre las predicciones de los modelos analíticos de elementos finitos y los resultados de estudios experimentales. Para abordar esta discrepancia, se ha desarrollado el ajuste de modelos de elementos finitos, que busca generar modelos confiables mediante el ajuste de parámetros para minimizar la diferencia entre las predicciones analíticas y los resultados experimentales (Vélez Pabón y otros, 2009).

Según (Seguel Anativia, 2019), la calibración del modelo permite que el modelo se adapte a las circunstancias más reales de la estructura, donde se deben ajustar las propiedades mecánicas, las condiciones de borde y las condiciones de continuidad.

Según (Vélez Pabón y otros, 2009), los métodos iterativos que utilizan datos modales son una técnica comúnmente utilizada en el ajuste de elementos finitos. Estos métodos buscan mejorar la correlación entre los datos experimentales y los resultados de un modelo de elementos finitos, mediante pequeños ajustes en los parámetros del modelo. El MAC es el criterio utilizado para evaluar esta correlación, que muestra el grado de colinealidad entre dos vectores de forma modal y es utilizado a su vez en los procesos de correlación de vectores analíticos y experimentales.

2.2. Antecedentes de la Investigación

2.2.1. Antecedentes Regionales

- (Choquemaque Mozo & Valer Medina, 2023), presentaron la tesis titulada: **"Diagnostico estructural utilizando análisis modal operacional en edificaciones históricas; caso: templo de san francisco de asís de Marcapata provincia de Quispicanchis-Cusco"**, el objetivo general de esta investigación fue analizar el comportamiento dinámico del muro del templo de san francisco de Asís de Marcapata utilizando OMA, para ello realizaron ensayos no destructivos en la estructura para las mediciones de las vibraciones debido a las excitaciones ambientales. La herramienta utilizada para el procesamiento de los datos experimentales fue el programa Artemis Modal Pro. Además, se utilizó el programa de análisis estructural para realizar un modelo numérico del templo considerando los muros de mampostería de piedra y las estructuras de madera. A partir del modelo numérico y los resultados de las pruebas experimentales, se calcularon los coeficientes MAC (Criterio de garantía modal) para realizar el proceso de calibración del modelo numérico. Las pruebas experimentales permitieron determinar los parámetros modales de la estructura, principalmente en el primer y tercer modo de vibración, con frecuencias de 3,2 y 6,15 Hz, respectivamente y a su vez estos parámetros modales se utilizaron para el proceso de

calibración del modelo numérico, donde se obtuvieron valores de MAC de 0,95 para el primer modo de vibración y 0,85 para el tercer modo de vibración.

2.2.2. Antecedentes Nacionales

- (León Deza y otros, 2018), en su artículo: **"Estudio de las características dinámicas del puente atirantado rayitos de sol mediante vibraciones ambientales"**, presenta la evaluación de las frecuencias naturales y formas modales de vibración del puente atirantado Rayitos de Sol mediante el desarrollo de un modelo tridimensional de elementos finitos y la medición de las vibraciones ambientales de la estructura. Mediante análisis en el dominio de la frecuencia de las señales registradas, obtenidas en algunos puntos estratégicos del tablero, se obtuvieron características dinámicas de la estructura los cuales se compararon con las predichas por el modelo matemático. Se concluyó que las características dinámicas del puente obtenidas a partir del modelo numérico pueden ser consideradas fiables al ser validadas con los resultados experimentales. Además, concluye que la elaboración de un modelo numérico previo a la medición de vibraciones ambientales permite determinar de manera más eficiente la ubicación de los puntos de medición de las señales de vibración de la estructura.
- (Sovero Ancheyta & Martel Cuyubamba, 2014) presentaron la tesis de investigación: **"OMA tests and FEM updating in peruvian archaeological heritage: Chokepukio y modal identification tests on archaeological heritage: the case of Chokepukio"** Pontificia Universidad Católica del Perú para optar el grado de magister en ingeniería civil. El objetivo de este trabajo fue calibrar un modelo analítico de una estructura histórica situada en el sitio arqueológico de Chokepukio en Cusco-Perú. Se utilizaron dos artículos publicados en congresos internacionales para presentar la metodología utilizada. En el primer artículo, se desarrollaron tres modelos de elementos finitos y se calibró uno de ellos

utilizando parámetros modales obtenidos experimentalmente. En el segundo artículo, se presentaron tres modelos desarrollados en otro software y se calibró uno de ellos también utilizando parámetros modales experimentales. Además, se incluyó un anexo que presentaba una herramienta desarrollada en Matlab para realizar la optimización automática basada en parámetros modales. Los resultados mostraron que la calibración del modelo numérico mejoró su capacidad para predecir el comportamiento de la estructura real. En conclusión, este trabajo demostró la importancia de la calibración de modelos numéricos en la comprensión del comportamiento de las estructuras históricas y proporcionó una herramienta útil para llevar a cabo este proceso de forma automática.

2.2.3. Antecedentes Internacionales

- (Irías Mata, 2016), presentó la investigación titulada: **"Determinación de los parámetros dinámicos de la sección atirantada del puente La Amistad de Taiwán sobre el rio Tempisque mediante método de identificación de sistemas multivariables"**, Universidad de Costa Rica, Tiene como objetivo general realizar el análisis modal operacional en la sección atirantada del puente La Amistad de Taiwán bajo la condición de vibraciones ambientales utilizando el método de identificación subespacial estocástica de sistemas multivariables. Para ello se registraron las aceleraciones verticales en 50 puntos de ubicación a lo largo de ambos lados de la calzada, así como mediciones de aceleraciones transversales y longitudinales en 10 puntos de la superestructura mediante 33 acelerómetros uniaxiales conectados alámbricamente a cuatro controladores (cRIO) y en cuanto a la metodología para la determinación de parámetros dinámicos de vibración se utilizó las técnicas de identificación FDD y SSI-COV. Como resultados de la investigación se identificaron 17 formas modales de vibración en un intervalo de frecuencias de 0 a 10 Hz (10 modos de flexión vertical y 7 modos de torción) y como complemento se desarrolló un

modelo analítico en el software CSI BRIDGE con elementos tipo marco y tipo cascaron para modelar la estructura con el objetivo de determinar y verificar las formas modales operacionales identificadas experimentalmente. Como conclusión se obtuvieron valores de MAC superiores a 0.8 para la mayoría de los modos de vibración identificados.

- (Pachón García, 2016), presentó la tesis doctoral titulada: **"Evaluación estructural de edificaciones históricas mediante análisis modal operacional (OMA)"**, Universidad de Sevilla, El objetivo principal de esta investigación fue avanzar en la aplicación del OMA sobre estructuras históricas de fábrica, utilizando esta técnica tanto para el control y evaluación de intervenciones estructurales, así como para la calibración de modelos numéricos de análisis estructural. Para tal efecto, se siguió una metodología que incluyó revisar los fundamentos teóricos, estudiar casos de edificaciones históricas y aplicar el análisis modal operacional (OMA) en cada uno de ellos mediante pruebas de vibración ambiental y modelos numéricos de elementos finitos. Los resultados obtenidos demostraron la eficacia del OMA en la evaluación y control de intervenciones estructurales, así como en la calibración de modelos numéricos utilizando datos experimentales. Concluyendo que la aplicación del OMA es una técnica eficaz para identificar experimentalmente las frecuencias y modos de vibración de las estructuras.
- (Durán Bolaños, 2018), presentó la investigación titulada: **"Calibración de modelos estructurales y estudio del comportamiento dinámico para puentes de vigas de acero compuestas y continuas de 3 tramos"**, Universidad de Costa Rica, tuvo como objetivo general Calibrar modelos estructurales analíticos de puentes ubicados sobre la quebrada Salitral y el río Ciruelas en la Ruta Nacional N° 27, así como las estructuras en paralelo sobre el río Virilla en la Ruta Nacional N° 3 con base en las frecuencias y formas modales operacionales identificados a partir de vibraciones ambientales. La metodología empleada

consistió en la identificación de parámetros modales operacionales mediante observaciones de campo y análisis de documentación técnica. Posteriormente se realizó el modelado adecuado de los puentes y se compararon los parámetros modales analíticos y experimentales para determinar su congruencia. Como resultado, se encontró que los modelos de los puentes sobre la quebrada Salitral y Ciruelas requerían un proceso de calibración debido a una disminución en la rigidez de su losa de concreto y al comportamiento de las pilas como columnas en voladizo y, por otro lado, los puentes sobre el rio Virilla, debido a su reciente construcción, no requerían tal calibración. Finalmente, se concluyó con la importancia de la calibración de modelos estructurales para reflejar adecuadamente el comportamiento de las estructuras. Además, destacó la necesidad de considerar el comportamiento dinámico en la evaluación y mantenimiento de infraestructuras de puentes.

- (Viviescas y otros, 2018), presentó su investigación titulada**: “Línea base para el monitoreo de salud estructural del puente Gómez Ortiz a partir de pruebas de vibración ambiental”**, este estudio discutió resultados de las características dinámicas de la estructura de estudio, además de describir el proceso de ajuste en un modelo numérico basado en resultados experimentales. En cuanto a la metodología utilizada, se aplicaron técnicas experimentales para la medición de las vibraciones ambientales, mientras que para el procesamiento de datos fueron aplicadas cuatro métodos distintos: selección de picos, descomposición en el dominio de la frecuencia, descomposición en el dominio de la frecuencia mejorada e identificación del sub espacio estocástico. Como resultados de la investigación se obtuvo información experimental de las propiedades dinámicas de vibración del puente, tales como frecuencias naturales, formas modales de vibración y factores de amortiguamiento. En cuanto a las conclusiones los resultados evidenciaron que

las cuatro técnicas aplicadas demostraron resultados similares, a excepción de los factores de amortiguamiento, por lo cual se confirma la incertidumbre de las técnicas experimentales para definir este parámetro.

CAPITULO III. HIPÓTESIS Y VARIABLES

3.1. Hipótesis

3.1.1. Hipótesis General

HG: Las propiedades dinámicas de vibración del puente By Pass de la avenida Tupac Amaru de Cusco pueden ser determinadas a partir de un modelo numérico calibrado.

3.1.2. Hipótesis Especifica

HE1: Las propiedades dinámicas de vibración se identifican realizando un análisis modal operacional (OMA) del puente By Pass de la avenida Tupac Amaru de Cusco.

HE2: El desarrollo del modelo numérico de elementos finitos concuerda con los planos estructurales de diseño del proyecto del puente By Pass de la avenida Tupac Amaru de Cusco.

HE3: Existe consistencia entre los resultados del análisis modal operacional (OMA) y el modelo numérico del comportamiento dinámico del puente cuando MAC es mayor a 0.80.

HE4: La calibración del modelo numérico basada en los resultados obtenidos por el método OMA muestra una mejor consistencia en cuanto al comportamiento dinámico del puente By Pass de la avenida Tupac Amaru de Cusco.

3.2. Variables

3.2.1. Identificación de Variables

- **Variable Independiente:** Modelo numérico calibrado.
- **Variable Dependiente:** Propiedades dinámicas de vibración

3.2.2. Identificación de Indicadores

- Frecuencia natural
- Formas modales
- Coeficiente de amortiguamiento

- Características geométricas del puente
- Propiedades mecánicas de los materiales

3.2.3. Operacionalización de Variables

Tabla 1.

Operacionalización de las variables de la investigación

Variables	Definición conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Herramientas
Variable Dependiente: Propiedades dinámicas de vibración	Las propiedades dinámicas de una estructura se refieren a las características que determinan cómo la estructura responde a excitaciones dinámicas, tales como fuerzas externas variables con el tiempo, movimientos sísmicos, vibraciones inducidas por el tráfico, o efectos de la vibración ambiental	Medición mediante ensayos de identificación modal	Comportamiento dinámico de una estructura	Frecuencia natural de vibración Formas modales Coeficiente de amortiguamiento	Sensores de medición, equipo de adquisición de datos, cables, laptop
Variable Independiente: Modelo numérico calibrado	Un modelo numérico calibrado es una representación matemática y computacional precisa de una estructura, ajustada de manera que sus predicciones coincidan con los datos obtenidos experimentalmente.	Medición de un modelo numérico calibrado ajustado iterativamente mediante un software	Modelamiento estructural	Características geométricas Propiedades mecánicas de materiales	Planos de diseño del proyecto Especificaciones técnicas del proyecto

Nota. Fuente: elaboración propia

CAPITULO IV. INSTRUMENTACIÓN, ADQUISICIÓN Y PROCESAMIENTO DE DATOS EXPERIMENTALES

4.1. Caso de Estudio

4.1.1. Ubicación y Descripción del Puente

El puente “By Pass de la Av. Tupac Amaru” analizado en esta investigación es una infraestructura vial que se encuentra ubicado en la intersección de las avenidas Tupac Amaru, Av. República de Brasil, Av. República de Uruguay y la Av. Diagonal Angamos en el distrito de Wanchaq, provincia y departamento del Cusco (Figura 25).

Figura 25.

Ubicación del puente By Pass



a) Vista panorámica del puente



b) Vista del tramo central del puente



c) Ubicación en mapa del puente

Nota. Fuente: Google Maps (2024)

Esta infraestructura es un puente de tipo atirantado de concreto armado el cual cubre 79.4 m de longitud entre centros de apoyos y cuenta con 2 rampas de acceso laterales o de

aproximación tipo viga-losa de 68.00 m de longitud a lado oeste y 89.00 m a lado este. Estas rampas presentan pendientes de 7.00% y 8.00% respectivamente, las cuales están simplemente apoyadas sobre los pilares por medio de apoyos expansivos de neopreno.

La estructura principal del puente consta de dos pilares principales, desde los cuales se extienden una serie de tirantes dispuestos en una configuración de forma semi abanico que sostienen el tablero que tiene una forma de arco, lo cual es una condición imprescindible para conectar los dos extremos del puente. En las siguientes figuras se muestran fotografías de las distintas vistas del puente en estudio.

Figura 26.

Vista lateral del puente atirantado



Nota. Fuente: elaboración propia

Figura 27.

Vista de rampa de acceso oeste del puente



a) b)

Nota. Fuente: elaboración propia

Figura 28.

Vista de rampa de acceso este del puente



a) b)

Nota. Fuente: elaboración propia

Figura 29.

Vista de tramo central del puente desde el acceso este



a)



b)

Nota. Fuente: elaboración propia

4.1.2. Características Geométricas

Según los documentos del proyecto las características básicas de puente en estudio como la geometría y datos estructurales se resumen a continuación en la siguiente tabla:

Tabla 2.

Características básicas del puente

Longitud	79.4 m
Número de tramos	1
Número de carriles	2 (1 en cada sentido)
Ancho total de tablero	9.30 m
Ancho de calzada de rodadura	3.70 m
Tipo de superestructura	Atirantado de C°A°
Pilares	C°A°
Tablero	C°A°

Nota. Fuente: elaboración propia

4.1.3. Propiedades de los Materiales

Según los documentos del proyecto las características de los materiales empleados en la construcción de los diferentes elementos estructurales del puente se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 3.

Propiedades de los materiales

Sub estructura	
Estribo margen derecha	Zapatas, F'c=210 Kgf/cm2
Estribo margen izquierda	Zapatas, F'c=210 Kgf/cm2
Super estructura	
Losa de tablero	Concreto F'c=280 Kgf/cm2 Acero de refuerzo Fy=4200 Kgf/cm2
Vigas diafragma de tablero	Concreto F'c=280 Kgf/cm2 Acero de refuerzo Fy=4200 Kgf/cm2
Pilares	Concreto F'c=280 Kgf/cm2 Acero de refuerzo Fy=4200 Kgf/cm2
Tirantes	Acero de Alta Resistencia
Barreras	Concreto F'c=210 Kgf/cm2 Acero de refuerzo Fy=4200 Kgf/cm2

Nota. Fuente: elaboración propia

4.1.4. Normas y Reglamentos

Según los documentos del proyecto para el diseño de la superestructura del puente By Pass fueron utilizados las siguientes especificaciones:

- AASHTO LRFD Bridge Desing Specifications 2007
- Manual de diseño de puentes de Perú
- Norma peruana de diseño sismo resistente E-030

4.2. Modelado Preliminar del Puente

Con el propósito de realizar una evaluación preliminar del comportamiento del puente, se elaboró un modelado numérico previo del puente en el programa de análisis estructural. El principal objetivo de la realización de este modelo fue para conocer y estimar las propiedades dinámicas como las frecuencias naturales y las formas modales de vibración del puente y poder identificar algunos aspectos importantes que fueron útiles para considerar en la realización de

las pruebas en campo como la identificación de los puntos para ubicar los sensores de medición (acelerómetros) y planificar las configuraciones o setup para la adquisición de datos. En el capítulo siguiente de esta investigación se expone con más detalle el desarrollo de este modelo numérico.

4.3. Descripción de Equipos Utilizados

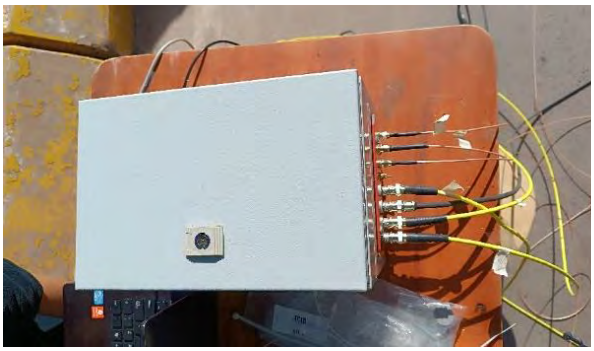
Para la realización de las mediciones de vibración ambiental sobre el puente atirantado, se utilizaron tres tipos de acelerómetros piezoeléctricos uniaxiales de las marcas PCB Piezotronics, IMI Sensors A PCB Piezotronics Div. Y Wilcoxon, una computadora (laptop), baterías recargables, cables de diferentes longitudes y otros accesorios importantes. En la figura 30 se exhibe cada uno de los elementos del equipo de medición que fueron utilizados para la adquisición y registro de datos en campo.

Figura 30.

Equipos utilizados para la adquisición de datos



a) Acelerómetros



b) Sistema de adquisición de datos



c) Cables



d) Laptop

Nota. Fuente: elaboración propia

4.3.1. Acelerómetros

Estos aparatos son los que se encargan de realizar los registros de las señales o vibraciones durante el tiempo de ensayo. Para llevar a cabo las mediciones en los ensayos del puente By Pass, se utilizaron 6 acelerómetros uniaxiales de tipo piezoeléctrico de tres distintas marcas, tal como se mencionó anteriormente y con las características que se detallan en la tabla 4. Estos acelerómetros se colocaron a lo largo del tablero y sobre los pilares del puente de acuerdo con las configuraciones o setup planificadas, y a su vez estos se conectaron a un sistema de adquisición de datos para poder trasladar los datos medidos a una laptop.

Tabla 4.

Características técnicas de acelerómetros empleados para la investigación

Modelo	N° Serie	Sensibilidad (mV/g)	Sensibilidad ($mV/(ms^2)$)	Rango de Frecuencia (Hz)	Rango de Medición (g)
799M	SN15669	1024	104.4	0.6 - 1200	±5.0
799M	SN15670	1001	102.0	0.6 - 1200	±5.0
393B05	SN38626	10130	1032.6	0.7 - 450	±0.5
393B05	SN38627	10190	1038.7	0.7 - 450	±0.5
393B05	SN38610	10280	1047.9	0.7 - 450	±0.5
601A02	SNLW80991	514	52.5	0.47 – 4000	±10.0

Nota. Fuente: elaboración propia

4.3.2. Sistema de Adquisición de Datos

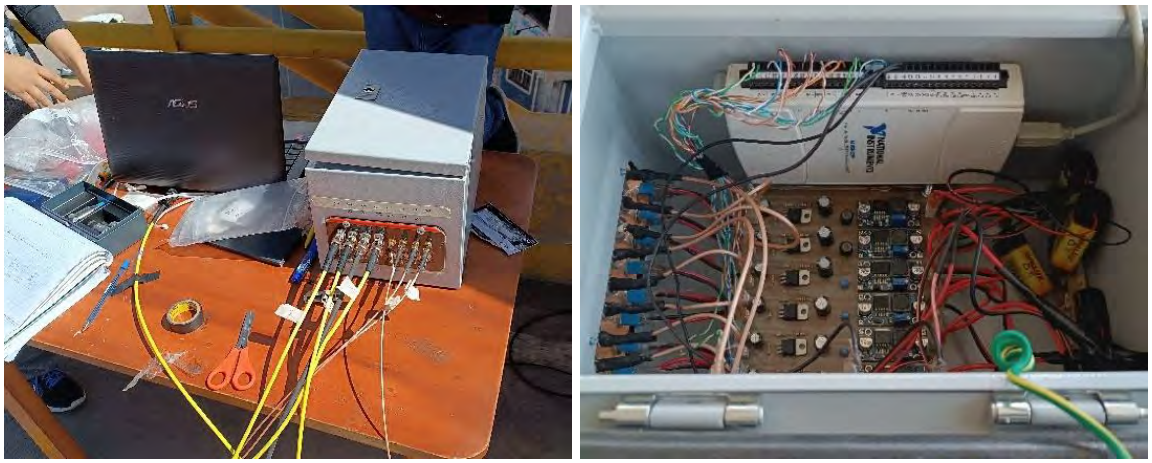
La señal eléctrica continúa generada por cada acelerómetro de medición se transmite a una unidad central de adquisición de datos mediante unos cables eléctricos, la cual a su vez transmite las señales a una computadora tomando datos en tiempo real. Dentro de esta unidad central se encuentran uno o varios convertidores de señal analógica a digital (CAD), los cuales

son dispositivos que convierten las señales continuas a secuencias de números discretos que puede ser procesadas por cualquier computadora.

El sistema de adquisición de datos (DAQ) que se utilizó para realizar las pruebas de vibración ambiental en el puente By Pass fue de la marca NI (National Instrument). Esta unidad de adquisición de datos se colocó aproximadamente a 2 metros del acelerómetro referencial biaxial y fue necesario para recopilar toda la información de los ensayos en campo y a partir del cual se distribuyó el cableado sobre el tablero y los pilares hacia los diferentes puntos de medida según las configuraciones que se tuvo.

Figura 31.

Sistema de adquisición de datos utilizado para la prueba de campo



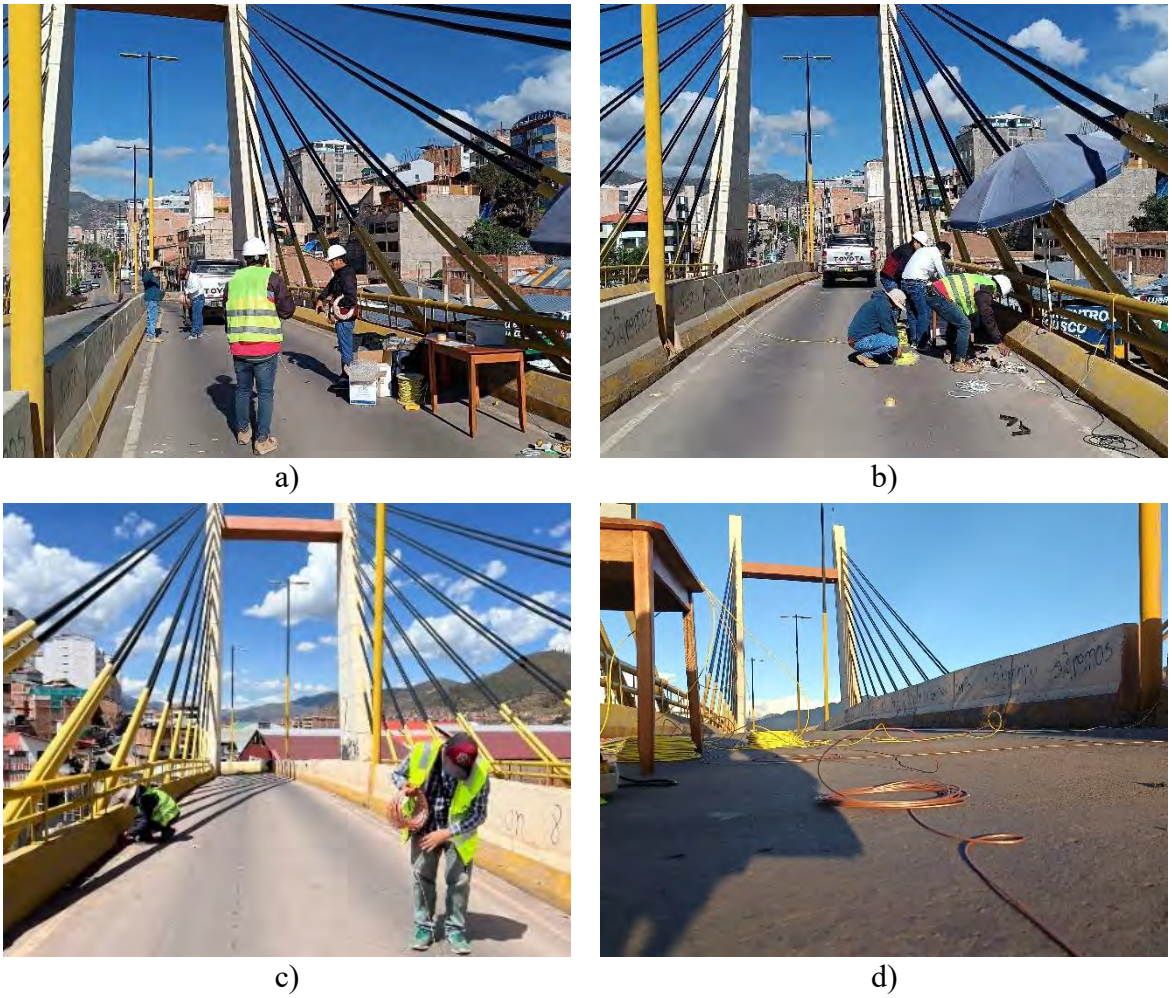
Nota. Fuente: elaboración propia

4.3.3. Computadora y Cables

Los acelerómetros descritos anteriormente en el ítem 4.3.1 se conectaron al sistema de adquisición de datos por medio de cables especiales, se tuvieron una cantidad de cables igual al número de acelerómetros con los que se contó para la realización de la prueba. Cabe mencionar también que, para realizar estos registros, el sistema de adquisición de datos fue conectado a una computadora, en este caso una laptop, y fue alimentado por medio de unas baterías recargables Opalux de 9 voltios por cada uno de los sensores.

Figura 32.

Tendido de cables sobre el tablero del puente



a) b)

c) d)

Nota. Fuente: elaboración propia

4.4. Ubicación y Distribución de los Sensores de Medición

Para la instrumentación del puente primero se elaboró un modelo estructural preliminar del puente en el programa de análisis estructural, con el fin de identificar la ubicación más adecuada de los sensores en función de las frecuencias y formas modales que se esperan obtenerse en el ensayo experimental, tal como se indica en el ítem 4.2 de la presente investigación. Cabe señalar también que para la selección de estos puntos se tomó en cuenta la longitud de los cables, la cantidad de acelerómetros disponibles, la longitud del tablero y altura de los pilares del puente.

Con base en esto, se propuso 36 puntos o nodos de registro de aceleración sobre el tablero ubicadas en las secciones donde se encuentran las vigas diafragma (figura 37) y 8 nodos en los pilares del puente (figura 39).

Esta distribución es necesaria para aplicar el método de identificación de parámetros modales del puente, los cuales se obtienen a partir de realizar registros de aceleraciones inducidas por las cargas operacionales de vibración ambiental sobre la estructura. Esto se logra empleando sensores de aceleración ubicados a lo largo de la estructura de forma lateral y sobre los pilares. Para tal efecto, Se dispusieron de 6 acelerómetros uniaxiales (lo que es lo mismo, 6 canales de medición) distribuidos de la siguiente manera:

Según (Gómez Araujo y otros, 2010), es común utilizar un número limitado de sensores y recorrer los puntos restantes con estaciones móviles hasta completar todos, siendo recomendable utilizar más de un punto de referencia para normalizar los datos de mediciones de vibraciones ambientales, a menos que la estructura sea muy simple. Con base a lo anterior:

- Se colocaron 2 acelerómetros uniaxiales formando un referencial biaxial (Ref.1) como se muestra en la figura 33 con los cuales se consiguió obtener señales de las aceleraciones en los ejes transversal y vertical.
- Se colocó 1 acelerómetro uniaxial referencial (Ref.2) en dirección vertical ubicado en la misma sección transversal del acelerómetro referencial biaxial (Ref. 1) para el empate de las formas modales obtenidas de cada configuración. Como se muestra en la figura 34.
- Se tuvieron 3 acelerómetros uniaxiales móviles los cuales se colocaron en distintos puntos a lo largo del borde del tablero y sobre los pilares del puente según las configuraciones y direcciones establecidos para la instrumentación. En la figura 35 y figura 36 se muestran fotografías de los acelerómetros móviles para la primera configuración de sensores de medición.

Figura 33.

Acelerómetro referencial (Ref.1) vertical y transversal ubicado en el nodo 6



Nota. Fuente: elaboración propia

Figura 34.

Acelerómetro referencial (Ref.2) en dirección vertical ubicado en el nodo 24



Nota. Fuente: elaboración propia

Figura 35.

Acelerómetro móvil en dirección vertical en el nodo 36



Nota. Fuente: elaboración propia

Figura 36.

Acelerómetro móvil en dirección vertical y transversal en el nodo 18

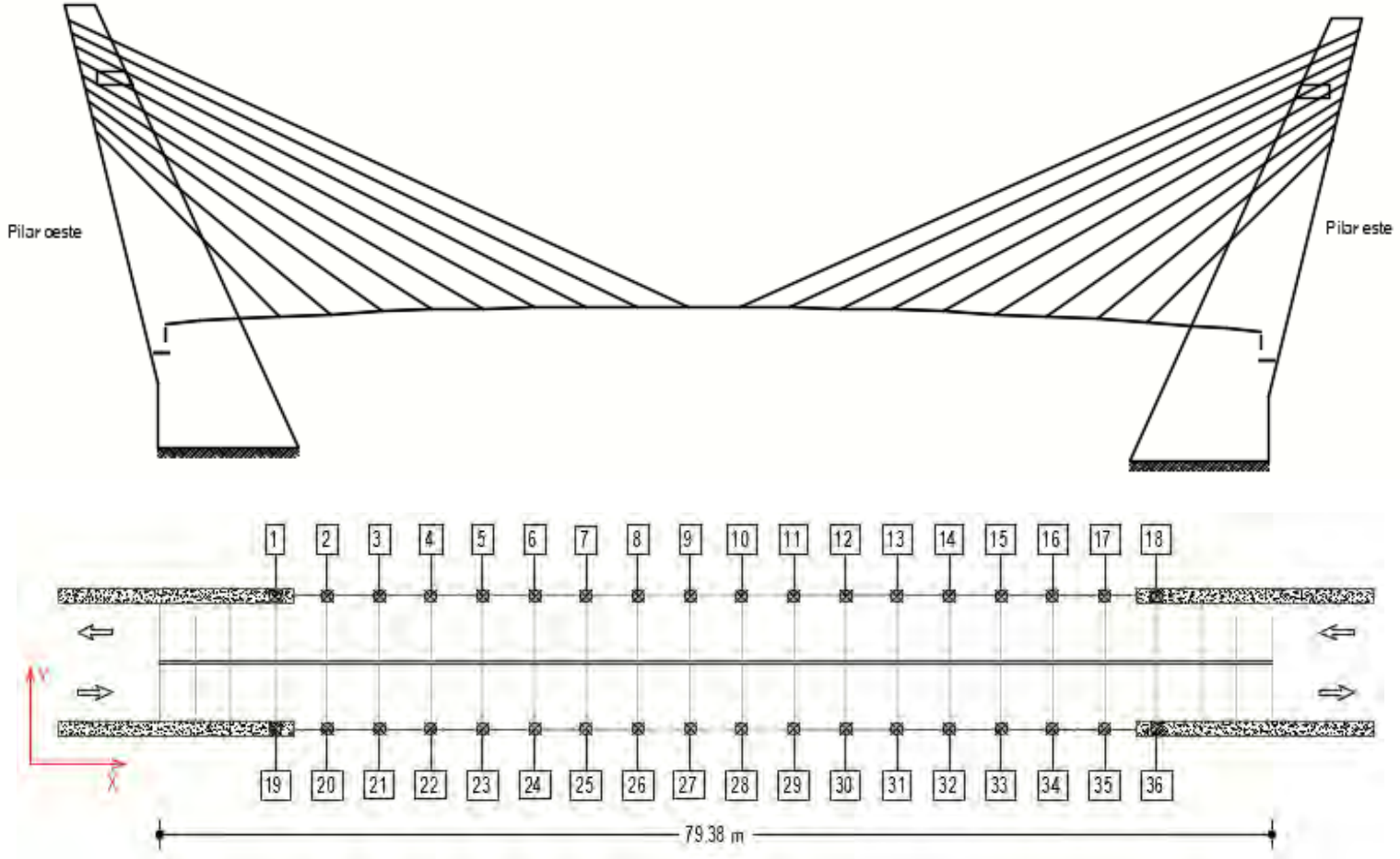


Nota. Fuente: elaboración propia

Para la realización de la prueba se planificó realizar 21 configuraciones o setup diferentes, estas configuraciones se muestran en las figuras a continuación:

Figura 37.

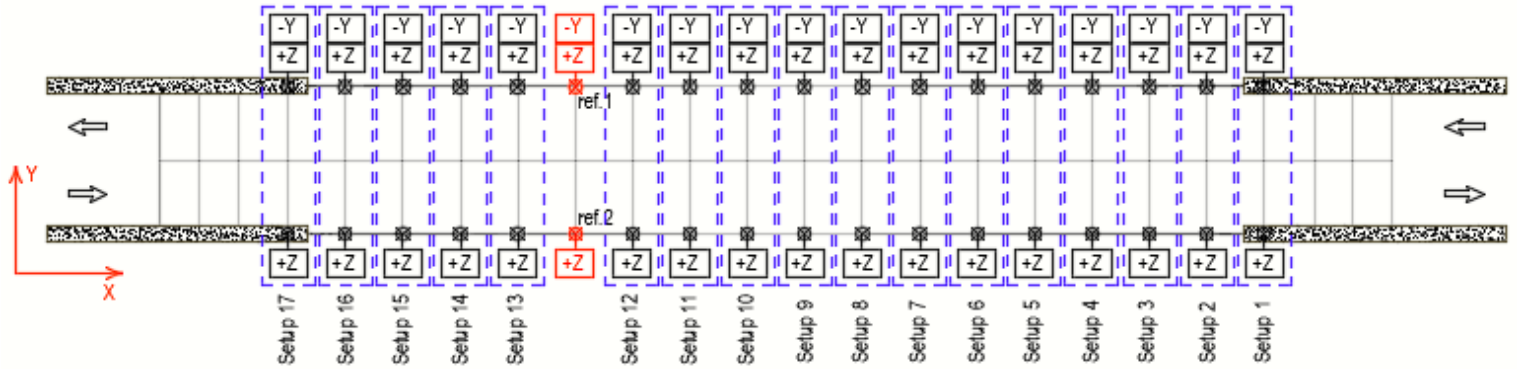
Definición de puntos de localización de sensores para la prueba de vibración ambiental sobre el tablero



Nota. Fuente: elaboración propia

Figura 38.

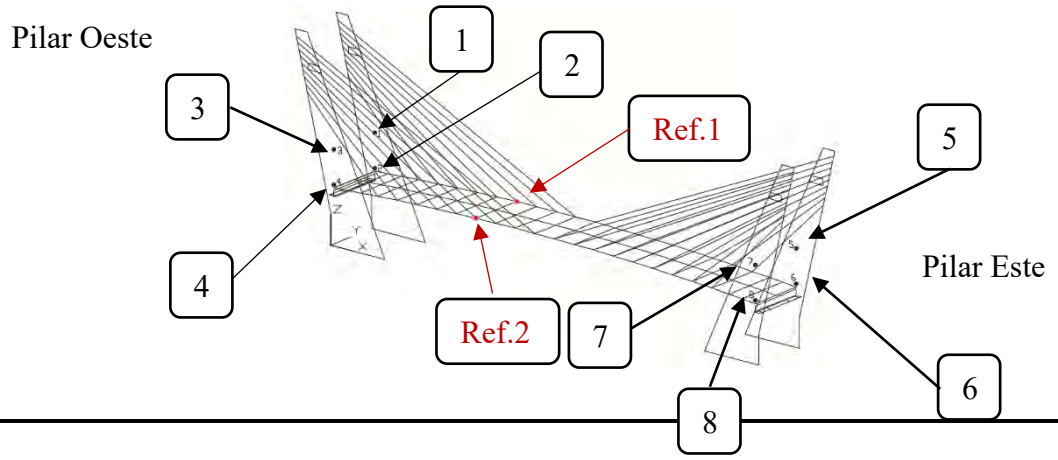
Localización de sensores de medición sobre el tablero (configuraciones 1 al 17)



Nota. Fuente: elaboración propia

Figura 39.

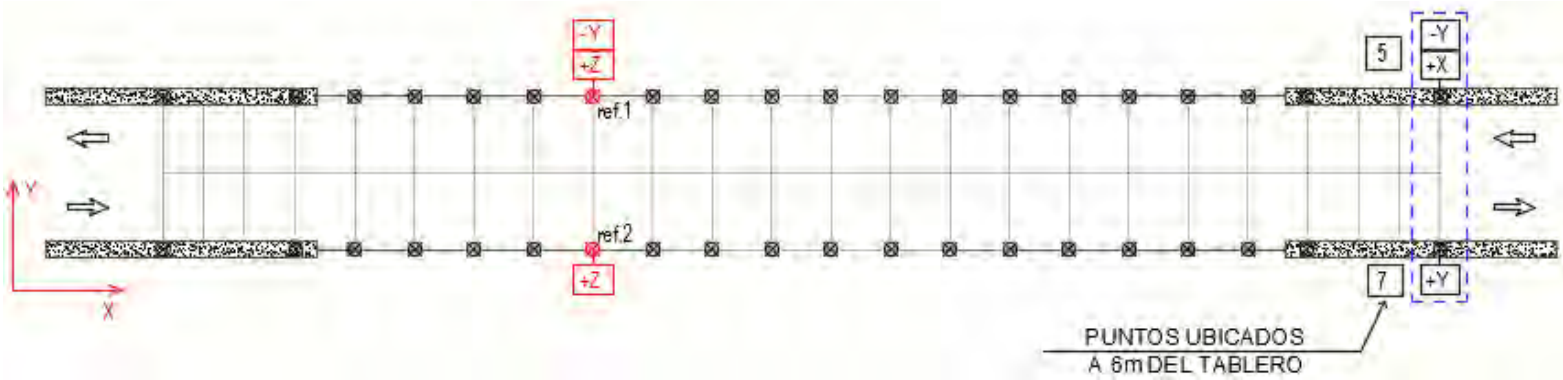
Definición de puntos de localización de sensores de medición en pilares



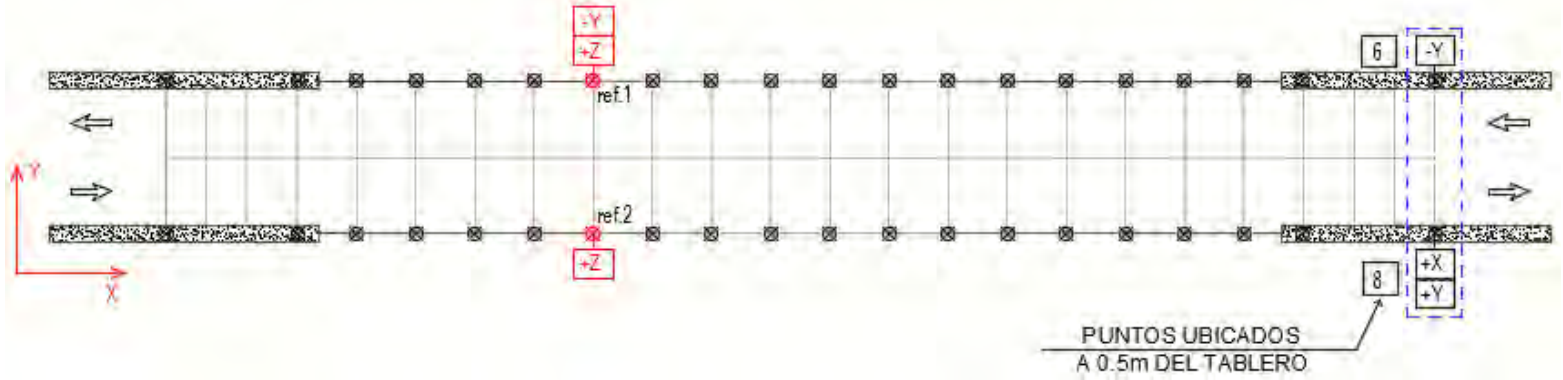
Nota. Fuente: elaboración propia

Figura 40.

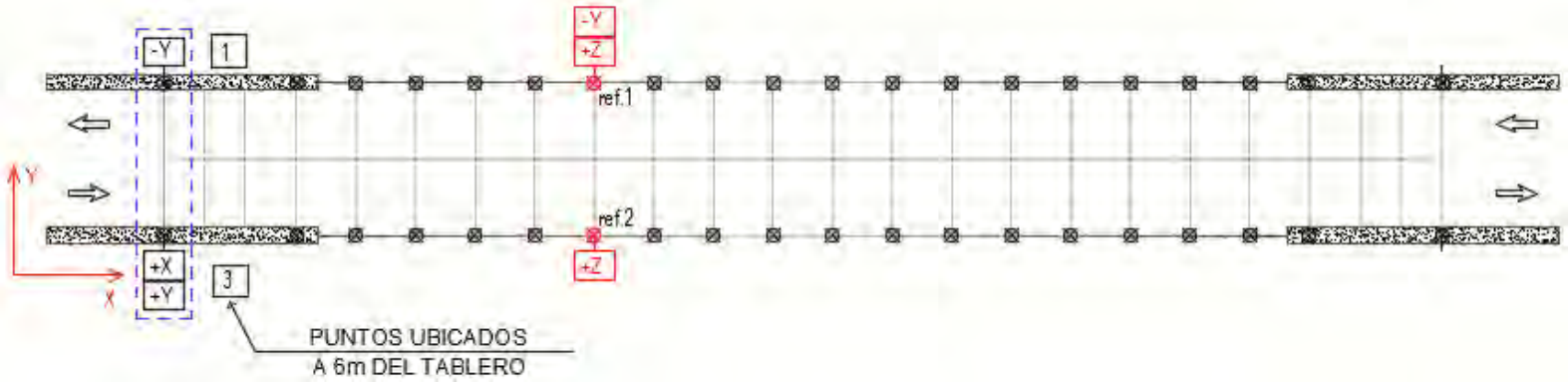
Localización de sensores de medición en pilares: a) configuración N°18 b) configuración N°19 c) configuración N°20 y d) configuración N°21



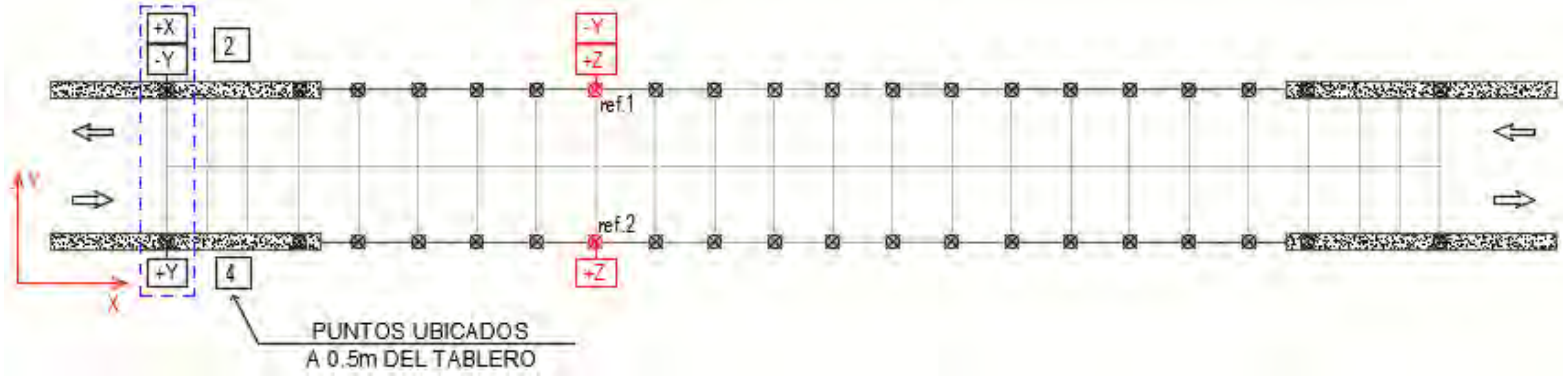
a) Configuración 18



b) Configuración 19



c) Configuración 20



d) Configuración 21

Nota. Fuente: elaboración propia

4.5. Tiempo de Prueba y Frecuencia de Muestreo

La frecuencia de muestreo está condicionada normalmente por las características técnicas de los equipos. de acuerdo al teorema de muestreo de Nyquist, para convertir una señal analógica a una señal digital y transmitirla por un medio eléctrico a grandes distancias y garantizar su recuperación en el extremo distante con la máxima precisión posible, se necesita que la señal analógica sea muestreada al menos dos veces su frecuencia máxima capturada por los acelerómetros por lo que para nuestro ensayo esto no supuso un problema debido a que las frecuencias a medir eran bastante bajas y además se contaban con acelerómetros que tienen un rango de frecuencia altas.

En cuanto al tiempo de registro, este se basa normalmente en la experiencia de los investigadores quienes sugieren que dicho tiempo de medición debería encontrarse entre el intervalo de 1000 a 2000 veces el periodo natural fundamental de la estructura sometida a la prueba de vibración ambiental. En este caso nuestra primera frecuencia natural fundamental obtenida del modelo analítico preliminar tiene un valor de $f_n = 1.326\ Hz$, con lo que el periodo será de $T_n \cong 0.754\ s$. De esta forma, el tiempo de duración de los registros debería estar entre $1000\ (0.754)/60 = 12.57$ y $2000\ (0.754)/60 = 25.13$ minutos.

Debido a la limitada cantidad de acelerómetros disponibles para las pruebas y al gran número de configuraciones se decidió realizar los registros de las aceleraciones con una duración de 15 minutos y con una frecuencia de muestreo de 256 Hz, esto para cada configuración o setup.

En la figura 41 se muestra una fotografía del montaje final donde se observa la unidad central de adquisición de datos (DAQ) y el cableado que transmite la señal desde los acelerómetros a dicha unidad, antes de iniciar con el registro de datos.

Figura 41.

Montaje final del equipo de adquision de datos y realización de la prueba



a) b)

c) d)

Nota. Fuente: elaboración propia

4.6. Registro de las Señales de Vibración Ambiental

La recolección de registros de aceleración inducidas por las cargas operacionales sobre el puente se realizó los días 28 de abril y 01 de mayo del año 2024. Durante el primer día, se registraron los datos correspondientes a las configuraciones del 1 al 9 entre las 10:00 a.m. y 4:00 p.m. aproximadamente, mientras que las configuraciones 10 al 21 se realizaron el segundo día entre las 9:00 a.m. y 6:00 p.m. aproximadamente. Los registros se obtuvieron con una duración de 15 minutos para cada uno de los setup o configuraciones de sensores propuestos preliminarmente para el desarrollo de la prueba en campo. En las figuras 42 y 43 se muestran

fotografías de la toma de datos de aceleración del puente. Cabe mencionar que los registros se realizaron sin considerar el tránsito vehicular.

Figura 42.

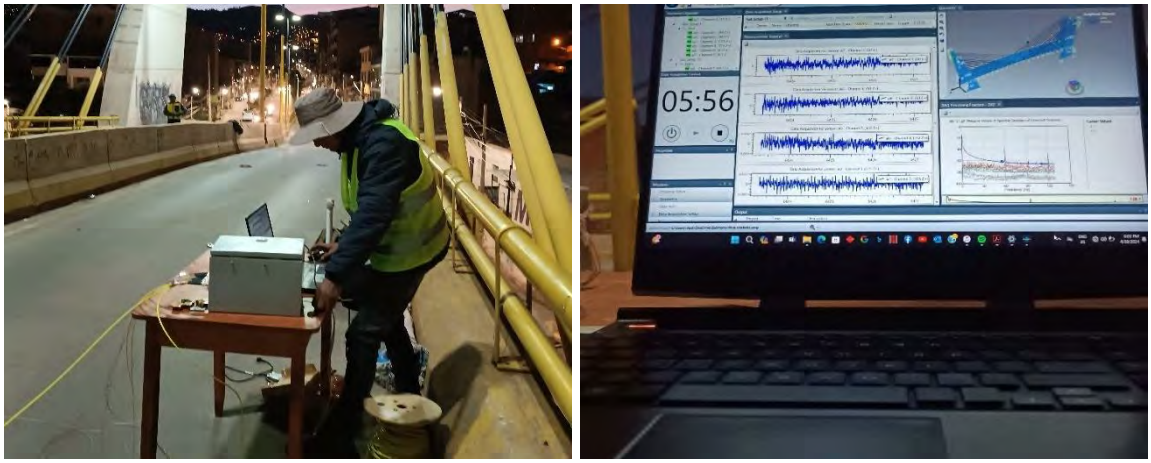
Registro de series temporales de aceleraciones durante el día 1



Nota. Fuente: elaboración propia

Figura 43.

Registro de series temporales de aceleraciones durante el día 2

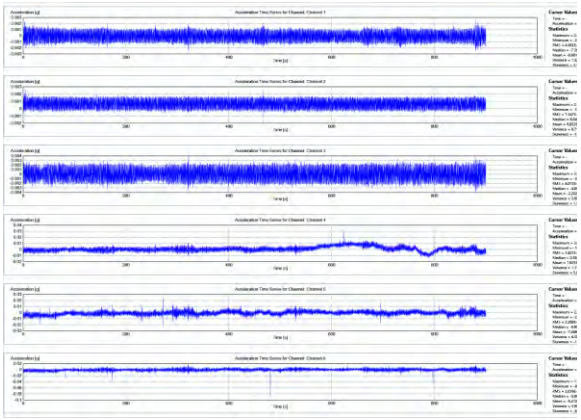


Nota. Fuente: Elaboración propia

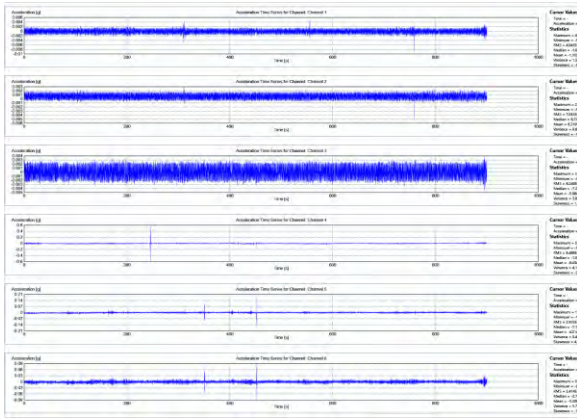
Los registros de las aceleraciones que se obtuvieron de la prueba en el puente para cada uno de las configuraciones o setup a una frecuencia de 256 Hz se muestran en la figura 44. Todos los gráficos están escala de tiempo vs aceleración.

Figura 44.

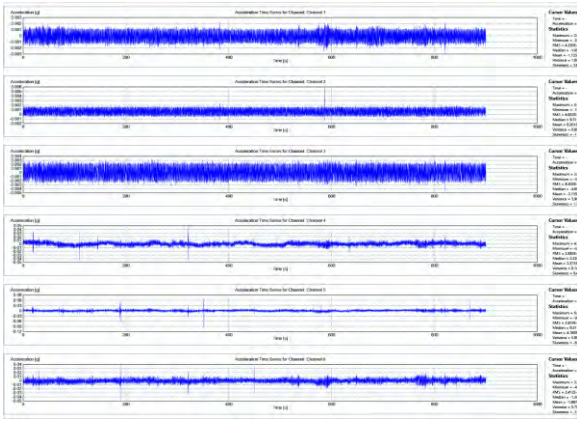
Registro de aceleraciones de todas las configuraciones realizadas



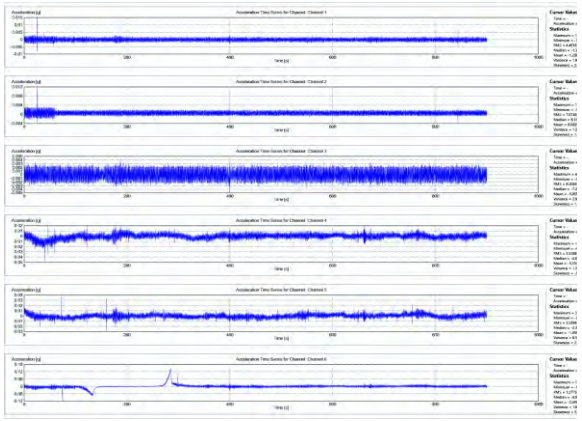
a) Configuración 1



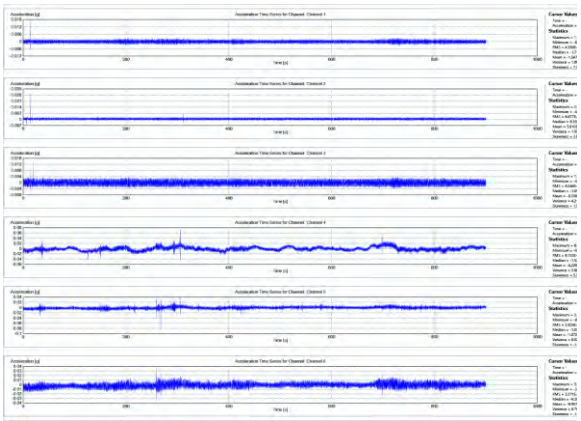
b) Configuración 2



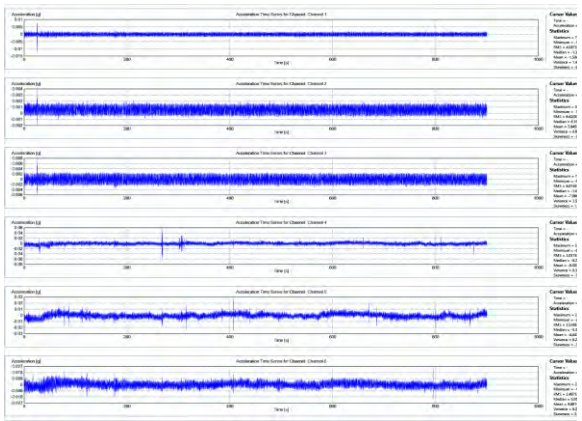
c) Configuración 3



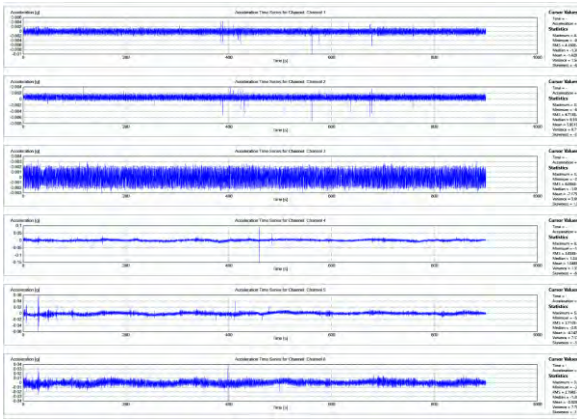
d) Configuración 4



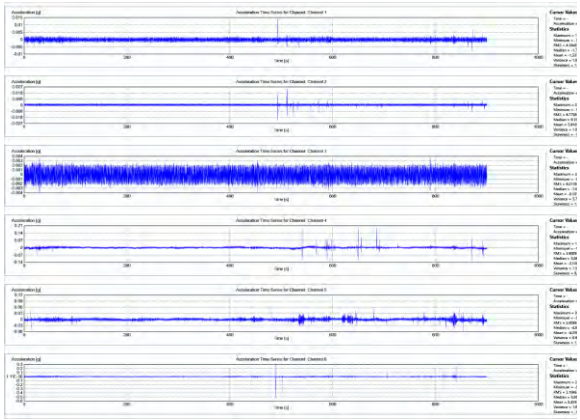
e) Configuración 5



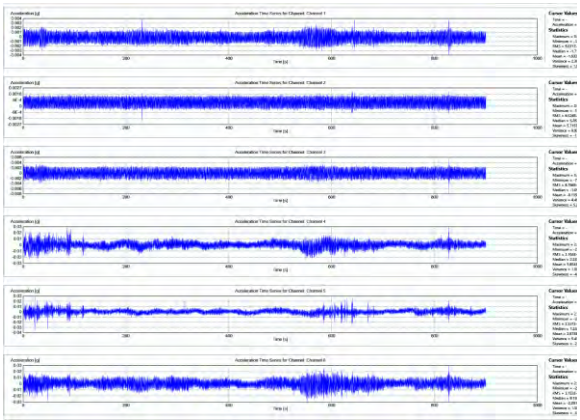
f) Configuración 6



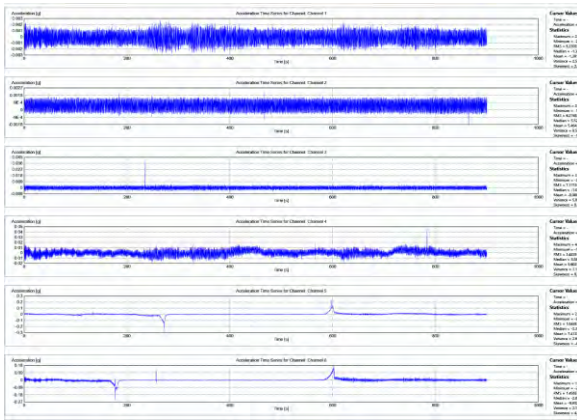
g) Configuración 7



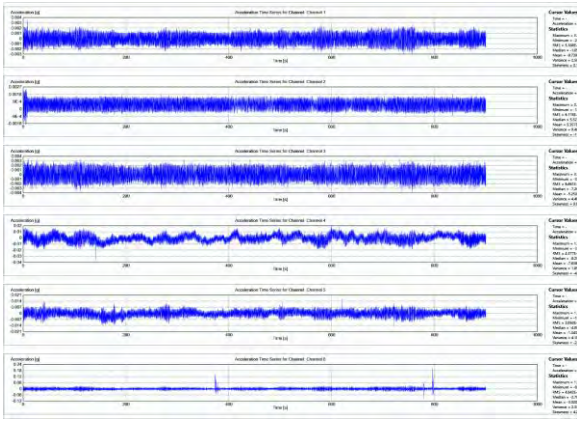
h) Configuración 8



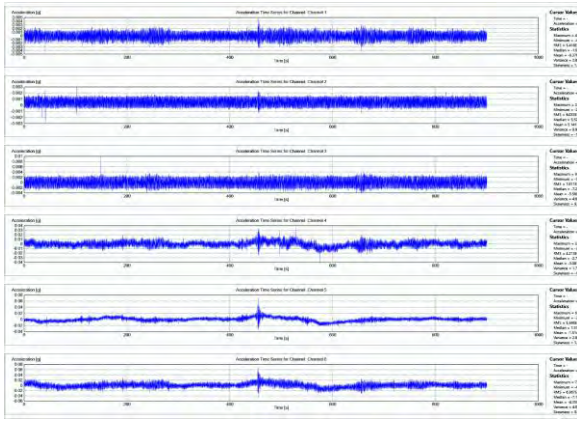
i) Configuración 9



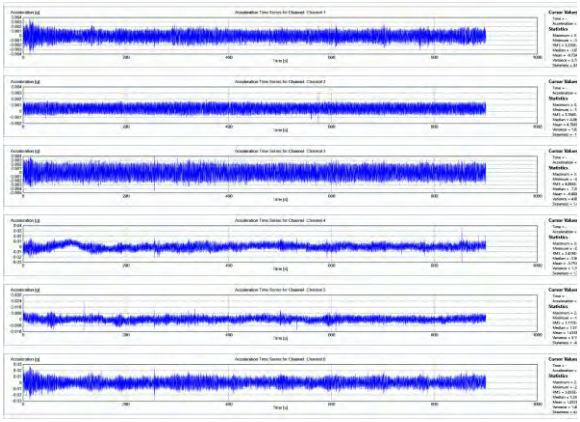
j) Configuración 10



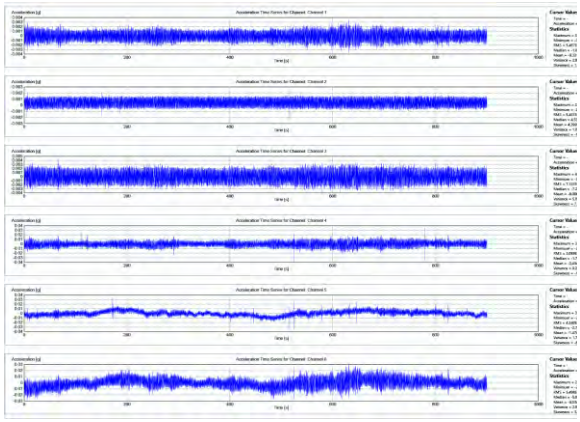
k) Configuración 11



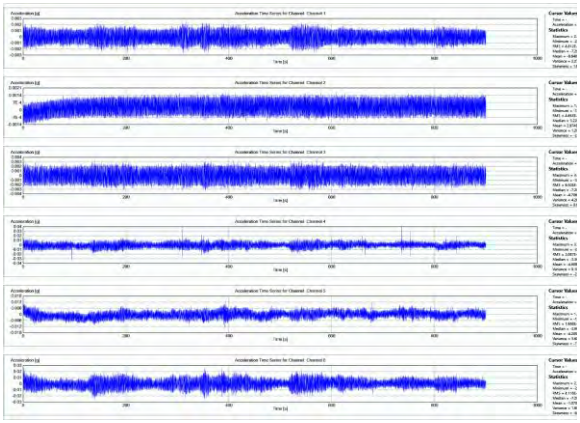
l) Configuración 12



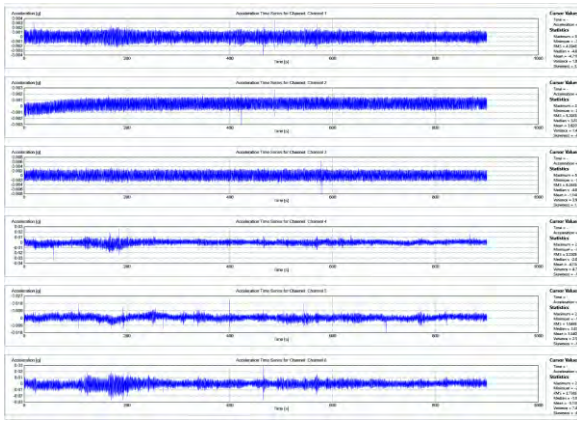
m) Configuración 13



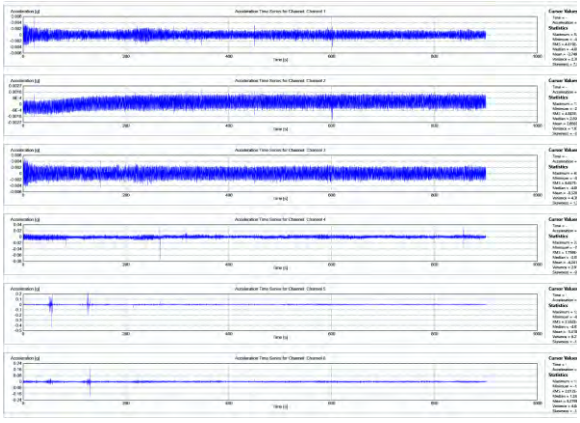
n) Configuración 14



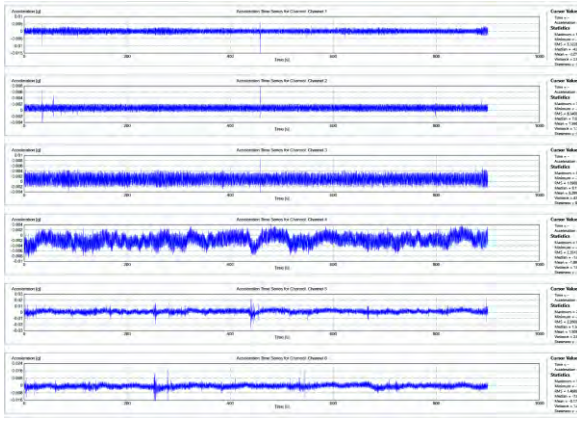
o) Configuración 15



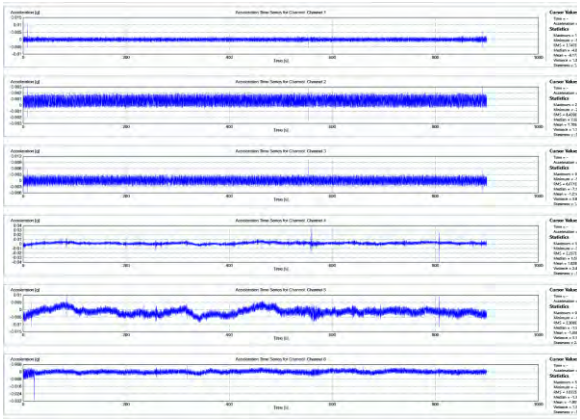
p) Configuración 16



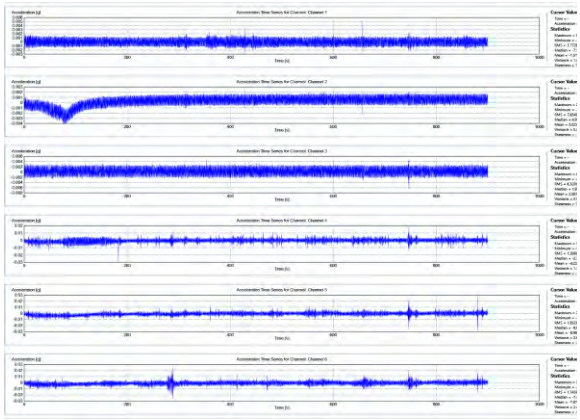
q) Configuración 17



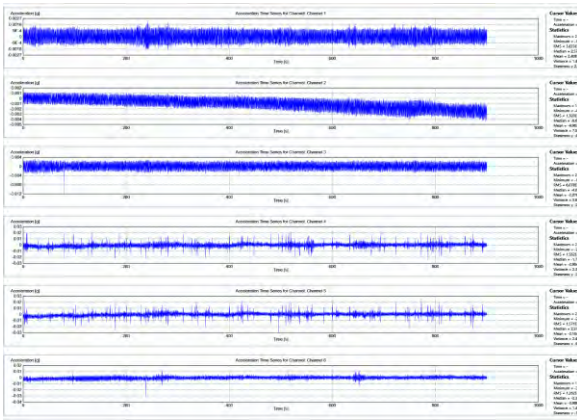
r) Configuración 18



s) Configuración 19



t) Configuración 20



u) Configuración 21

Nota. Fuente: extraído del software de análisis modal operacional

4.7. Procesamiento de Señales

Una vez realizado el registro o la adquisición de las señales se procedió a realizar una revisión preliminar de las mismas para descartar aquellas señales que presenten alguna clase de anomalía. En cuanto al software utilizado para el procesamiento de los datos se utilizó el programa de análisis modal operacional de la empresa Structural Vibration Solutions el cual permite realizar análisis modal operacional (OMA) para obtener los parámetros dinámicos de la estructura en condiciones de operación utilizando las distintas técnicas de identificación modal tanto en el dominio de la frecuencia como en el dominio del tiempo que tiene implementadas. Para la presente investigación se utilizará las técnicas en el dominio del tiempo SSI (identificación de subespacios estocásticos).

Para realizar OMA en el software, en primer lugar, se debe definir la geometría del puente, así como la ubicación de los acelerómetros de referencia y los acelerómetros móviles donde se realizan los registros temporales de la aceleración.

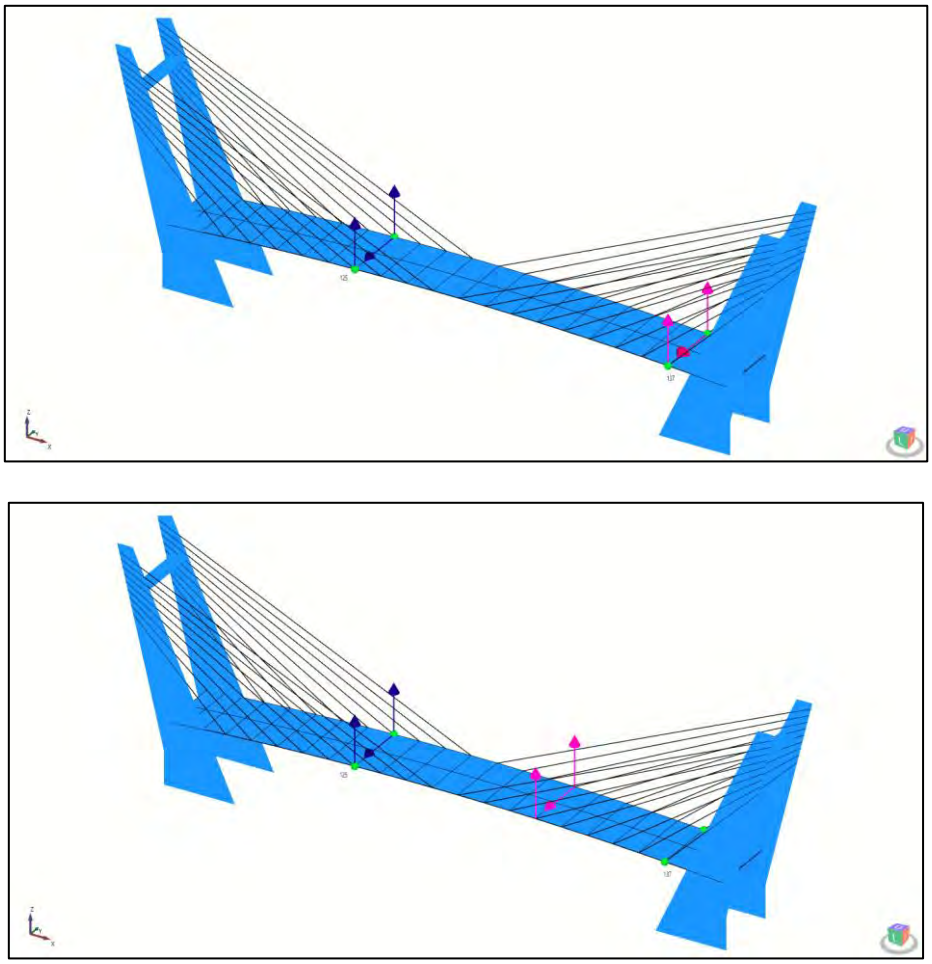
En la figura 45 se puede observar cómo queda la geometría insertada en el programa, así como el posicionamiento y registro de señales de los acelerómetros para la sexta configuración, siendo las flechas azules las correspondientes a los acelerómetros de referencia y las de color rosado correspondientes a los acelerómetros móviles.

Figura 45.

Geometría de la estructura y registro de aceleraciones en el software de análisis modal operacional



a) registro de aceleraciones



b) geometría y ubicación de acelerómetros de medición

Nota. Fuente: extraído del software de análisis modal operacional

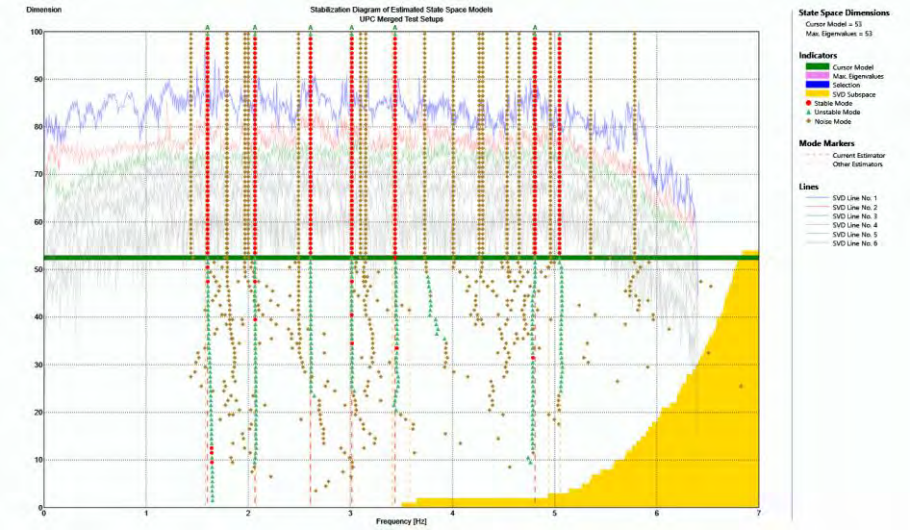
4.8. Identificación de Parámetros Dinámicos

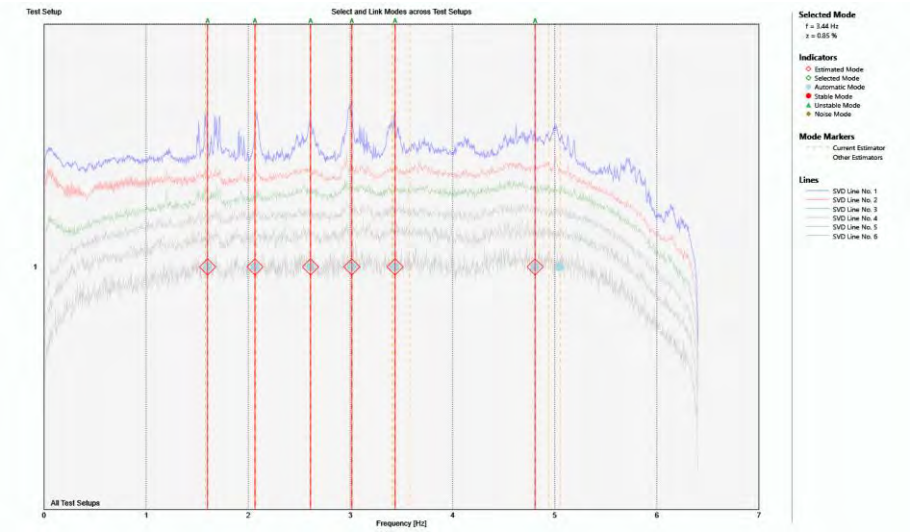
Una vez teniendo toda la informacion tanto de la geometria como las señales adquiridas en el programa se procede con la identificacion de los parametros dinamicos de vibracion del puente a partir de los ensayos experimentales a travez del metodo SSI (indentificacion de subespacios estocasticos) para ello es importante indicar en primer lugar el rango de frecuencias que nos resulta de interes. Debemos tener en cuenta que durante el ensayo la frecuencia de muestreo fue de 256 Hz (256 muestras por segundo) por lo que la frecuencia de Nyquist correspondiente es de 128 Hz, de modo que las estimaciones de la dencidad espectral seran definidas en un intervalo de 0 a 128 Hz por lo que se realizó una decimacion de la señal

a 12 Hz debido a que los primeros 14 modos que buscamos estan por debajo de los 6 Hz de acuerdo a nuestro modelo numerico preliminar. Tras ejecutar el analisis de datos los resultados de esta identificacion modal de parametros dinamicos se muestran en la figura 46, en la cual se observa la identificacion de 6 modos de vibracion.

Figura 46.

Identificación de modos utilizando el algoritmo SSI-UPC Merged





Frequency [Hz]	Damping [%]	Normalization Approach	Angle	Comment	Creation Date & Time
1.601	2.982	Original	0.000	Found automatically	08/05/2024 05:01 p. m.
2.066	2.741	Original	0.000	Found automatically	08/05/2024 05:01 p. m.
2.609	1.284	Original	0.000	Found automatically	08/05/2024 05:01 p. m.
3.013	1.169	Original	0.000	Found automatically	08/05/2024 05:01 p. m.
3.437	0.847	Original	0.000	Found automatically	08/05/2024 05:01 p. m.
4.808	2.53	Original	0.000	Found automatically	08/05/2024 05:01 p. m.

Nota. diagrama de estabilización obtenido aplicando el método SSI- UPC Merged. Fuente: extraído del software de análisis modal operacional

En la tabla 5 se observa que las frecuencias naturales encontradas corresponden a los modos del tablero, cabe mencionar que algunas de las frecuencias no identificadas corresponden a modos que se encuentran en los pilares, como es el caso del modo uno y modo dos, mientras que las demás corresponden a modos no identificados en el tablero.

Tabla 5.

frecuencias naturales y factores de amortiguamiento experimentales obtenidos a partir del análisis modal operacional (OMA)

Modo	Frecuencia natural	Amortiguamiento
	f (Hz)	ξ (%)
1	—	—
2	—	—
3	1.60	2.98
4	2.07	2.74
5	2.61	1.28
6	3.01	1.17
7	—	—
8	—	—
9	3.44	0.85
10	—	—
11	—	—
12	4.81	2.53

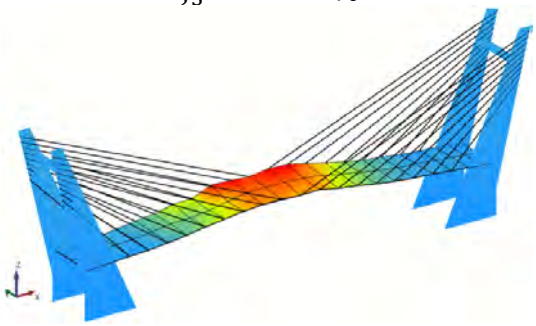
Nota. Fuente: elaboración propia

En la figura 47, se presenta información sobre la frecuencia natural, el coeficiente de amortiguamiento y la forma modal de cada uno de los modos de vibración identificados mediante el análisis modal operacional (OMA).

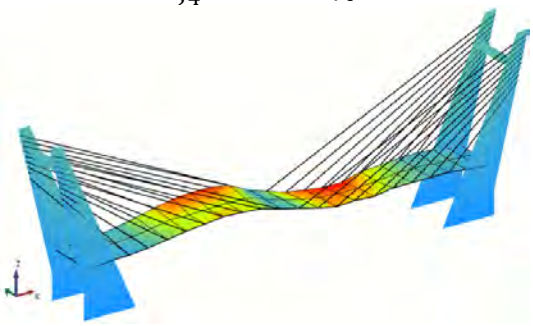
Figura 47.

Formas modales obtenidos a partir del análisis modal operacional (OMA)

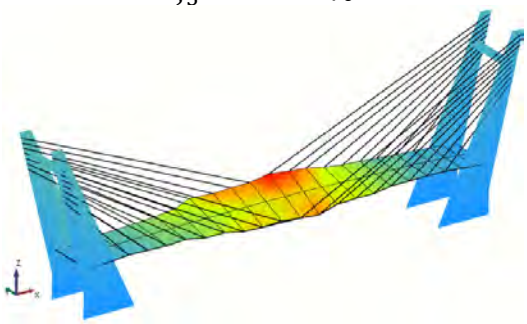
Modo 3
$f_3 = 1.601\ Hz$
$\xi_3 = 2.982\ \%$



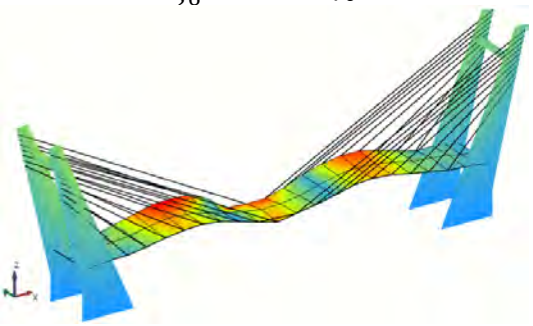
Modo 4
$f_4 = 2.066\ Hz$
$\xi_4 = 2.741\ \%$



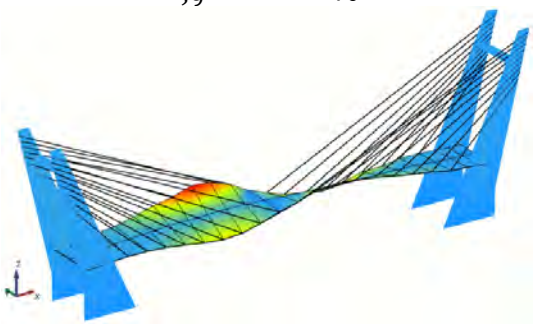
Modo 5
$f_5 = 2.609\ Hz$
$\xi_5 = 1.284\ \%$



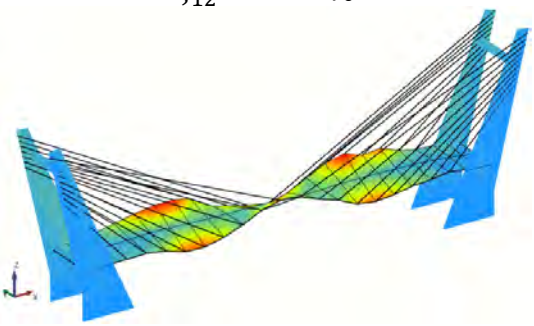
Modo 6
$f_6 = 3.013\ Hz$
$\xi_6 = 1.169\ \%$



Modo 9
$f_9 = 3.437\ Hz$
$\xi_9 = 0.847\ \%$



Modo 12
$f_{12} = 4.808\ Hz$
$\xi_{12} = 2.53\ \%$



Nota. Fuente: extraído del software de análisis modal operacional

CAPITULO V. ELABORACIÓN DE MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

5.1. Modelado Numérico del Puente Utilizando un Programa de Análisis Estructural

Para realizar el análisis modal numérico del puente se creó un modelo de elementos finitos utilizando el software de análisis estructural. El objetivo de este modelo es obtener una estimación de las propiedades dinámicas de vibración y compararlas con los obtenidos mediante el método experimental para luego realizar el proceso de calibración. La información utilizada para crear este modelo se obtuvo de los planos y especificaciones del expediente técnico modificado del proyecto, teniendo en cuenta tanto la geometría de las estructuras como las propiedades de los materiales. A continuación, se describe la elaboración del modelo y los resultados que se obtienen del análisis.

5.2. Análisis Modal del Puente con el Programa de Análisis Estructural

5.2.1. Definición de la Geometría

5.2.1.1. Modelado del Puente en Programa CAD

Para poder definir la geometría de la estructura en el software de análisis estructural, fue necesario elaborar un modelo con ayuda de un programa CAD a partir de los planos originales contenidas en los documentos del proyecto. Cabe mencionar que estos planos fueron solicitados y proporcionados por la municipalidad distrital de Wanchaq. Además, las medidas indicadas en los planos fueron constatadas y corroboradas en campo realizando mediciones de los distintos elementos estructurales que componen el puente encontrando que no existen diferencias considerables en sus dimensiones. En la figura 48 se muestran algunas fotografías de la constatación realizada en campo y en la figura 49 se muestra el modelo en CAD.

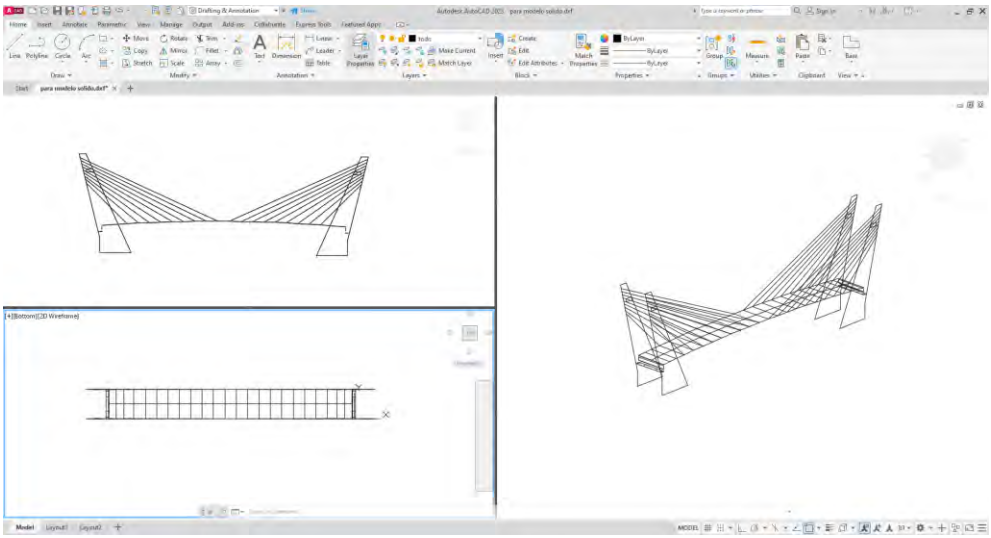
Figura 48.

Constatación de medidas de los elementos estructurales del puente en campo



Figura 49.

Modelo geométrico del puente en el programa CAD



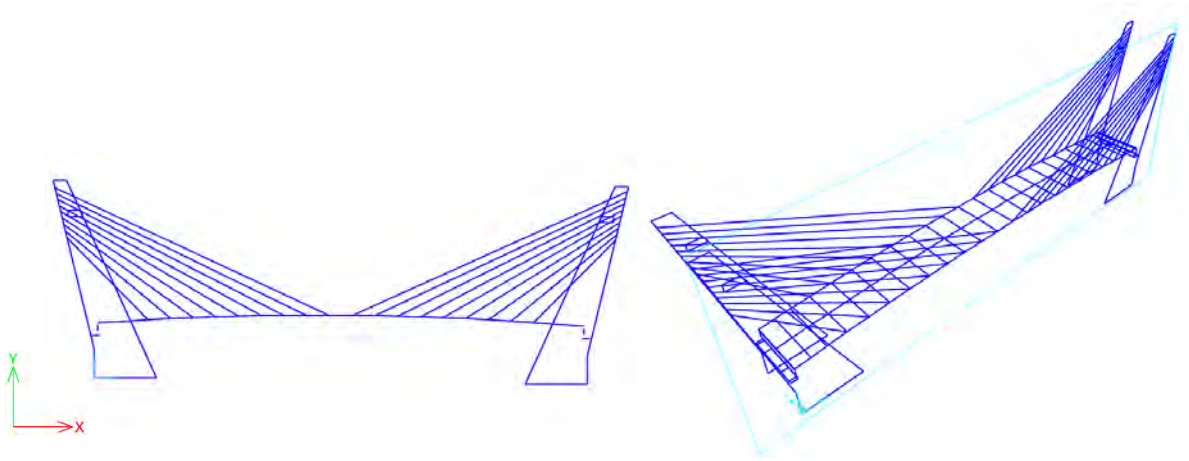
Nota. Fuente: elaboración propia

5.2.1.2. Importación del Modelo CAD en el programa de Análisis Estructural

El modelo geométrico desarrollado en el programa CAD fue importado en el software de análisis estructural para definir la geometría de la estructura. Es importante destacar que cada elemento estructural del modelo CAD fue dibujado utilizando la herramienta línea y en una sola capa, los cuales al importarse en el software también se convierten en objetos de “línea” o “frame” como se muestra en la figura 50. Esto nos ayudó para realizar el dibujo y seguidamente asignar los distintos tipos de secciones.

Figura 50.

Modelo CAD importado en el software de análisis estructural



Nota. Fuente: elaboración propia

5.2.2. Definición de Materiales

A continuación, se definió las propiedades de los materiales que componen los diversos elementos estructurales del puente, tal como se detalla en los documentos del proyecto. Estos documentos indican que los elementos estructurales de la superestructura del puente (losa de tablero, vigas diafragma, pilares y cajuelas) están constituidas principalmente por elementos de concreto armado con una resistencia de $f_c' = 280\ kg/cm2$. Además, el módulo de elasticidad se ha calculado utilizando la ecuación establecida en la NORMA E.060. Para concretos de peso normal:

$$E_c = 15100\sqrt{f_c'}\ (Kg/cm2)$$

Como resultado de esta operación matemática se obtuvo un módulo de elasticidad del concreto de $E_C = 251{,}671.33\ Kg/cm2$. En la tabla 6 se muestran todas las propiedades de los materiales definidos para la elaboración del modelo numérico.

Tabla 6.

Propiedades de materiales considerados en el modelo de elementos finitos

Material	Propiedad	Valor
Concreto	Resistencia a la compresión (f_c')	280 kgf/cm2
	Módulo de elasticidad (E_C)	252,671.33 kg/cm2
	Densidad del concreto (ρ_C)	2400 kg/m3
	Módulo de Poisson (μ)	0.2
Acero estructural	Grado	60
	Módulo de elasticidad (E_s)	200,000 MPa
	Densidad del acero (ρ_s)	7850 kg/m3
	Resistencia o esfuerzo de fluencia (f_y)	4200 kgf/cm2
	Resistencia a la tracción mínima (f_u)	6330 kgf/cm2
Acero de alta resistencia (tirantes)	Módulo de elasticidad (E)	205,000 MPa
	Resistencia o esfuerzo de fluencia (f_y)	950 MPa
	Resistencia a la tracción mínima (f_u)	1034 MPa
	Densidad (ρ)	8125.76 kg/m3

Nota. Fuente: elaboración propia

En cuanto al acero utilizado en los tirantes, según indica (Wilson, 1991, como se citó en Anaya, 2018), los tirantes o cables inclinados suelen mostrar un comportamiento no lineal debido a la tensión y la deflexión causada por su propio peso. Para considerar este comportamiento no lineal de los tirantes, una forma es utilizar un módulo de elasticidad equivalente (E_{eq}) propuesto por (Ernst, 1984). Este módulo de elasticidad integra los efectos de las deformaciones del material y las deformaciones geométricas a través de la ecuación:

$$E_{eq} = E\left[1 + \frac{(wL)^2 EA}{12T^3}\right]^{-1}$$

Donde:

E: módulo de elasticidad real del material

E_{eq}: módulo de elasticidad equivalente

A: área del tirante

w: peso por unidad de longitud del tirante

L: longitud del tirante proyectada de forma horizontal

T: tensión del tirante

Debido a esto los tirantes se asignaron a través de un material único según al módulo de elasticidad equivalente(E_{eq}) calculado mediante la formula anterior como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 7.

Módulo de elasticidad equivalente de acero en tirantes

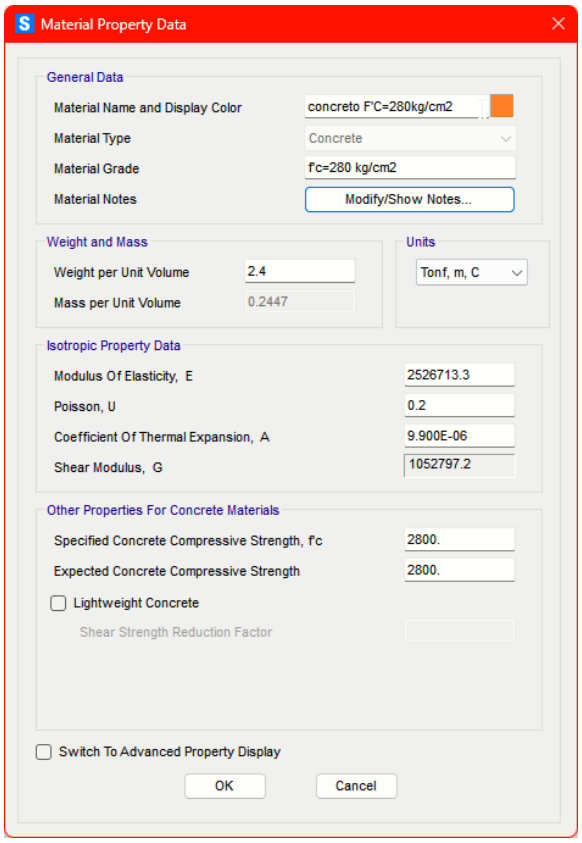
Tirante	E (tn/m^2)	A (m^2)	L (m)	T (tn)	w (tn/m)	E_{eq}(tn/m^2)
T-1	20904178.00	0.004072	13.27	10.10	0.0331	8985150.70
T-2	20904178.00	0.004072	17.24	27.70	0.0331	18857467.96
T-3	20904178.00	0.004072	21.20	27.70	0.0331	17957014.25
T-4	20904178.00	0.004072	25.15	37.50	0.0331	19123867.98
T-5	20904178.00	0.004072	29.09	31.00	0.0331	17128040.73
T-6	20904178.00	0.004072	33.04	31.00	0.0331	16275416.27
T-7	20904178.00	0.004072	36.98	42.30	0.0331	18333250.09
T-8	20904178.00	0.004072	40.91	47.20	0.0331	18605811.40
T-9	20904178.00	0.004072	44.87	37.50	0.0331	16125826.93
T-10	20904178.00	0.004072	44.93	35.80	0.0331	15582201.34
T-11	20904178.00	0.004072	41.00	45.60	0.0331	18376251.85

T-12	20904178.00	0.004072	37.05	40.70	0.0331	18051577.11
T-13	20904178.00	0.004072	33.11	27.70	0.0331	14927961.86
T-14	20904178.00	0.004072	29.17	31.00	0.0331	17110204.18
T-15	20904178.00	0.004072	25.23	32.60	0.0331	18294979.10
T-16	20904178.00	0.004072	21.28	31.00	0.0331	18697739.36
T-17	20904178.00	0.004072	17.34	29.30	0.0331	19130119.48
T-18	20904178.00	0.004072	13.37	11.70	0.0331	11200614.18

Nota. Fuente: elaboración propia

Figura 51.

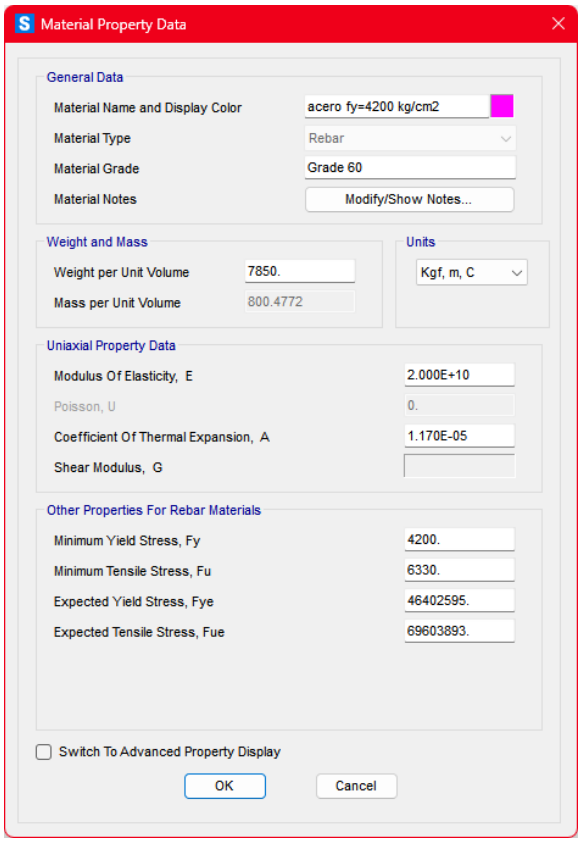
Definición de propiedades del concreto $f_c' = 280\ kg/cm^2$



Nota. Fuente: extraído del software de análisis estructural

Figura 52.

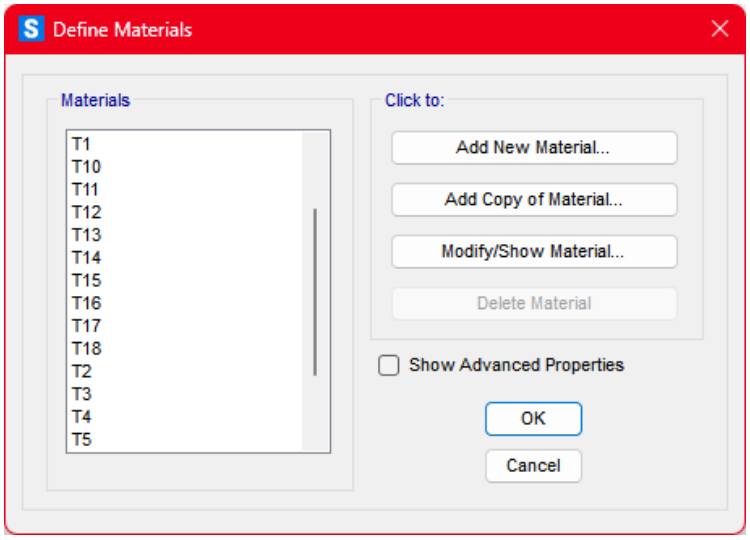
Definición de propiedades del acero estructural $f_y = 4200\ kg/cm^2$

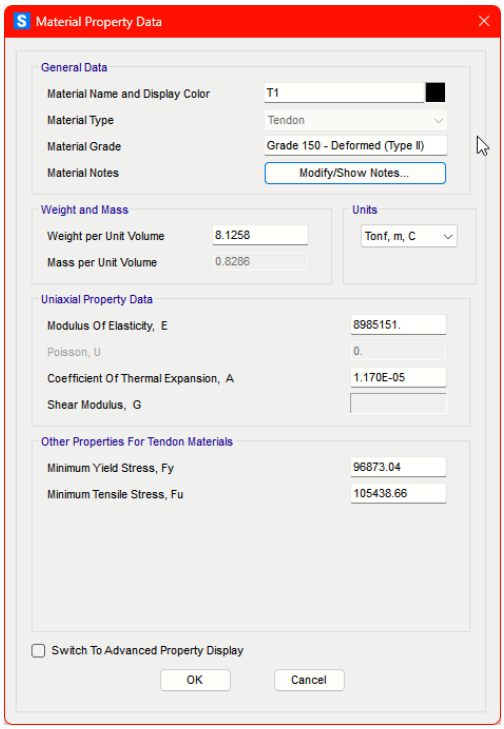


Nota. Fuente: extraído del software de análisis estructural

Figura 53.

definición de propiedades del acero de tirantes





Nota. Fuente: extraído del software de análisis estructural

5.2.3. Definición de Secciones

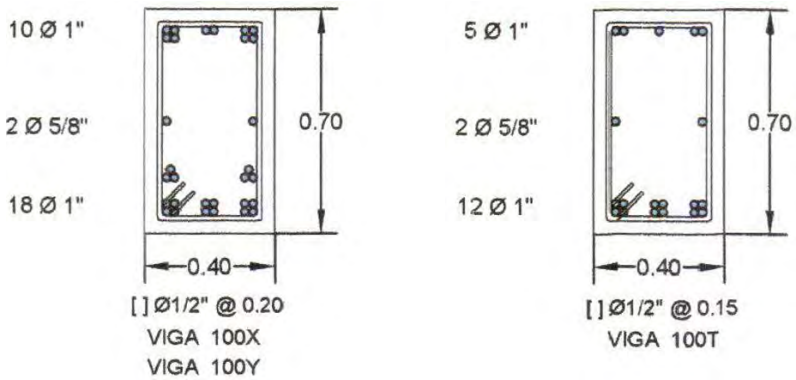
Luego de definir las propiedades de los materiales, se continuó con la definición de las secciones de los elementos que conforman el puente.

Vigas principales y secundarias

Las vigas diafragma del tablero se definieron como elementos tipo “frame”. En la figura 54 se muestra las secciones de las vigas principales y secundarias consideradas en el modelo de EF.

Figura 54.

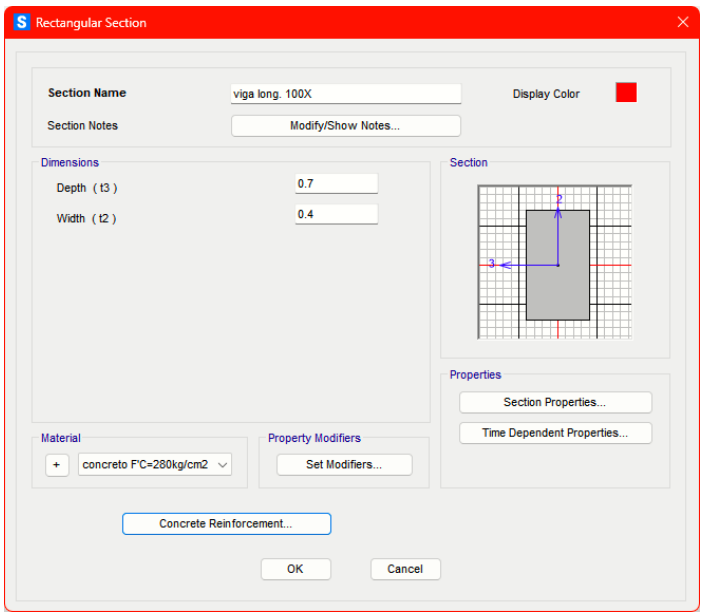
Sección típica de vigas principales y secundarias



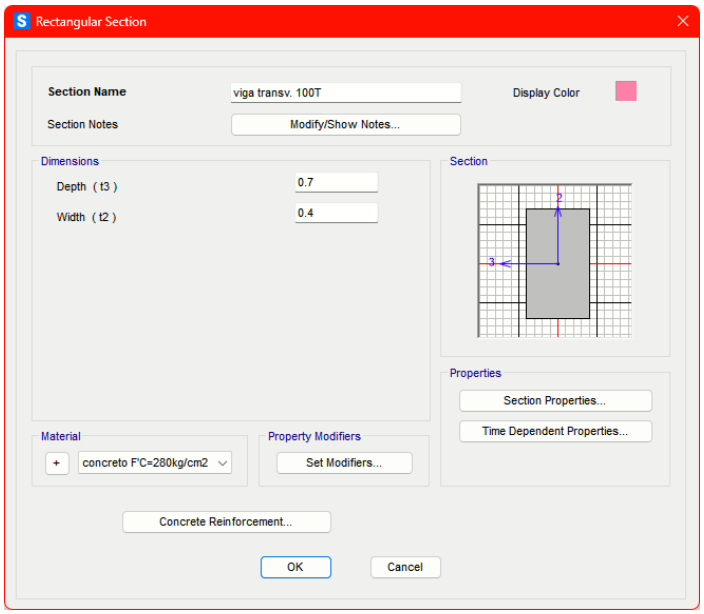
Nota. Fuente: extraído de los planos del proyecto

Figura 55 .

Definición de sección de vigas primarias y secundarias



a) vigas primarias 0.40x0.70m



b) vigas secundarias 0.40x0.70m

Nota. Fuente: extraído del software de análisis estructural

Tablero

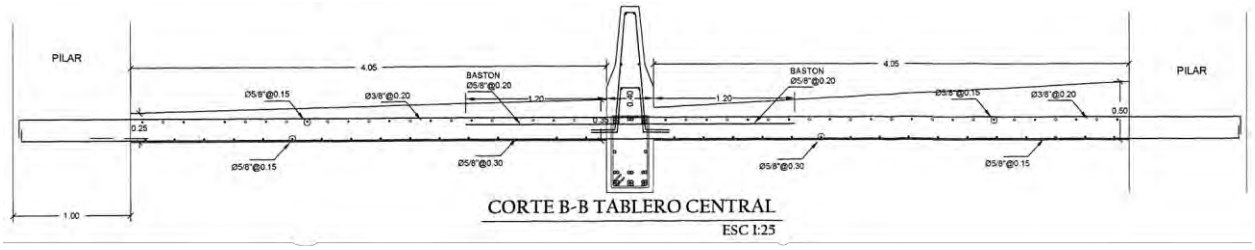
La sección de la losa del tablero del puente se ha definido como una sección tipo “shell” con un espesor $e = 0.25m$ y concreto de resistencia $f_c' = 280\ kg/cm2$ definido anteriormente. En la figura 56 se muestra la sección de tablero considerado según el expediente técnico del proyecto.

Figura 56.

Sección de tablero considerado en el modelo de EF



a) corte A-A

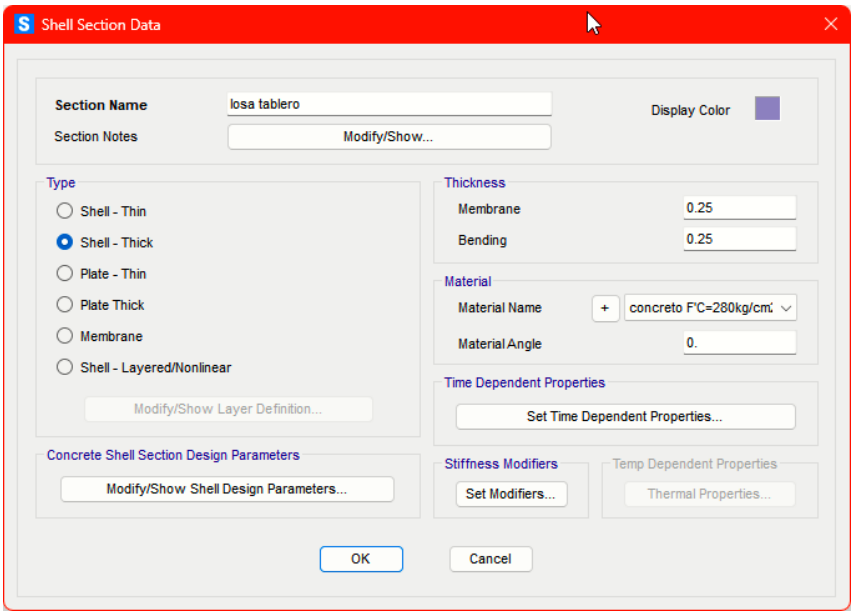


b) corte B-B

Nota. Fuente: extraído de los planos del proyecto

Figura 57.

Definición de sección transversal del tablero



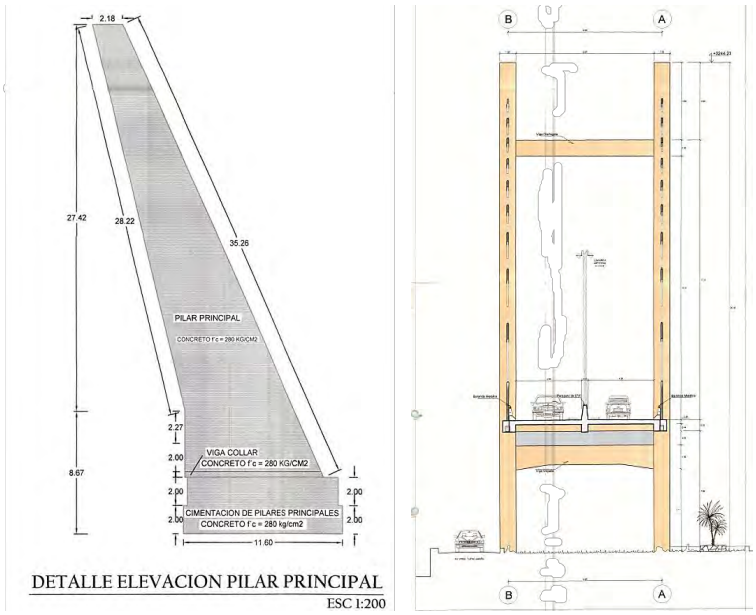
Nota. Fuente: extraído del software de análisis estructural

Pilar principal

En cuanto a la sección de pilares, estos fueron definidos como elementos tipo “shell” con un espesor $e = 1.00\ m$ y concreto de resistencia $f_c' = 280\ kg/cm2$.

Figura 58.

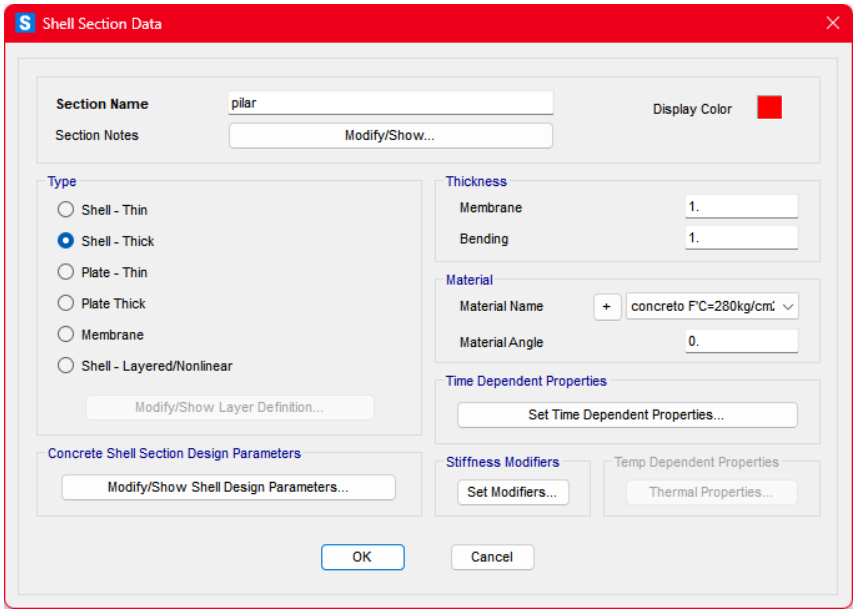
Sección de pilar considerada en el modelo de EF



Nota. Fuente: extraído de los planos del proyecto

Figura 59.

Definición de sección del pilar



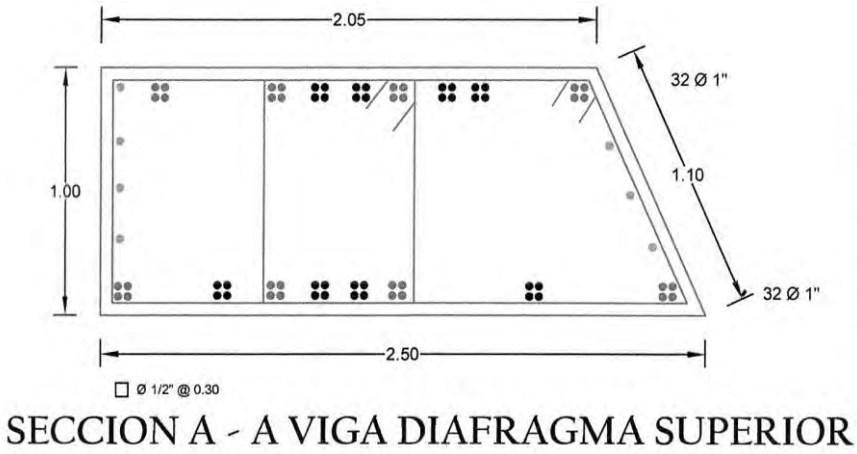
Nota. Fuente: extraído del software de análisis estructural

Viga diafragma

La viga diafragma superior de los pilares se definió como elemento tipo “solido” con una sección transversal como indica en la figura 60 y concreto de resistencia $f_c' = 280\ kg/cm2$.

Figura 60.

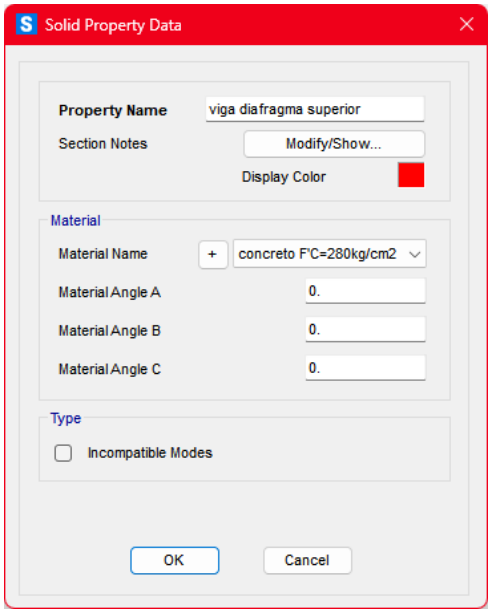
Sección de la viga diafragma considerada en el modelo FEM



Nota. Fuente: extraído de los planos del proyecto

Figura 61.

Definición de sección de viga diafragma superior



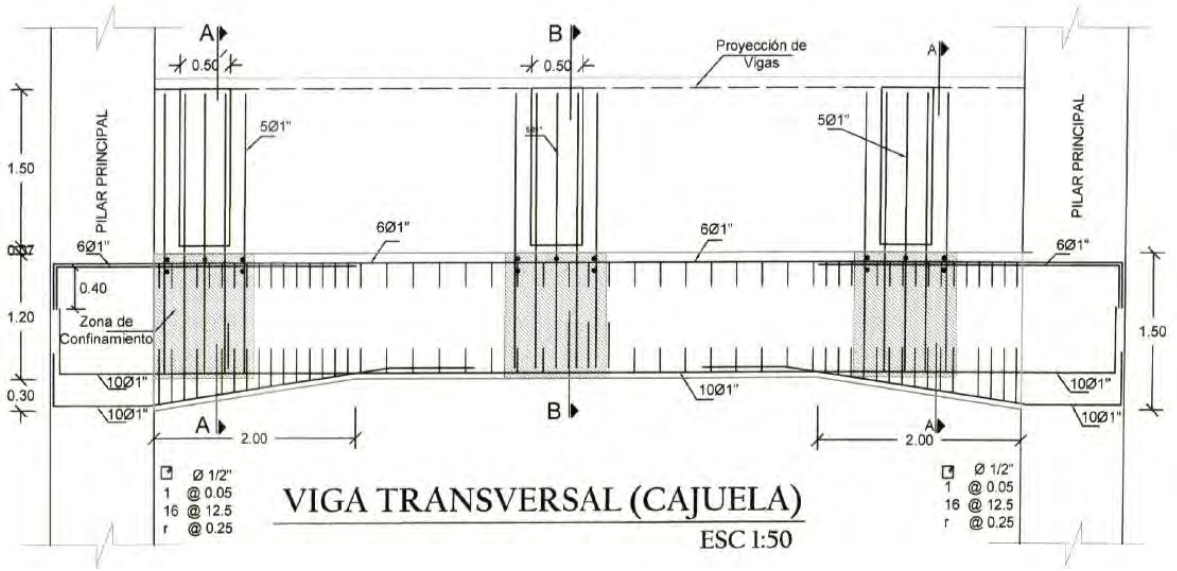
Nota. Fuente: extraído del software de análisis estructural

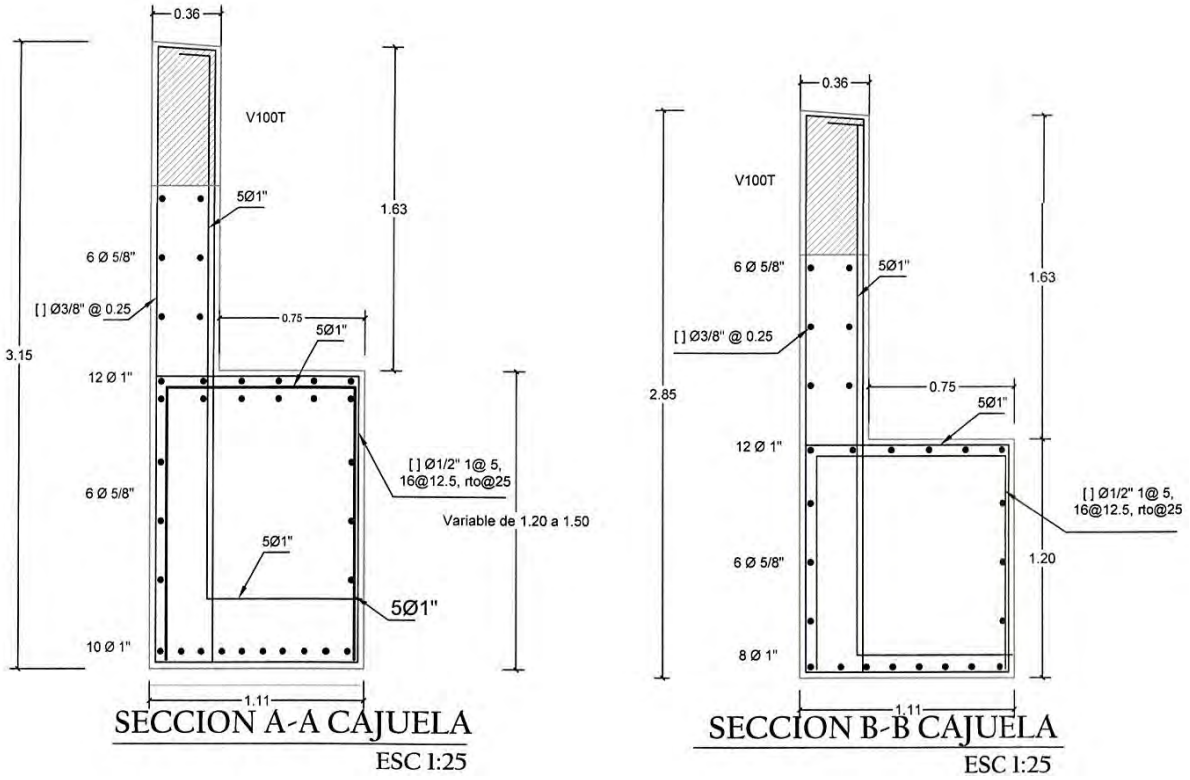
Cajuela

Estos elementos fueron definidos como elementos tipo “shell” de sección variable y concreto $f_c' = 280\ kg/cm2$ según lo especificado en el expediente técnico.

Figura 62.

Sección de cajuela considerada en el modelo de EF

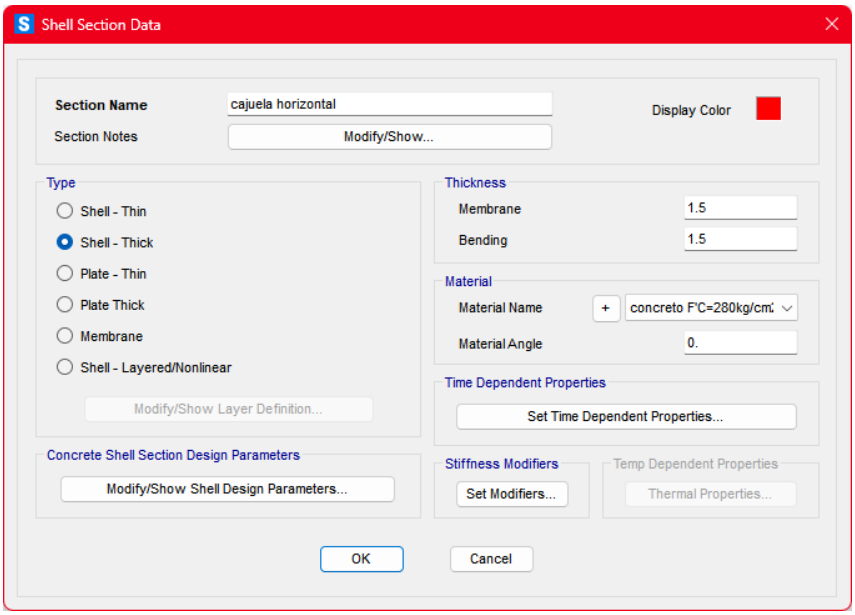




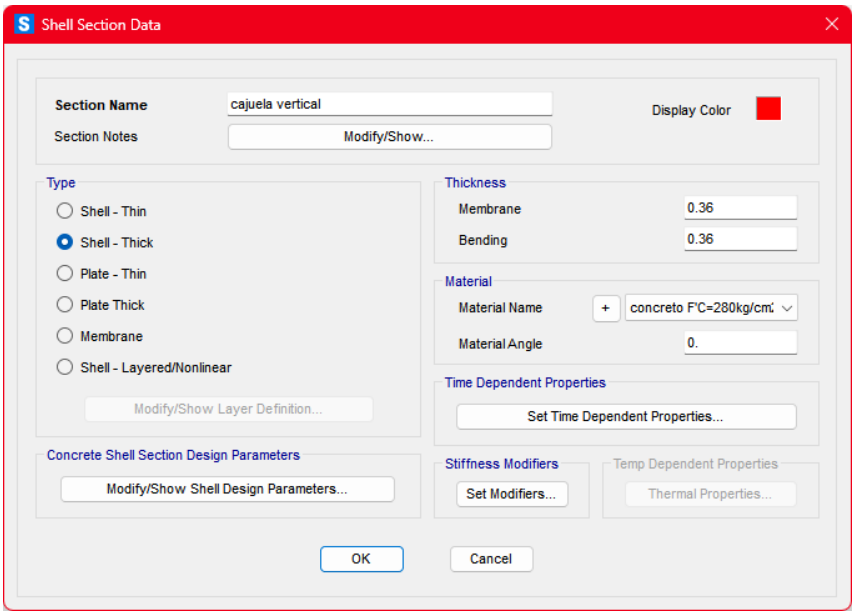
Nota. Fuente: extraído de los planos del proyecto

Figura 63.

definición de sección de cajuela: a) cajuela horizontal b) cajuela vertical



a) cajuela horizontal

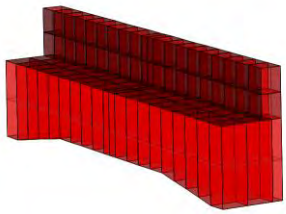


a) cajuela vertical

Nota. Fuente: extraído del software de análisis estructural

Figura 64.

Representación gráfica de cajuela en el software de análisis estructural



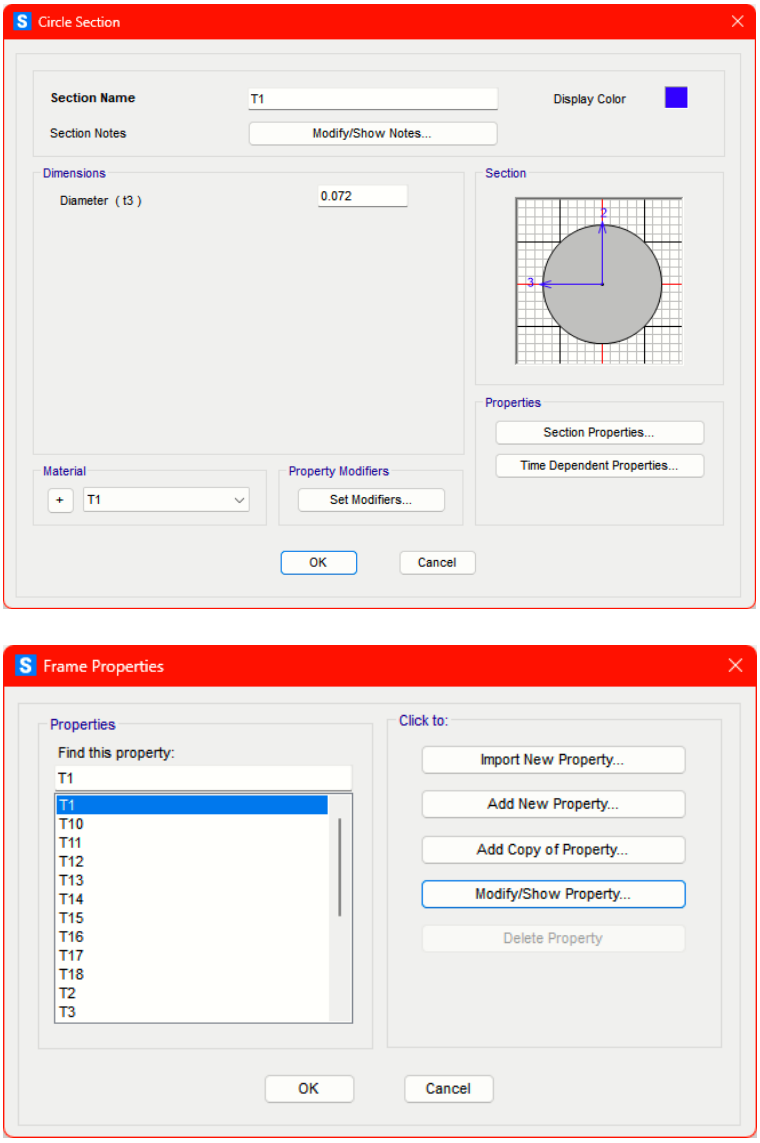
Nota. Fuente: elaboración propia

Tirantes

Para realizar el modelado de los tirantes, primero se definió el material conforme a lo especificado en el expediente técnico del proyecto. En este caso se empleó un acero de alta resistencia A722Gr150TypII. Cabe señalar que las propiedades de cada tirante fueron diferentes en cuanto a su módulo de elasticidad como se indica en el ítem 5.2.2 por lo que cada tirante se procedió a definir como una sección única y como elementos tipo “frame” de la siguiente manera.

Figura 65.

definición de secciones del tirante del puente



Nota. Fuente: extraído del software de análisis estructural

5.2.4. Definición y Asignación de Cargas Adicionales

La tabla 8 presenta las distintas cargas correspondientes a los distintos elementos no estructurales consideradas para la elaboración del modelo. En este caso se agregó la carga de las barreras de concreto central y laterales asi como la carga de las rampas de acceso que actúan sobre las cajuelas. Cabe señalar que las cargas de las barreras se modelaron como cargas

lineales de acuerdo a la ubicación en los planos y la carga de las rampas apoyadas sobre la cajuela se agregaron en el modelado como cargas por área.

Tabla 8.

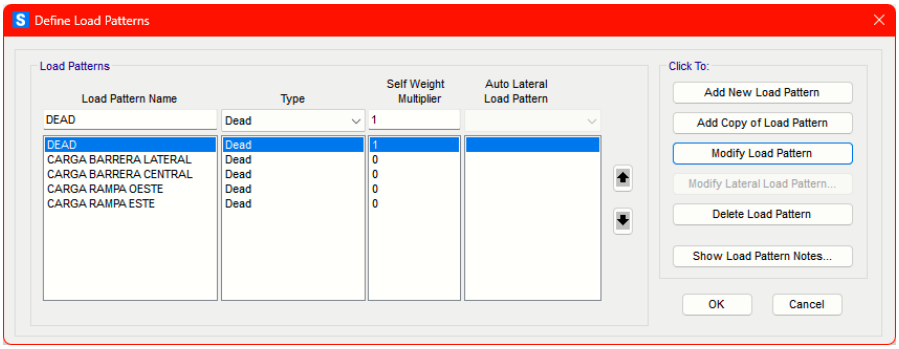
Masa adicional considerada en el modelo de EF

Masa adicional		
Barrera de concreto lateral	Carga (tn/m)	0.240
Barrera de concreto central	Carga (tn/m)	0.552
Rampa de acceso oeste	Carga (tn/m^2)	21.890
Rampa de acceso este	Carga (tn/m^2)	23.690

Nota. Fuente: elaboración propia

Figura 66.

Cargas adicionales asignadas



Nota. Fuente: extraído del software de análisis estructural

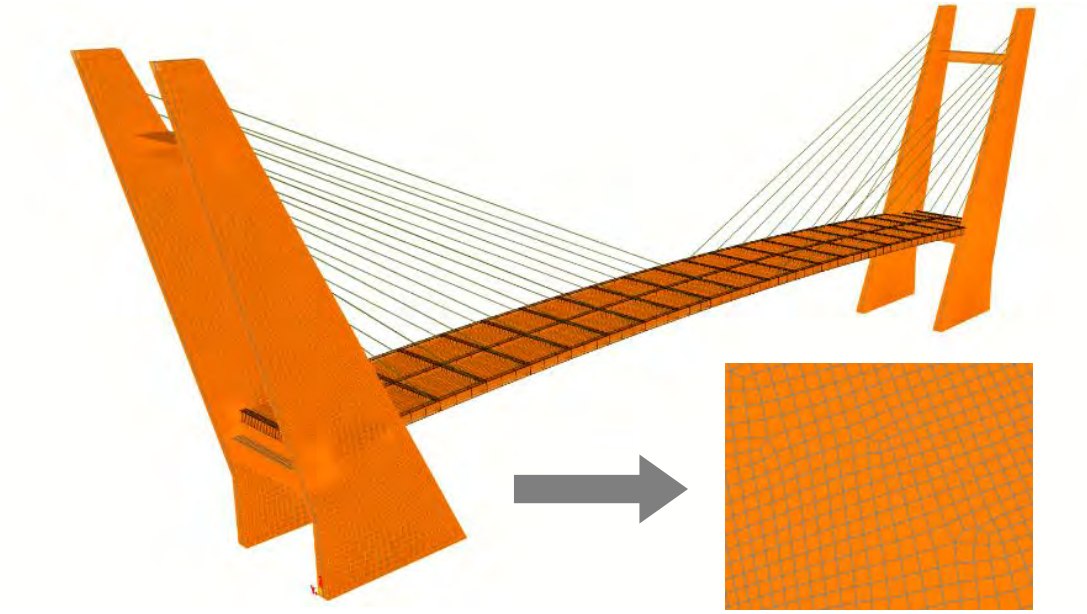
Es importante mencionar que, en el proceso de modelado, se tuvo en cuenta únicamente la contribución de la masa de los elementos no estructurales y no su contribución en la rigidez del puente analizado.

5.2.5. Discretización del Modelo (mallado)

Este proceso implica dividir ciertos elementos del modelo en elementos más pequeños y finitos para obtener una mejor aproximación de la respuesta de la estructura. En nuestro caso, los elementos del modelo fueron divididos en elementos de 0.5m aproximadamente como se muestra en la siguiente figura.

Figura 67.

Modelo de elemento finito del puente By Pass discretizado



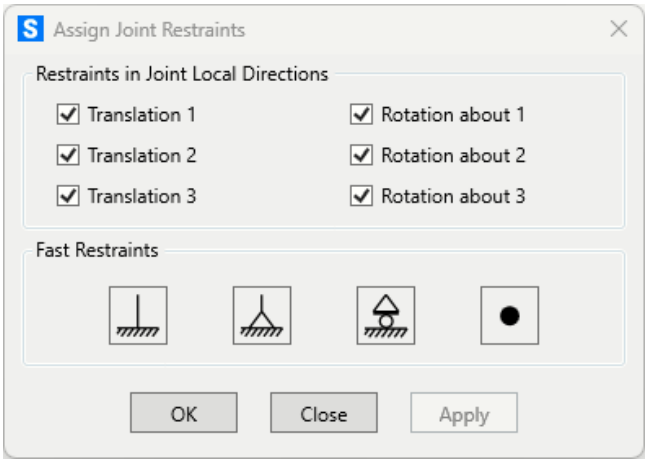
Nota. Fuente: extraído del software de análisis estructural

5.2.6. Asignación de Restricciones

Se realizaron restricciones en los apoyos de los pilares considerándose como apoyos fijos con restricciones de desplazamiento en los 3 ejes.

Figura 68.

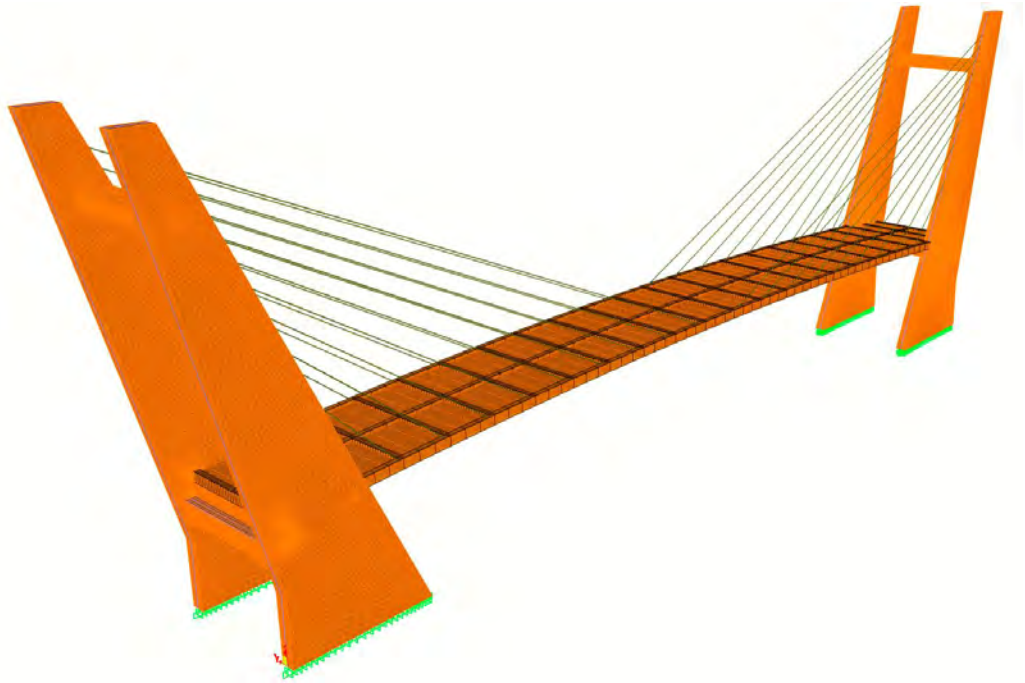
Asignación de restricciones en el modelo de EF



Nota. Fuente: extraído del software de análisis estructural

Figura 69.

Modelo final de elemento finito del puente By Pass



Nota. Fuente: extraído del software de análisis estructural

5.3. Resultados del Análisis Modal

Tras elaborar el modelo de elementos finitos del puente se realiza un análisis modal para obtener las frecuencias naturales y las formas modales de vibración. Mediante este análisis de elementos finitos del puente se identificaron 14 formas modales de vibración en el intervalo de frecuencias de 0 a 6 Hz; no se tomaron en cuenta las formas modales con frecuencias superiores a 6 Hz debido a que en el análisis experimental por el método OMA no se identificaron modos con valores de frecuencia superiores.

En la tabla 9 se muestran los periodos, frecuencias y participación de masas traslacionales y rotacionales obtenidas del modelo analítico.

Tabla 9.

Periodos y frecuencias naturales obtenidas del modelo de EF

Modo	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)
1	0.75	1.33
2	0.73	1.36
3	0.59	1.68
4	0.49	2.05
5	0.37	2.71
6	0.35	2.83
7	0.32	3.08
8	0.29	3.49
9	0.28	3.57
10	0.24	4.18
11	0.23	4.42
12	0.21	4.82
13	0.21	4.83
14	0.19	5.29

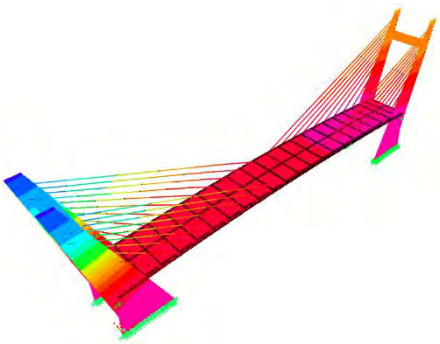
Nota. Fuente: elaboración propia

Las formas modales asociadas a cada frecuencia natural obtenidas del modelo de elementos finitos se muestran esquemáticamente a continuación en la figura 70.

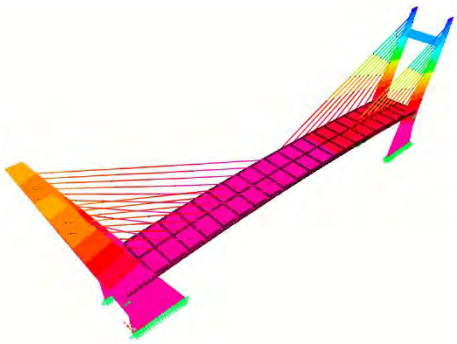
Figura 70.

Formas modales y frecuencias naturales del análisis del modelo de EF

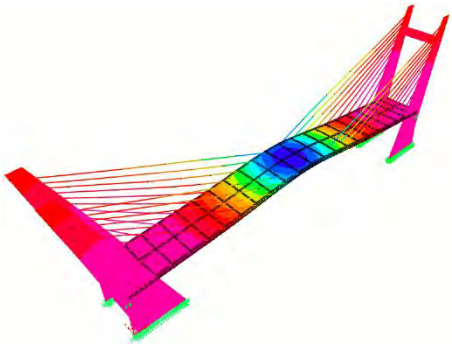
Modo 1
$f_1 = 1.326\ Hz$
$T_1 = 0.754\ s$



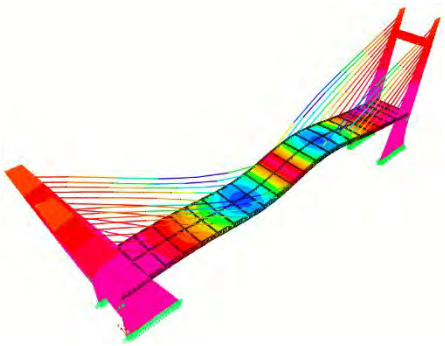
Modo 2
$f_2 = 1.364\ Hz$
$T_2 = 0.733\ s$



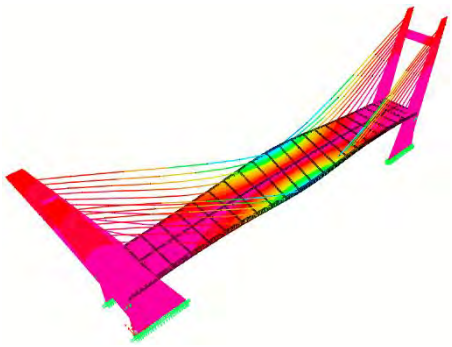
Modo 3
$f_3 = 1.685\ Hz$
$T_3 = 0.593\ s$



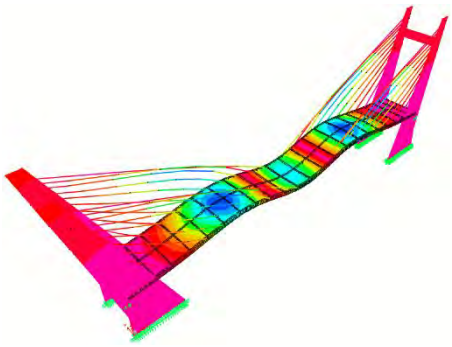
Modo 4
$f_4 = 2.053\ Hz$
$T_4 = 0.487\ s$



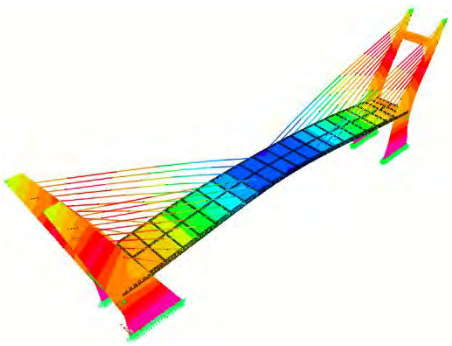
Modo 5
$f_5 = 2.714\ Hz$
$T_5 = 0.368\ s$



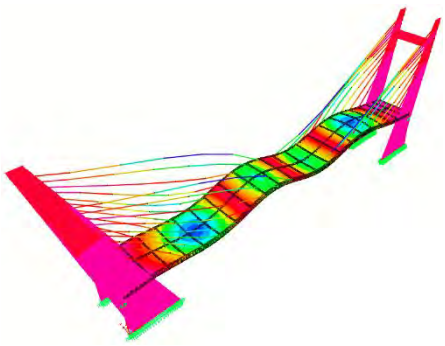
Modo 6
$f_6 = 2.827\ Hz$
$T_6 = 0.354\ s$



Modo 7
$f_7 = 3.079\ Hz$
$T_7 = 0.325\ s$

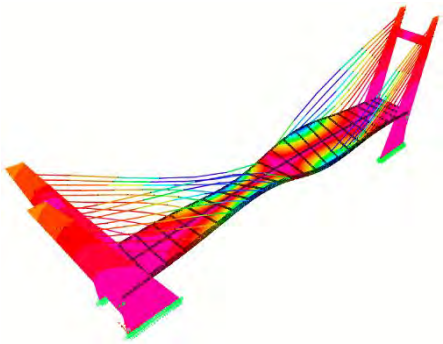


Modo 8
$f_8 = 3.486\ Hz$
$T_8 = 0.287\ s$

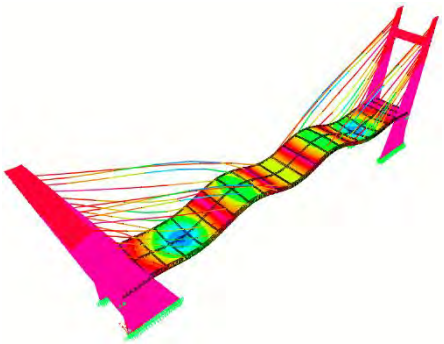


Modo 9
$f_9 = 3.571\ Hz$
$T_9 = 0.280\ s$

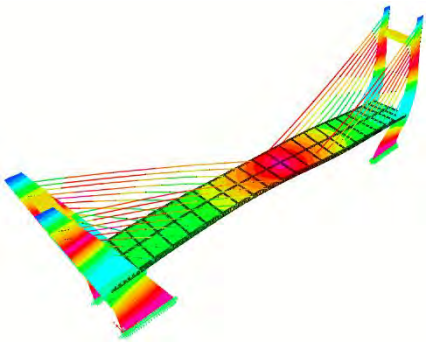
Modo 10
$f_{10} = 4.177\ Hz$
$T_{10} = 0.239\ s$



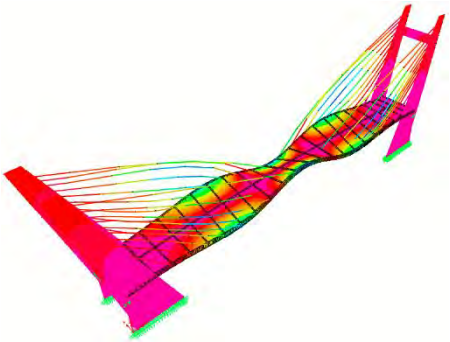
Modo 11
$f_{11} = 4.419\ Hz$
$T_{11} = 0.226\ s$



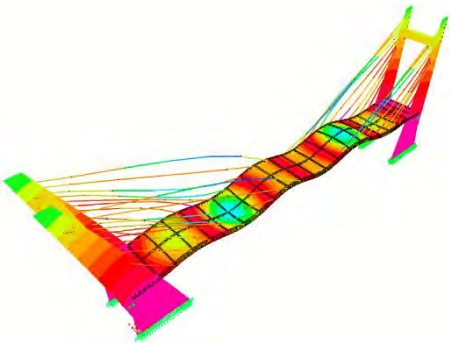
Modo 12
$f_{12} = 4.822\ Hz$
$T_{12} = 0.207\ s$

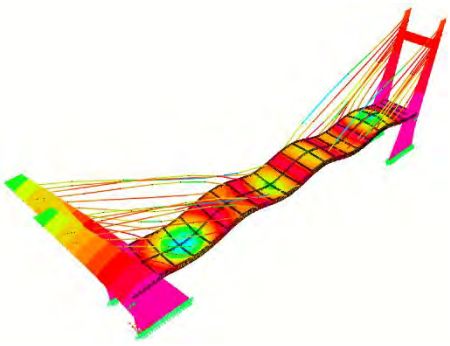


Modo 13
$f_{13} = 4.835\ Hz$
$T_{13} = 0.207\ s$



Modo 14
$f_{14} = 5.294\ Hz$
$T_{14} = 0.189\ s$





Nota. Fuente: extraído del software de análisis estructural

Con base a estos resultados del análisis modal numérico y los resultados obtenidos de los ensayos experimentales aplicando análisis modal operacional (OMA) en el siguiente capítulo se realizará una comparativa de las frecuencias encontradas en ambos métodos.

CAPITULO VI. COMPARACIÓN DE RESULTADOS Y CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

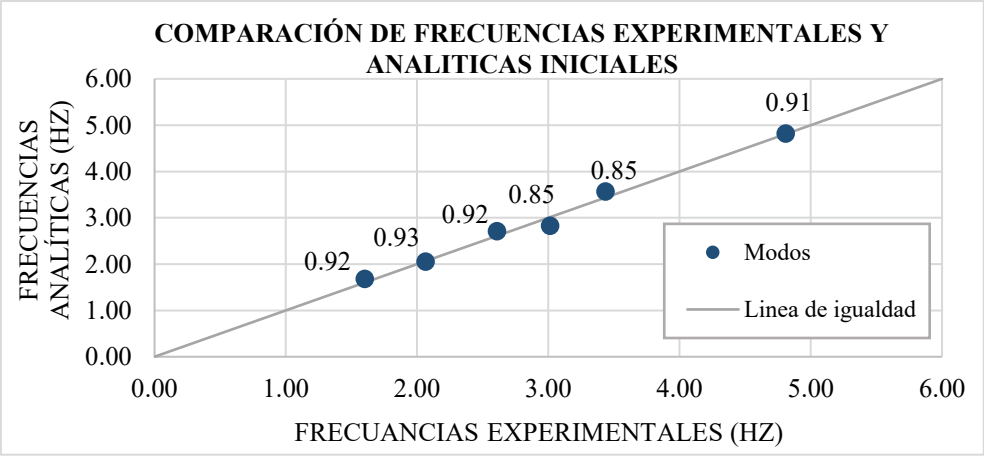
6.1. Comparación de Resultados del FEM Y OMA

Una vez realizado el análisis modal operacional y el análisis numérico mediante un modelo de elementos finitos, se procedió a comparar los resultados obtenidos con el fin de analizar la correlación y validar el modelo de elemento finito del puente desarrollado para representar su comportamiento. Cabe señalar que esta correlación se realizó a través del MAC (criterio de aseguramiento modal). A continuación, se presenta la comparación de estos resultados en la tabla 10.

Tabla 10.

Comparación de resultados experimentales y analíticos del modelo inicial a través del MAC

Modo	Frecuencia Natural (Hz)		% Diferencia	MAC
	M. experimental SSI	MEF inicial		
3	1.60	1.68	5.24	0.92
4	2.07	2.05	0.65	0.93
5	2.61	2.71	4.02	0.92
6	3.01	2.83	6.18	0.85
9	3.44	3.57	3.90	0.85
12	4.81	4.82	0.29	0.91



Nota. Fuente: elaboración propia

Como se puede apreciar en la tabla, se puede notar que los errores entre los parámetros modales obtenidos experimentalmente y los calculados mediante el modelo de elementos finitos están por encima del valor aceptable (MAC>0.80) lo cual indica que el modelo puede representar el comportamiento de la estructura de manera adecuada. Sin embargo, fue necesario ajustar el modelo de elementos finitos de la estructura con el objetivo de obtener una representación aún más precisa de su comportamiento. Debido a esto, se llevó a cabo la calibración y optimización del modelo analítico utilizando las propiedades dinámicas obtenidas de manera experimental.

6.2. Calibración del Modelo Numérico

La calibración, en este caso, tiene como objetivo optimizar la eficiencia del modelo de elementos finitos en lo que respecta a la predicción del comportamiento de la estructura (respuesta dinámica) e indirectamente obtener resultados de los parámetros modales más cercanos a la realidad posible.

Para el proceso de calibración del modelo numérico del puente By Pass se realizó un estudio de análisis de sensibilidad para seleccionar los parámetros estructurales más apropiados para ajustar en base de las frecuencias naturales identificadas experimentalmente, considerando únicamente aquellos parámetros que presentan un alto grado de incertidumbre. En la tabla 11 se muestran los parámetros estructurales de los cuales no se cuenta con una medida exacta de sus propiedades mecánicas.

Tabla 11.

Parámetros estructurales

Número	Parámetro	Valor Inicial
1	($E_{tablero}$) Módulo de elasticidad tablero (Kg/cm2)	252671.33
2	(E_{vp}) Módulo de elasticidad vigas principales (Kg/cm2)	252671.33
3	(E_{vs}) Módulo de elasticidad vigas secundarias (Kg/cm2)	252671.33

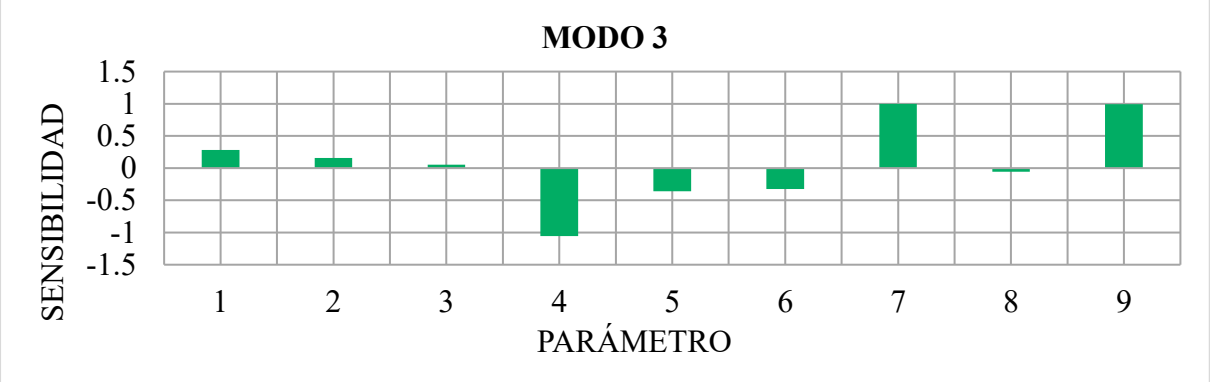
4	($\rho_{tablero}$) Densidad de tablero (Kg/m3)	2400.00
5	(ρ_{vp}) Densidad de vigas principales (Kg/m3)	2400.00
6	(ρ_{vs}) Densidad de vigas secundarias (Kg/m3)	2400.00
7	(E_{pilar}) Módulo de elasticidad de pilares (Kg/cm2)	252671.33
8	(ρ_{pilar}) Densidad de pilares (Kg/m3)	2400.00
9	($E_{tirante}$) Módulo de elasticidad de tirantes (Kg/cm2)	Tabla 6

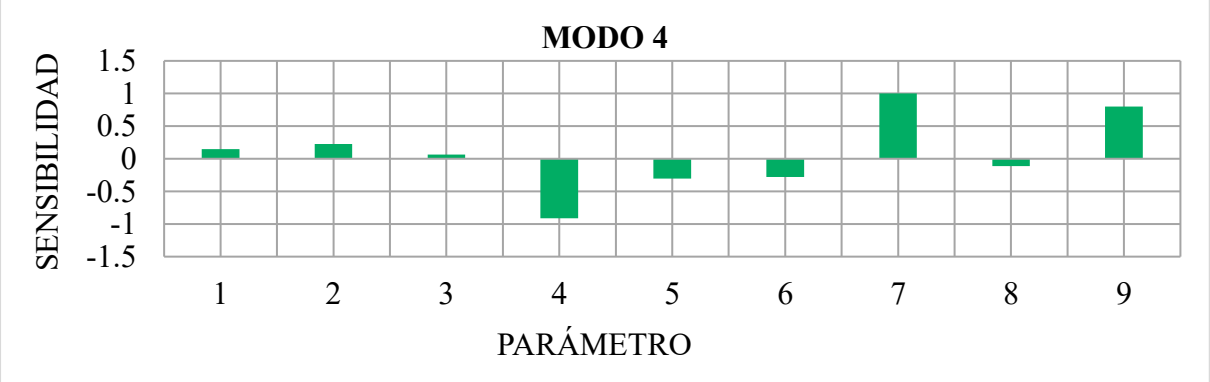
Nota. Fuente: elaboración propia

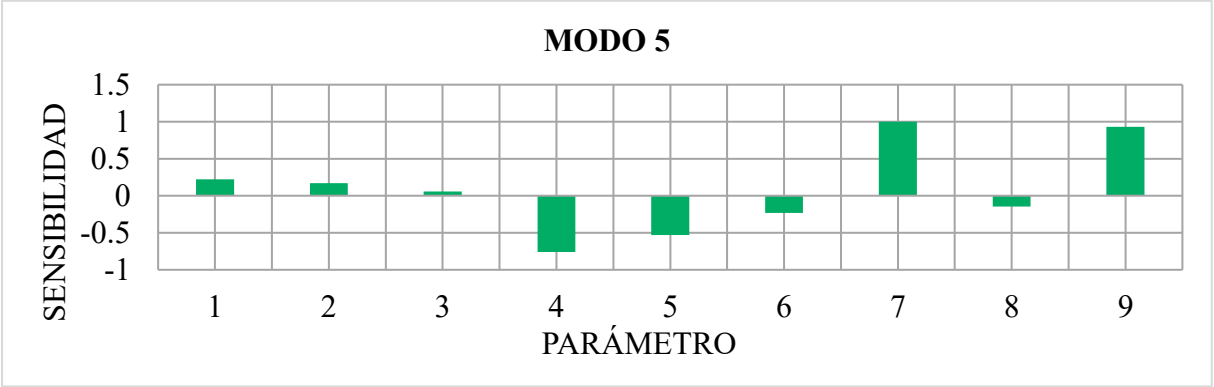
Con el propósito de llevar a cabo el análisis de sensibilidad, se procedió a incrementar el 5 % en los valores iniciales de los parámetros estructurales con el fin de examinar su influencia en las frecuencias naturales de vibración. Es importante señalar que este análisis se llevó a cabo de manera individual para cada parámetro. A continuación, se muestran las sensibilidades normalizadas de las frecuencias naturales de vibración para cada forma modal.

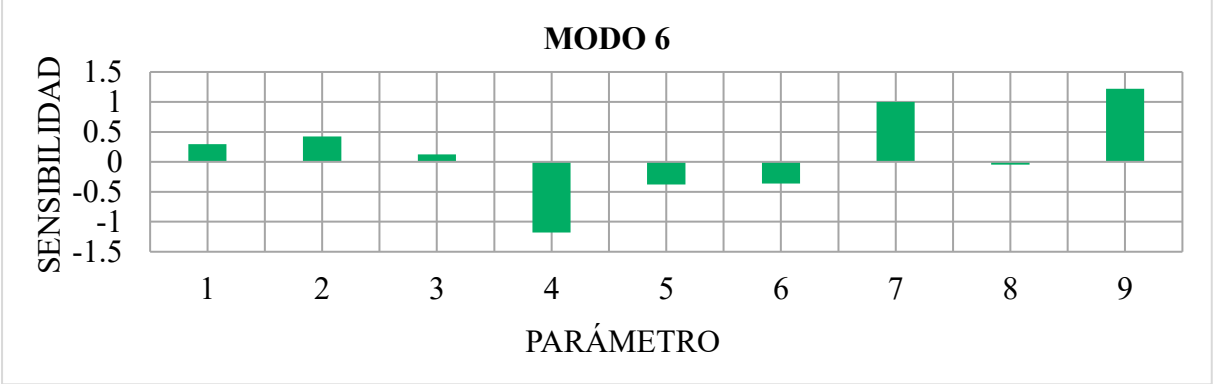
Figura 71.

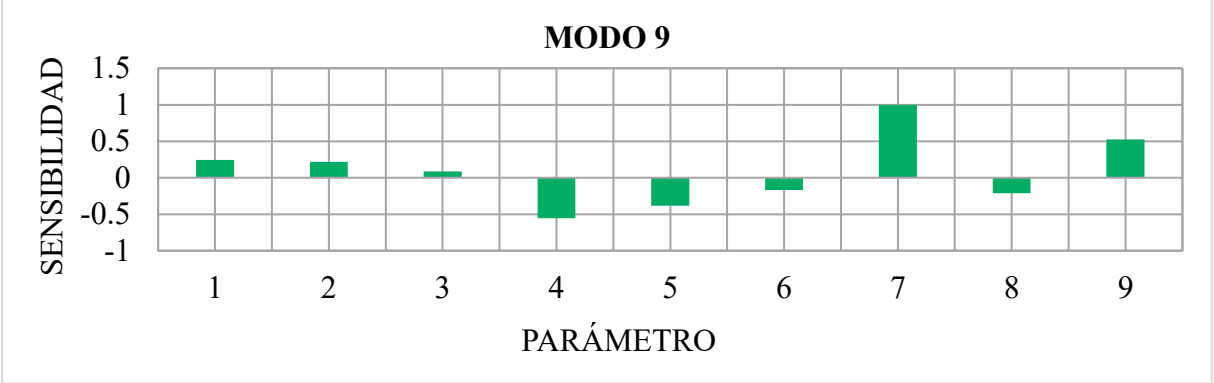
Sensibilidad de frecuencias naturales en cada forma modal

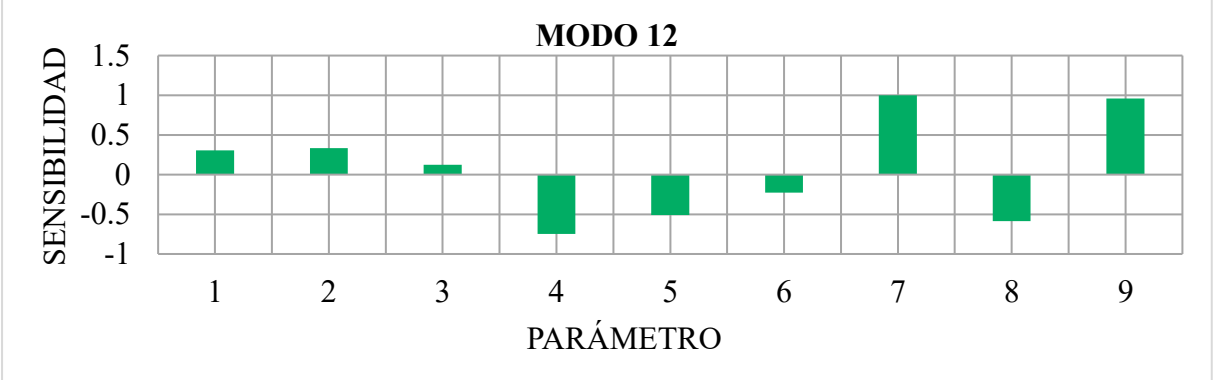












Nota. Fuente: elaboración propia

Una vez llevado a cabo dicho estudio de sensibilidad, de acuerdo a los gráficos de sensibilidad mostrados anteriormente, se concluyó que los parámetros con más influencia son la densidad (ρ) del tablero, el módulo de elasticidad (E) del pilar y el módulo de elasticidad (E) de los tirantes los cuales fueron identificados como aquellos que muestran una mayor sensibilidad en el comportamiento dinámico de la estructura.

El ajuste se realizó mediante un proceso de iteración hasta que los coeficientes de correlación MAC estén por encima de los valores MAC iniciales y se minimicen la diferencia de respuesta dinámica de la estructura real y el modelo experimental. En cuanto a los intervalos de optimización se consideró una variación de +/- 5% del valor inicial para la densidad del tablero, +/- 20% del valor inicial para el módulo de elástico del tablero y +/- 10% del valor inicial para el módulo de elasticidad de los tirantes.

Después de establecer los rangos de optimización, se llevaron a cabo diversas combinaciones con el objetivo de encontrar las relaciones que se ajustan de manera más precisa a los resultados experimentales. En la Tabla 12 se presenta un resumen de este proceso de calibración.

Tabla 12.

Resumen de resultados del proceso de calibración de propiedades mecánicas

Parámetros de calibración	Valor inicial	intervalo de optimización		Valores calibrados
		Límite inferior	Límite superior	
$\rho_{tablero}$ (Kg/m^3)	2400.00	2200.00	2500.00	2328.00
E_{pilar} (Kg/cm^2)	252671.33	202137.06	303205.60	214,770.63
$E_{tirante}$ (T_n/m^2)	tabla 6	-10% (E_t)	+10% (E_t)	Tabla 13

Nota. Fuente: elaboración propia

Tabla 13.

valores del módulo de elasticidad de tirantes después del proceso de calibración y optimización

Tirante	$E_i\ (T_n/m2)$	$E_f\ (T_n/m2)$
1	8985150.70	8805447.68
2	18857467.96	18480318.60
3	17957014.25	17597873.97
4	19123867.98	18741390.62
5	17128040.73	16785479.92
6	16275416.27	15949907.94
7	18333250.09	17966585.09
8	18605811.40	18233695.17
9	16125826.93	15803310.39
10	15582201.34	15270557.31
11	18376251.85	18008726.81
12	18051577.11	17690545.57
13	14927961.86	14629402.62
14	17110204.18	16768000.10
15	18294979.10	17929079.52
16	18697739.36	18323784.57
17	19130119.48	18747517.09
18	11200614.18	10976601.90

Nota. Fuente: elaboración propia

Una vez llevado a cabo la implementación del proceso de calibración, podemos observar en la tabla 14 como se mejora claramente la correlación entre las frecuencias naturales experimentales y numéricas, reduciendo la diferencia relativa entre las frecuencias naturales e incrementando los valores del MAC.

Tabla 14.

Comparación de frecuencias naturales obtenidas experimentalmente (SSI) y analíticamente (MEF) después del proceso de calibración

Modos	Frecuencia Natural (Hz)					Valor MAC
	SSI	MEF (inicial)	Error	MEF (calibrado)	Error	
3	1.60	1.68	(5.24%)	1.65	(3.09%)	0.93
4	2.07	2.05	(0.65%)	2.00	(3.07%)	0.94
5	2.61	2.71	(4.02%)	2.65	(1.58%)	0.92
6	3.01	2.83	(6.18%)	2.82	(6.54%)	0.86
9	3.44	3.57	(3.90%)	3.48	(1.36%)	0.86
12	4.81	4.82	(0.29%)	4.77	(0.81%)	0.92

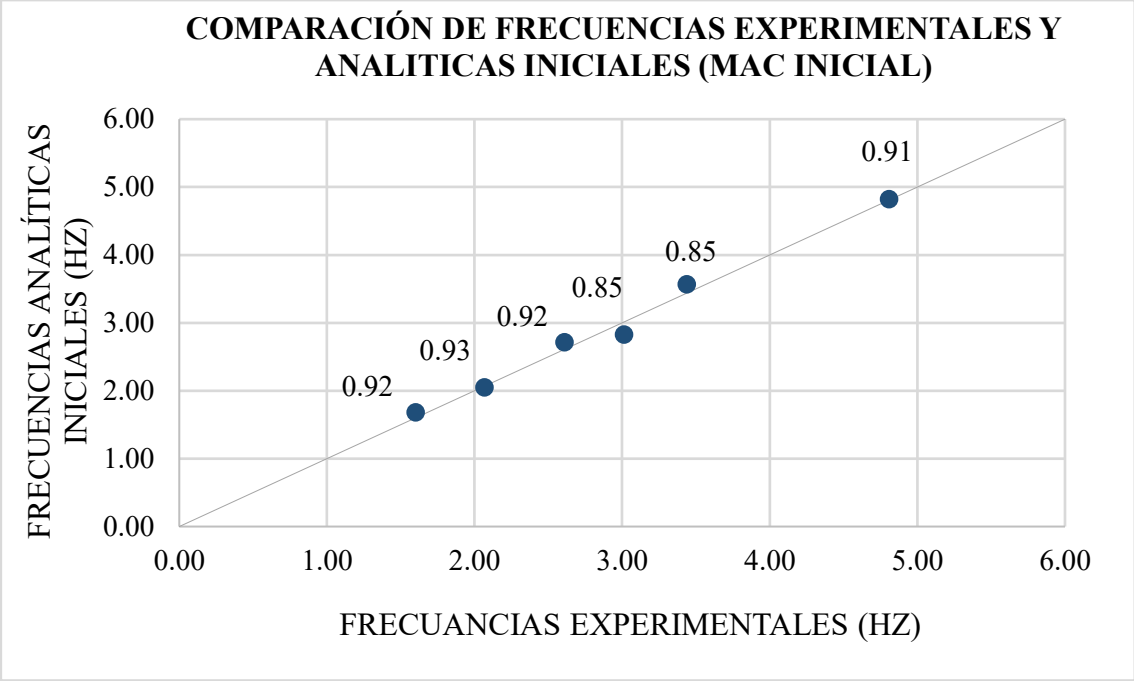
Nota. El porcentaje dentro de los paréntesis representa el error relativo en comparación con los resultados del método experimental SSI. Fuente: elaboración propia

En la tabla se puede apreciar que, en todos los modos de vibración el valor de MAC aumenta en un 1% en comparación a sus valores iniciales, lo que sugiere un mejor grado de linealidad entre los vectores modales.

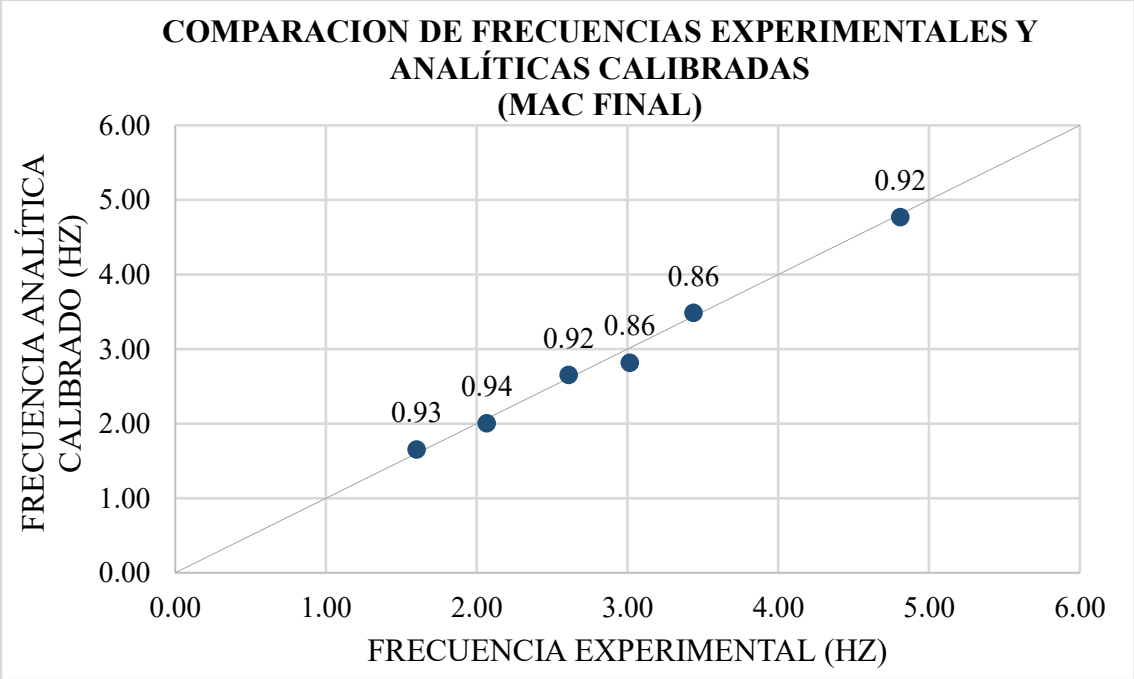
Finalmente, los resultados finales se muestran en las gráficas MAC inicial y MAC final, las cuales muestran la comparativa entre los modos de vibración y las frecuencias naturales antes y después del proceso de calibración y optimización.

Figura 72.

MAC (a) antes de la calibración (b) después del proceso de calibración



(a)



(b)

Nota. Fuente: elaboración propia

CAPITULO VII. RESULTADOS E INTERPRETACIÓN

7.1. Resultados del Método Experimental

Tabla 15.

Resultados del método experimental (OMA)

Modo	Frecuencia natural	Amortiguamiento
	$f(Hz)$	$\xi(\%)$
3	1.60	2.98
4	2.07	2.74
5	2.61	1.28
6	3.01	1.17
9	3.44	0.85
12	4.81	2.53

Nota. Fuente: elaboración propia

En la tabla 15 se presentan los valores de las frecuencias naturales y los porcentajes de amortiguamiento obtenidos a partir de registros de la respuesta dinámica del puente en condiciones operativas. Estos registros fueron obtenidos mediante acelerómetros uniaxiales que registraron aceleraciones en diferentes puntos del puente durante un periodo de 15 minutos. Los resultados se obtuvieron utilizando el método SSI (identificación de subespacios estocásticos) del software Artemis Modal Pro. En este proceso, se identificaron 6 modos de vibración en el rango de 0 a 5 Hz, donde los modos 3, 4 y 6 corresponden a modos de flexión vertical, mientras que los modos 5, 9 y 12 corresponden a modos de torsión. Es importante destacar que estos modos identificados corresponden al tablero, ya que los dos primeros son modos que se encuentran en los pilares y no fueron identificados durante la campaña experimental.

7.2. Resultados del Método Analítico

Tabla 16.

Resultados del método de elementos finitos (MEF)

Modo	**Frecuencia Natural (*Hz*)**
	Método de elementos finitos (MEF)
1	1.33
2	1.36
3	1.68
4	2.05
5	2.71
6	2.83
7	3.08
8	3.49
9	3.57
10	4.18
11	4.42
12	4.82

Nota. Fuente: elaboración propia

En la tabla 16 se presentan las primeras 12 frecuencias naturales analíticas obtenidas del análisis modal de la estructura utilizando un software de análisis estructural mediante el método de elementos finitos. Estas frecuencias representan la respuesta dinámica de la estructura y la mayoría de ellas están asociadas a los modos del tablero. Para efectuar este análisis el modelo fue realizado en base a los planos y especificaciones de los documentos del proyecto.

7.3. Resultados de la Calibración del Modelo Numérico

Tabla 17.

Resultados de calibración del modelo de elementos finitos

Modo	**Frecuencia Natural (*Hz*)**		**MAC**
	M. experimental SSI	**MEF calibrado**	

3	1.60	1.65	0.93
4	2.07	2.00	0.94
5	2.61	2.65	0.92
6	3.01	2.82	0.86
9	3.44	3.48	0.86
12	4.81	4.77	0.92

Nota. Fuente: elaboración propia

En la tabla 17 se presenta los valores de frecuencias naturales analíticas calibradas con valores de MAC (coeficiente de aseguramiento modal) por encima de 0.80, lo que indica una alta consistencia en las formas modales obtenidas experimental y analíticamente. Este proceso de calibración y optimización del modelo numérico se realizó en función a los resultados obtenidos en los ensayos de vibración ambiental (OMA).

CAPITULO VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1. Conclusiones

- Durante la realización de los estudios de identificación modal mediante del método OMA y la posterior calibración de un modelo numérico de elementos finitos desarrollado en base a los planos de diseño del proyecto, se logró determinar con precisión las propiedades dinámicas de vibración del puente By Pass ubicado en la ciudad de Cusco. Los modos de vibración que se ajustaron en el modelo exhiben valores de frecuencias naturales específicos: 1.65 Hz para el tercer modo, 2.00 Hz para el cuarto modo, 2.65 Hz para el quinto modo, 2.82 Hz para el sexto modo, 3.48 Hz para el noveno modo y 4.77 Hz para el duodécimo modo, los cuales reflejan de manera confiable el comportamiento dinámico real de la estructura.

  En consecuencia, este estudio a través de la calibración del modelo numérico, puede ser utilizado como línea base para establecer un sistema de monitoreo de la salud estructural, basado en las variaciones de la respuesta dinámica, con el objetivo de detectar posibles daños en el puente By Pass y garantizar su funcionamiento y seguridad.

- A través de la aplicación de técnicas del análisis modal operacional (OMA), específicamente mediante el uso del método de descomposición en el dominio del tiempo (SSI), Se logró identificar 6 modos de vibración asociados al tablero, con frecuencias que oscilan entre 1 y 5 Hz. De estos modos, se distinguieron tres modos de flexión (tres, cuatro y seis) y tres modos de torsión (cinco, nueve y doce) con frecuencias respectivas de 1.60, 2.07, 3.01, 2.61, 3.43 y 4.81 Hz. Además, se determinaron los coeficientes de amortiguamiento para cada modo, siendo del 2.98% para el tercer modo, 2.74% para el cuarto, 1.28% para el quinto, 1.17% para el sexto, 0.85% para el noveno, y 2.53% para el último modo identificado.

Asimismo, se concluye que utilizando los datos recopilados de la instrumentación realizada en el puente By Pass bajo condiciones ambientales de excitación, es factible obtener las propiedades dinámicas de vibración de una estructura debido a su fácil disponibilidad (generada por el viento y el tráfico) y al bajo costo asociado al utilizar esta forma de excitación.

- Se desarrolló un modelo numérico de elementos finitos de la estructura, utilizando como base los planos de diseño y documentos originales del proyecto. La concordancia entre este modelo y los planos de diseño es excelente, reflejando con precisión la estructura proyectada y garantizando la fiabilidad del análisis realizado para determinar valores de frecuencias naturales analíticas.
- Se comparó los resultados de la identificación de parámetros dinámicos obtenidos mediante análisis modal operacional (OMA) y el análisis numérico observando una buena consistencia entre ambos métodos, ya que, al comparar los resultados obtenidos del análisis modal numérico, mostraron errores relativos no muy significativos (menor al 7%) en comparación con las obtenidas experimentalmente. Sin embargo, se llevó a cabo una optimización adicional para mejorar la precisión de estos resultados. El grado de optimización se alcanzó considerando la variación del módulo elástico del pilar, módulo de elasticidad de los tirantes y la densidad del tablero, los cuales fueron identificados como las variables más influyentes en el comportamiento dinámico de la estructura en función a un análisis de sensibilidad.
- Se calibró el modelo numérico utilizando los resultados experimentales del método OMA, lo cual permitió mejorar su precisión y confiabilidad mediante la obtención de valores de coeficiente de aseguramiento modal (MAC) de 0.93 para el tercer modo, 0.94 para el cuarto modo, 0.92 para el quinto modo, 0.86 para el sexto modo, 0.86 para el noveno modo y 0.92

para el duodécimo modo. Estos valores superan el umbral considerado aceptable de 0.80 para el MAC, lo que indica una buena consistencia del modelo numérico en cuanto al comportamiento dinámico real de la estructura.

8.2. Recomendaciones

- Para aumentar la precisión de los resultados en la determinación de las propiedades dinámicas de vibración del puente, se recomienda elaborar un modelo numérico adecuado. Esto implica ajustar la malla de elementos finitos, tener en cuenta las condiciones de contorno, asi como establecer una adecuada configuración de sensores para recopilar datos de vibración en más puntos a lo largo de la estructura. Tal es el caso de los pilares del puente, donde los modos no fueron identificados.
- Para el proceso de calibración y optimización se recomienda realizar previamente un análisis de sensibilidad para identificar los parámetros que tienen mayor incidencia en el comportamiento dinámico de la estructura.
- Por ser una prueba no destructiva y de bajo costo se recomienda el uso de la metodología OMA para realizar trabajos de investigación en monitoreo, evaluación y reforzamiento estructural en puentes, edificaciones y monumentos históricos.
- Se recomienda realizar estudios más detallados en los tirantes del puente, puesto que es un elemento que afecta en el comportamiento dinámico de la estructura

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aguilar Velez, R. (2010). Dynamic structural identification using Wireless Sensor Networks. *Issue August*.

Andersen, P., Brincker, R., Peeters, B., Roeck, G. d., Hermans, L., & Krämer, C. (1999). Comparison of system identification methods using ambient bridge test data. *Proceedings of the 17th International Modal Analysis Conference (IMAC)*, 1035-1041.

Aranda Pazmiño, J. P. (2020). Desarrollo de una metodología para análisis modal operacional utilizando software libre. Quito. http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/21010

Brincker, R., & Ventura, C. (2015). *Introduction to Operational Modal Analysis.* (J. Wiley, & S. Ltd, Edits.) Wiley.

Brincker, R., Frandsen, J. B., & Andersen, P. (2000). Ambient response analysis of the Great Belt Bridge. (S. f. Mechanics, Ed.) *IMAC 18: Proceedings of the International Modal Analysis Conference (IMAC), San Antonio, Texas, USA, February 7-10*, 26-32.

Brincker, R., Zhang, L., & Andersen, P. (2000). Modal Identification from Ambient Responses using Frequency Domain Decomposition. *IMAC 18 : Proceedings of the International Modal Analysis Conference (IMAC), San Antonio, Texas, USA,*, 625-630.

Carrión Viramontes, F., Hérnandez Jiménez, J., & Terán Guillén, J. (2005). Estudio experimental de un puente atirantado:evaluación de cables. México: Instituto Mexicano del transporte.

Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de Estructuras* (Cuarta ed.). Pearson.

Choquemaque Mozo, S., & Valer Medina, M. A. (2023). Diagnóstico estructural utilizando análisis modal operacional en edificaciones históricas;caso:templo de San Francisco de Asis de Marcapata provincia de Quispicanchis-Cusco. Cusco, Perú. http://hdl.handle.net/20.500.12918/7256

CSI Spain. (2024). *SAP2000*. CSI Spain: https://www.csiespana.com/software/2/sap2000

Durán Bolaños, M. (Octubre de 2018). Calibración de Modelos Estructurales y Estudio del Comportamiento Dinámico Para Pentes de Vigas de Acero Compuestas y Continuas de 3 Tramos. Costa Rica.

Felber, A. J. (Diciembre de 1993). Development of a Hybrid Bridge Evaluation System. (U. d. Britanica, Ed.) Vancouver, Canadá. https://doi.org/10.14288/1.0050403

Gómez Araujo, I., Maldonado Rondón, E., & Chio Cho, G. (2010). Pruebas de Vibración Ambiental en Puentes. *Revista UIS Ingenierías*, 9 (1), 55-68.

Henao Ángel, D., Botero Palacio, J. C., & Muriá Vila, D. (2014). Identificación de propiedades dinámicas de un modelo estructural sometido a vibración ambiental y vibración forzada mediante mesa vibratoria. 54-73. http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2014000200054&lng=es&tlng=es.

Herrera Cevallos, M. (2007). Estudio de Puentes Atirantados con una Aplicación Práctica Para la ESPE. http://repositorio.espe.edu.ec/handle/21000/1579

Hormazábal Fuentes, M. A. (2018). Análisis de modos de vibración en estructuras mediante registro de vibraciones de ruido ambiente. http://hdl.handle.net/10498/21095

Irías Mata, M. (2016). Determinación de los párametros dinámicos de la sección atirantada del puente La amistad de Taiwán sobre el río Tempisque mediante método de identificación de sistemas multivariables. https://repo.sibdi.ucr.ac.cr/handle/123456789/3873

Jacobsen, N.-J., Andersen, P., & Brincker, R. (2006). Using Enhanced Frequency Domain Decomposition as a Robust Technique to Harmonic Excitation in Operational Modal Analysis. *In Proceedings of ISMA2006: International Conference on Noise & Vibration Engineering Katholieke Universiteit.*

León Deza, J. A., Melchor Placencia, C. J., & Sánchez, M. V. (2018). Estudio De Las Características Dinamicas Del Puente Atirantado Rayitos De Sol Mediante Vibraciones Ambientales.

Losa Miranda, G. (Marzo de 2015). Tecnologías De Sensorización E Identificación modal. Aplicaión A La Determinación Del Amortiguamiento Estructural. Valladolid.

Maurizio Di Paolo, E. (2013). *Data Acquisition Systems From Fundamentals to Applied Design.* Springer. https://doi.org/10.1007/978-1-4614-4214-1

Montalto Bolaños, E. J. (2016). Calibracion del Modelo de Elemento Finito del Puente Sobre el rio Tenorio en la Ruta Nacional 1 con Base en Análisis Modal Operacional. Costa Rica.

Ortega Cárdenas, N. D. (2016). Aplicativo computacional de código abierto para análisis modal operacional en puentes.

Pachón García, P. (2016). Evaluación estructural de edificaciones históricas mediante análisis modal operacional (OMA). Universidad De Sevilla. http://hdl.handle.net/11441/51890

Parra Contreras, C. P. (2010). Estudio numérico experimental de una viga agritada.

Paz, M. (2021). *Dinámica Estructural Teoría Y Cálculo* (tercera ed.). Reverté.

PCB PIEZOTRONICS. (2024). PCB PIEZOTRONICS AN AMPHENOL COMPANY: https://www.pcb.com/sensors-for-test-measurement/accelerometers

Podolny, W., & Scalzi, J. B. (1986). *Construction And Design Of Cable-Stayed Bridges* (Segunda ed.). Wiley.

Rainieri, C., & Fabbrocino, G. (2014). *Operational Modal Analysis of Civil Engineering Structures.* New York: Springer.

Rodríguez Súnico, M. (2005). Análisis Modal Operacional: Teoría y Práctica. Sevilla. https://biblus.us.es/bibing/proyectos/abreproy/3828/

Seguel Anativia, J. I. (2019). Bases metodológicas para implementación de sistemas de instrumentación y monitoreo de salud estructural en tiempo real de puentes en Chile. Santiago, Chile. https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/173750

Sovero Ancheyta, S. K., & Martel Cuyubamba, C. (22 de setiembre de 2014). OMA tests and FEM updating in peruvian archaeological heritage: Chokepukio y modal identification tests on archaeological heritage: the case of Chokepukio. http://hdl.handle.net/20.500.12404/5595

Structural Vibration Solutions . (2024). *ARTeMIS Modal*. https://www.svibs.com/

Valdebenito, G. E., & Aparicio, Á. C. (Junio de 2005). Comportamiento Sísmico De Puentes Atirantados Y Disipación De Energía Adicional: Un Estado Del Conocimiento. *Monografías De Ingeniería Sísmica*. (A. Barbat, Ed.) Barcelona.

Vázquez, M., & López, E. (2001). *El Método De Los Elementos Finitos Aplicado Al Análisis Estructural.* Madrid: Noela.

Vélez Pabón, W. H., Gómez Pizano, D., & Thomson Roach, P. (2009). Ajuste de modelos de elementos finitos. *76*(158), 177-189. https://repositorio.unal.edu.co/handle/unal/24577

Viviescas Jaimes, A., Herrera Rey, L. A., & Arenas Paez, J. S. (2017). Determinación de la capacidad resistente de puentes viga-losa en concreto postensado mediante pruebas de vibración ambiental: Caso de estudio Puente El Ramo. *INGE CUC, 13*(1), XX-XX. https://doi.org/http://dx.doi.org/10.17981/ingecuc.13.1.2017.03

Viviescas, A., Carrillo, J., & Vargas, L. A. (2018). Línea Base Para Monitoreo De Salud Estructural Del Puente Gómez Ortiz A Partir De Pruebas De Pruebas De Vibración Ambiental. *Inge Cuc, 14*(1), 52-65.

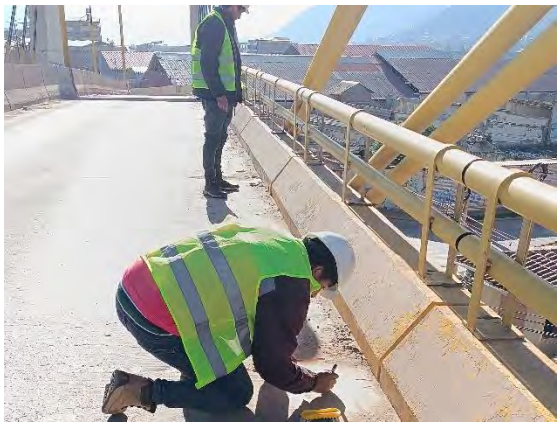
Walther, R., Houriet, B., Isler., W., Moia, P., & Klein, J. (1999). *Cable Stayed Bridges* (2 ed.). Thomas Telford.

Zamora López, G. (2016). Análisis de Fourier vs. análisis modal operacional-fortalezas y debilidades en la evaluación de la salud estructural.

ANEXOS

ANEXO A.

PANEL FOTOGRÁFICO



Colocación de bases para el colocado de sensores en los diferentes puntos o nodos de medición



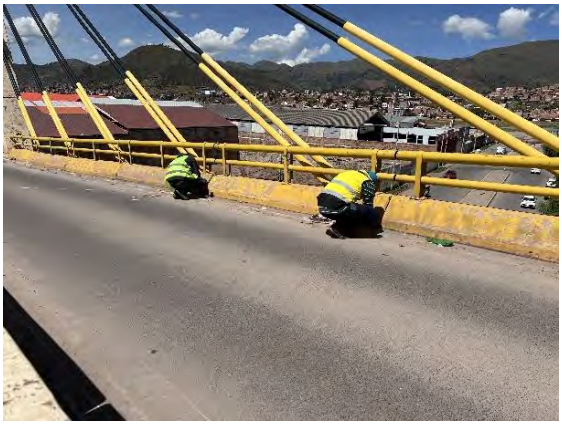
Montaje de los equipos de adquisición de datos en campo para la realización de la prueba



Conexión de cables a los canales correspondientes del sistema de adquisición de datos



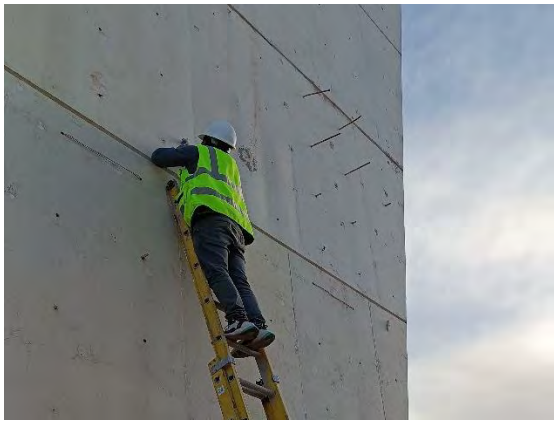
Tendido de cable y conexión de sensores de medición



Colocación de acelerómetros en los puntos de medición correspondientes



Colocación de acelerómetros en los puntos o nodos correspondientes



Colocación de sensores de medición en direcciones “X-Y” en pilares



Colocación de sensores de medición en dirección “Y” en pilares



Toma de datos de señales de vibración ambiental



Sensores de medición en direcciones “X-Y” en el tablero del puente



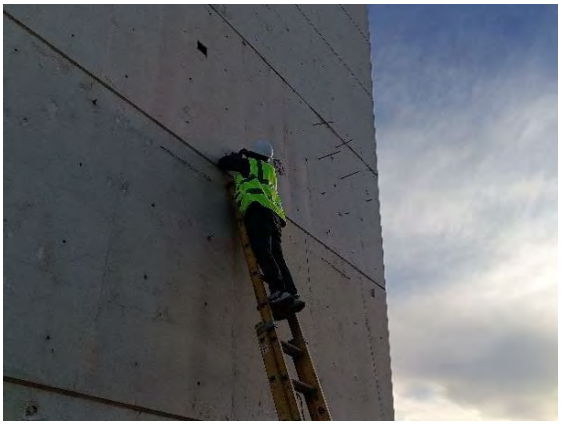
Sensores en direcciones “X-Y” en pilar este del puente



Sensores en direcciones “X-Y” en pilar oeste del puente



Sensor de medicion en direccion “Y” en pilar este del puente



Colocacion de sensor de medicion en pilar oeste del puente



Sensor de medicion en direccion “Z” en el tablero del puente



Toma de datos de señales de la ultima configuración



Constatación de medidas de elementos estructurales de la estructura



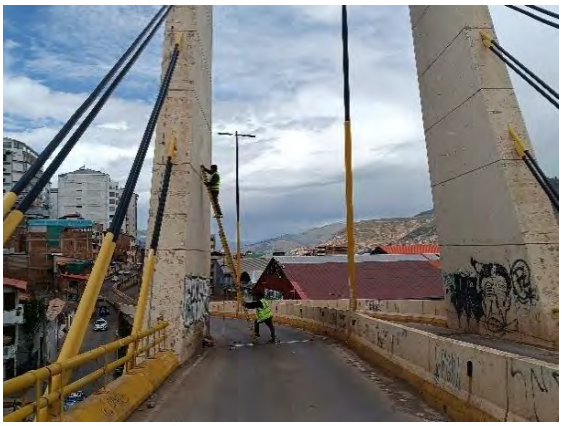
Constatación de medidas de elementos estructurales de la estructura



Constatación de medidas de elementos estructurales de la estructura



fotografia de tesistas en la realizacion de las pruebas de campo



Colocacion de sensores de medicion en pilar oeste del puente



Detalle de colocacion sensores en direccion X-Y a una altura de 6.5 aprox. en pilar oeste



Detalle de colocacion sensores en direccion X-Y a una altura de 0.5m aprox. en pilar oeste



Registro de señales de vibracion en tiempo real

ANEXO B.

MATRIZ DE CONSISTENCIA

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES
PG: ¿Cuáles son las propiedades dinámicas de vibración a partir de un modelo numérico calibrado utilizando ensayos de identificación modal del puente By Pass de la avenida Tupac Amaru de Cusco?	**OG:** Determinar las propiedades dinámicas de vibración a partir de un modelo numérico calibrado utilizando ensayos de análisis modal operacional del puente By Pass de la avenida Tupac Amaru de Cusco.	**HG:** Las propiedades dinámicas de vibración del puente By Pass de la avenida Tupac Amaru de Cusco pueden ser determinadas a partir de un modelo numérico calibrado.	**Variable Dependiente:** Propiedades dinámicas	Comportamiento dinámico de una estructura	Frecuencia natural de vibración
					Formas modales
					Coeficiente de amortiguamiento
			Variable Independiente: Modelo numérico calibrado.	Modelamiento estructural	Características geométricas
					Propiedades mecánicas de los materiales
PE1: ¿Cuáles son las propiedades dinámicas de vibración utilizando análisis modal operacional (OMA) del puente By Pass de la avenida Tupac Amaru de Cusco?	**OE1:** Identificar las propiedades dinámicas de vibración utilizando análisis modal operacional (OMA) en el puente By Pass de la avenida Tupac Amaru de Cusco.	**HE1:** Las propiedades dinámicas de vibración se identifican realizando un análisis modal operacional (OMA) del puente By Pass de la avenida Tupac Amaru de Cusco.	**Variable Dependiente:** Propiedades dinámicas	Comportamiento dinámico de una estructura	Frecuencia natural de vibración
					Formas modales
					Coeficiente de amortiguamiento
			Variable Independiente: Análisis OMA	Ensayos no destructivos	Registro de vibración ambiental
PE2: ¿Existe concordancia entre el modelo numérico y planos de diseño del puente By Pass de la avenida Tupac Amaru de Cusco?	**OE2:** Desarrollar un modelo numérico de elementos finitos en base a los planos de diseño del puente By Pass de la avenida Tupac Amaru de Cusco utilizando un programa de análisis estructural.	**HE2:** El desarrollo del modelo numérico de elementos finitos concuerda con los planos estructurales de diseño del proyecto del puente By Pass de la avenida Tupac Amaru de Cusco.	**Variable Dependiente:** Modelo numérico.	Modelamiento estructural	Condiciones del contorno
					Propiedades mecánicas de materiales
					Características geométricas
			Variable Independiente: Planos de diseño	Diseño de estructuras de puentes	elementos estructurales
					secciones de diseño

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES
PE3: ¿Existe consistencia entre los resultados de parámetros dinámicos de vibración obtenidos a partir del análisis modal operacional (OMA) y modelo numérico del puente By Pass de la avenida Tupac Amaru de Cusco?	**OE3:** Comparar los resultados de la identificación de parámetros dinámicos obtenidos mediante análisis modal operacional y el análisis numérico.	**HE3:** Existe consistencia entre los resultados del análisis modal operacional (OMA) y el modelo numérico del comportamiento dinámico del puente cuando MAC es mayor a 0.80.	**Variable Dependiente:** El criterio de aseguramiento modal MAC.	Validación de modelo	Desplazamientos de vectores modales
			Variable Independiente: Consistencia de resultados	Comparación de métodos de identificación	Desplazamientos de vectores modales del OMA
					Desplazamientos de vectores modales del modelo numérico.
PE4: ¿Existe consistencia entre los resultados de parámetros dinámicos de vibración obtenidos a partir del análisis modal operacional y modelo numérico calibrado del puente By Pass de la avenida Tupac Amaru de Cusco?	**OE4:** Calibrar el modelo numérico en base a los resultados obtenidos por el método OMA del puente By Pass de la avenida Tupac Amaru de Cusco.	**HE4:** La calibración del modelo numérico basada en los resultados obtenidos por el método OMA muestra una mejor consistencia en cuanto al comportamiento dinámico del puente By Pass de la avenida Tupac Amaru de Cusco.	**Variable Dependiente:** Comportamiento dinámico del puente	Dinámica estructural del puente	Frecuencia natural de vibración
					Formas modales
			Variable Independiente: Modelo numérico calibrado	Optimización de modelo	Optimización del MAC

ANEXO C.

FICHA TÉCNICA DE ACELERÓMETRO MODELO 393B

Model Number 393B05		Revision: L ECN # 52850

Performance	ENGLISH	SI	
Sensitivity(± 10 %)	10 V/g	1.02 V/(m/s²)	
Measurement Range	0.5 gpk	4.9 m/s² pk	
Frequency Range(± 5 %)	0.7 to 450 Hz	0.7 to 450 Hz	
Frequency Range(± 10 %)	0.5 to 750 Hz	0.5 to 750 Hz	
Frequency Range(± 3 dB)	0.2 to 1,700 Hz	0.2 to 1,700 Hz	
Resonant Frequency	≥ 2,500 Hz	≥ 2,500 Hz	
Broadband Resolution(1 to 10,000 Hz)	0.000004 g rms	0.00004 m/s² rms	[1]
Non-Linearity	≤ 1 %	≤ 1 %	[2]
Transverse Sensitivity	≤ 5 %	≤ 5 %	
Environmental			
Overload Limit(Shock)	± 300 gpk	± 2,950 m/s² pk	
Temperature Range	-15 to +176 °F	-26 to +80 °C	
Temperature Response	See Graph	See Graph	[1]
Base Strain Sensitivity	≤ 0.0005 g/με	≤ 0.005 (m/s²)/με	
Electrical			
Excitation Voltage	18 to 30 VDC	18 to 30 VDC	
Constant Current Excitation	2 to 10 mA	2 to 10 mA	
Output Impedance	< 500 Ohm	< 500 Ohm	
Output Bias Voltage	7 to 12 VDC	7 to 12 VDC	
Discharge Time Constant	0.5 to 2.0 sec	0.5 to 2.0 sec	
Settling Time	< 100 sec	< 100 sec	
Spectral Noise(1 Hz)	0.50 µg/√Hz	4.9 (µm/sec²)/√Hz	[1]
Spectral Noise(10 Hz)	0.10 µg/√Hz	1.0 (µm/sec²)/√Hz	[1]
Spectral Noise(100 Hz)	0.07 µg/√Hz	0.7 (µm/sec²)/√Hz	[1]
Spectral Noise(1 kHz)	0.05 µg/√Hz	05 (µm/sec²)/√Hz	[1]
Physical			
Sensing Element	Ceramic	Ceramic	
Sensing Geometry	Flexural	Flexural	
Housing Material	Titanium	Titanium	
Sealing	Hermetic	Hermetic	
Size (Diameter x Height)	0.99 in x 1.28 in	25 mm x 32.5 mm	
Weight	1.8 oz	50 gm	[1]
Electrical Connector	10-32 Coaxial Jack	10-32 Coaxial Jack	
Electrical Connection Position	Top	Top	
Mounting Thread	10-32 Female	10-32 Female	

CE [3]

Typical Sensitivity Deviation vs Temperature

All specifications are at room temperature unless otherwise specified.
In the interest of constant product improvement, we reserve the right to change specifications without notice.
ICP® is a registered trademark of PCB Piezotronics, Inc.

OPTIONAL VERSIONS

Optional versions have identical specifications and accessories as listed for the standard model except where noted below. More than one option may be used.

T - TEDS Capable of Digital Memory and Communication Compliant with IEEE P1451.4

TLA - TEDS LMS International - Free Format

TLB - TEDS LMS International - Automotive Format

TLC - TEDS LMS International - Aeronautical Format

TLD - TEDS Capable of Digital Memory and Communication Compliant with IEEE 1451.4
Excitation Voltage 20 to 30 VDC
Output Bias Voltage 7.5 to 13 VDC

W - Water Resistant Cable
Electrical Connection Position Top
Electrical Connector Sealed Integral Cable

NOTES:
[1] Typical.
[2] Zero-based, least-squares, straight line method.
[3] See PCB Declaration of Conformance PS023 for details.

SUPPLIED ACCESSORIES:
Model 081B05 Mounting Stud (10-32 to 10-32) (1)
Model 085A41 Thermal Boot (1)
Model ACS-1 NIST traceable frequency response (10 Hz to upper 5% point), (1)
Model M081B05 Mounting Stud 10-32 to M6 X 0.75 (1)

Entered: ND	Engineer: BAM	Sales: KK	Approved: BAM	Spec Number:
Date: 05/16/2022	Date: 05/16/2022	Date: 05/16/2022	Date: 05/16/2022	14117

PCB PIEZOTRONICS
Phone: 716-684-0001
Fax: 716-684-0987
E-Mail: info@pcb.com
AN AMPHENOL COMPANY
3425 Walden Avenue, Depew, NY 14043

ANEXO D.

FICHA TÉCNICA DE ACELERÓMETRO MODELO 601A02

High sensitivity, filtered accelerometer

799M

Wilcoxon SENSING TECHNOLOGIES

SPECIFICATIONS

Sensitivity, ±5%, 25°C		1 V/g
Acceleration range		5 g peak
Amplitude nonlinearity		1%
Frequency response:	**±5%**	0.6 - 1,200 Hz
	±10%	0.4 - 1,600 Hz
	±3 dB	0.2 - 2,500 Hz
Resonance frequency		18 kHz
Transverse sensitivity, max		5% of axial
Temperature response:	**–50°C**	–7%
	+80°C	+5%
Power requirement:		
Voltage source		15 - 30 VDC
Current regulating diode		2 - 10 mA
Electrical noise, equiv. g:		
Spectral	**0.1 Hz**	15 µg
	1 Hz	3 µg/√Hz
	10 Hz	1 µg/√Hz
	100 Hz	1 µg/√Hz
Output impedance, max		400 Ω
Bias output voltage		8.0 VDC
Grounding		case isolated, internally shielded
Temperature range		–50° to +80°C
Vibration limit		250 g peak
Shock limit		5,000 g peak
Electromagnetic sensitivity, equiv. g		150 µg/gauss
Sealing		hermetic
Base strain sensitivity, max		0.0005 g/µstrain
Sensing element design		PZT, shear
Weight		205 grams
Case material		316L stainless steel
Mounting		1/4-28 tapped hole
Output connector		2 pin, MIL-5015 style
Mating connector		R6 type
Recommended cabling		J9T2A

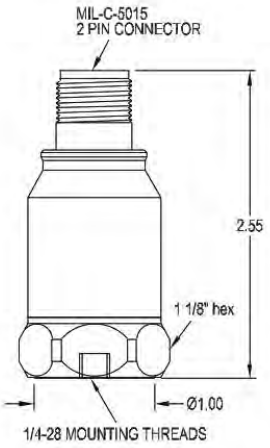
Accessories supplied: SF6 mounting stud (metric mounting available; calibration data (level 3)

CE



Key features

- High sensitivity, ultra low noise
- Manufactured in ISO 9001 facility



Connections	
Function	Connector pin
power/signal	A
common	B
ground	shell

Note: Due to continuous process improvement, specifications are subject to change without notice.
This document is cleared for public release.

Wilcoxon Sensing Technologies
An Amphenol Company
98271 Rev.C.1 09/18

8435 Progress Drive
Frederick, MD 21701
USA

Tel: +1 (301) 330-8811
Fax: +1 (301) 330-8873
info@wilcoxon.com

buy.wilcoxon.com
www.wilcoxon.com

ANEXO E.

FICHA TÉCNICA DE ACELERÓMETRO MODELO 799M

High sensitivity, filtered accelerometer

799M

Wilcoxon SENSING TECHNOLOGIES

SPECIFICATIONS

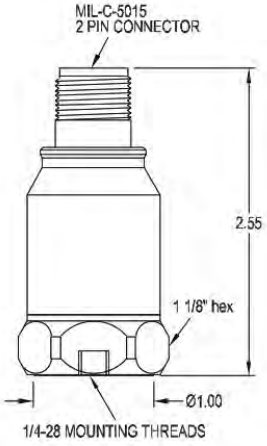
Sensitivity, ±5%, 25°C		1 V/g
Acceleration range		5 g peak
Amplitude nonlinearity		1%
Frequency response:	**±5%**	0.6 - 1,200 Hz
	±10%	0.4 - 1,600 Hz
	±3 dB	0.2 - 2,500 Hz
Resonance frequency		18 kHz
Transverse sensitivity, max		5% of axial
Temperature response:	**–50°C**	–7%
	+80°C	+5%
Power requirement:		
Voltage source		15 - 30 VDC
Current regulating diode		2 - 10 mA
Electrical noise, equiv. g:		
Spectral	**0.1 Hz**	15 µg
	1 Hz	3 µg/√Hz
	10 Hz	1 µg/√Hz
	100 Hz	1 µg/√Hz
Output impedance, max		400 Ω
Bias output voltage		8.0 VDC
Grounding		case isolated, internally shielded
Temperature range		–50° to +80°C
Vibration limit		250 g peak
Shock limit		5,000 g peak
Electromagnetic sensitivity, equiv. g		150 µg/gauss
Sealing		hermetic
Base strain sensitivity, max		0.0005 g/µstrain
Sensing element design		PZT, shear
Weight		205 grams
Case material		316L stainless steel
Mounting		1/4-28 tapped hole
Output connector		2 pin, MIL-5015 style
Mating connector		R6 type
Recommended cabling		J9T2A

Accessories supplied: SF6 mounting stud (metric mounting available; calibration data (level 3)



Key features

- High sensitivity, ultra low noise
- Manufactured in ISO 9001 facility



Connections	
Function	Connector pin
power/signal	A
common	B
ground	shell

CE

Note: Due to continuous process improvement, specifications are subject to change without notice.
This document is cleared for public release.

Wilcoxon Sensing Technologies
An Amphenol Company
98271 Rev.C.1 09/18

8435 Progress Drive
Frederick, MD 21701
USA

Tel: +1 (301) 330-8811
Fax: +1 (301) 330-8873
info@wilcoxon.com

buy.wilcoxon.com
www.wilcoxon.com

ANEXO F.

CERTIFICADOS DE CALIBRACIÓN DE SENSORES DE MEDICIÓN

~ Calibration Certificate ~

Per ISO 16063-21

Model Number: 393B05

Serial Number: 38610

Description: ICP® Accelerometer

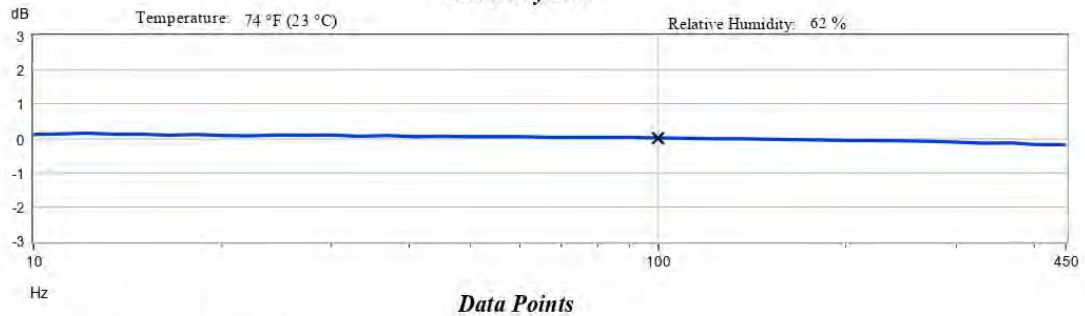
Manufacturer: PCB

Method: Back-to-Back Comparison AT401-3

Calibration Data

Sensitivity @ 100 Hz	**10.28 V/g**	Output Bias	11.4 VDC
	(1.049 V/m/s²)	Transverse Sensitivity	0.5 %
Discharge Time Constant	1.1 seconds	Resonant Frequency	2.8 kHz

Sensitivity Plot



Data Points

Frequency (Hz)	Dev. (%)	Frequency (Hz)	Dev. (%)
10	1.2	300	-1.3
15	1.3	450	-2.2
30	1.1		
50	0.6		
REF. FREQ.	0.0		

Mounting Surface: Beryllium w/Silicone Grease Fastener: 10-32 Female Fixture Orientation: Vertical
Acceleration Level (pk)[1]: 0.100 g (0.981 m/s²)
[1]The acceleration level may be limited by shaker displacement at low frequencies. If the listed level cannot be obtained, the calibration system uses the following formula to set the vibration amplitude; Acceleration Level (g) = 0.008 x (freq)². [2]The gravitational constant used for calculations by the calibration system is: 1 g = 9.80665 m/s².

Condition of Unit

As Found: n/a

As Left: New Unit, In Tolerance

Notes

1. Calibration is NIST Traceable thru Project 683/283498 and PTB Traceable thru Project 10065.
2. This certificate shall not be reproduced, except in full, without written approval from PCB Piezotronics, Inc.
3. Calibration is performed in compliance with ISO 9001, ISO 10012-1, ANSI Z540.3 and ISO 17025.
4. See Manufacturer's Specification Sheet for a detailed listing of performance specifications.
5. Measurement uncertainty (95% confidence level with coverage factor of 2) for frequency ranges tested during calibration are as follows: 5-9 Hz; +/- 2.0%, 10-99 Hz; +/- 1.5%, 100-1999 Hz; +/- 1.0%, 2-10 kHz; +/- 2.5%.

Technician: Scott Skibniewski Date: 7/5/2013

ACCREDITED
CALIBRATION CERT#: 1862.02

PCB PIEZOTRONICS
AN AMPHENOL COMPANY
HEADQUARTERS: 3425 WALDEN AVENUE - DEPEW, NY 14043
CALIBRATION PERFORMED AT: 10869 HIGHWAY 903 - HALIFAX, NC 27839
TEL: +1 (888) 684-0013 - FAX: +1 (716) 685-3886 - www.pcb.com

PAGE 1 OF 1

CAL57-345587699 7.528+0

ACS-1

~ Calibration Certificate ~

Per ISO 16063-21

Model Number: 393B05

Serial Number: 38626

Description: ICP® Accelerometer

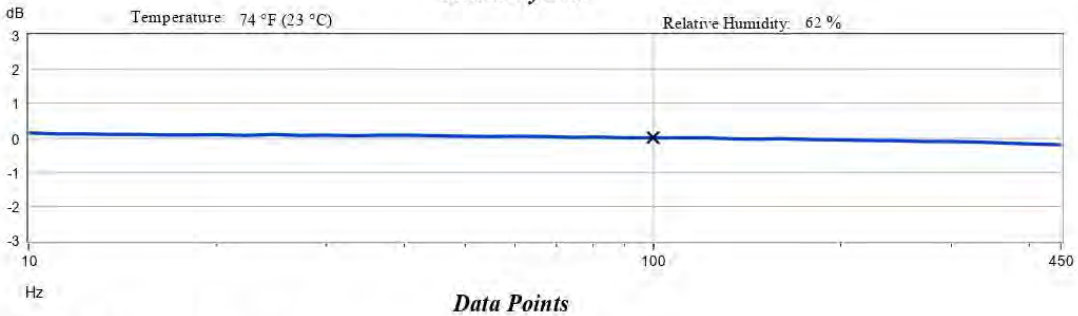
Manufacturer: PCB

Method: Back-to-Back Comparison AT401-3

Calibration Data

Sensitivity @ 100 Hz	**10.13 V/g**	Output Bias	11.3 VDC
	(1.033 V/m/s²)	Transverse Sensitivity	1.3 %
Discharge Time Constant	1.0 seconds	Resonant Frequency	2.9 kHz

Sensitivity Plot



Data Points

Frequency (Hz)	Dev. (%)	Frequency (Hz)	Dev. (%)
10	1.6	300	-1.3
15	1.2	450	-2.1
30	0.8		
50	0.5		
REF. FREQ.	0.0		

Mounting Surface: Beryllium w/Silicone Grease Fastener: 10-32 Female Fixture Orientation: Vertical
Acceleration Level (pk)[1]: 0.100 g (0.981 m/s²)
[1]The acceleration level may be limited by shaker displacement at low frequencies. If the listed level cannot be obtained, the calibration system uses the following formula to set the vibration amplitude: Acceleration Level (g) = 0.008 x (freq)². [2]The gravitational constant used for calculations by the calibration system is: 1 g = 9.80665 m/s².

Condition of Unit

As Found: n/a

As Left: New Unit, In Tolerance

Notes

1. Calibration is NIST Traceable thru Project 683/283498 and PTB Traceable thru Project 10065.
2. This certificate shall not be reproduced, except in full, without written approval from PCB Piezotronics, Inc.
3. Calibration is performed in compliance with ISO 9001, ISO 10012-1, ANSI Z540.3 and ISO 17025.
4. See Manufacturer's Specification Sheet for a detailed listing of performance specifications.
5. Measurement uncertainty (95% confidence level with coverage factor of 2) for frequency ranges tested during calibration are as follows: 5-9 Hz; +/- 2.0%, 10-99 Hz; +/- 1.5%, 100-1999 Hz; +/- 1.0%, 2-10 kHz; +/- 2.5%.

Technician: Scott Skibniewski Date: 7/5/2013

ACCREDITED
CALIBRATION CERT#: 1862.02

PCB PIEZOTRONICS
AN AMPHENOL COMPANY
HEADQUARTERS: 3425 WALDEN AVENUE - DEPEW, NY 14043
CALIBRATION PERFORMED AT: 10869 HIGHWAY 903 - HALIFAX, NC 27839
TEL: +1 (888) 684-0013 - FAX: +1 (716) 685-3886 - www.pcb.com

PAGE 1 OF 1

CAL:57-34558 73866 157-0

ACS-1

~ Calibration Certificate ~

Per ISO 16063-21

Model Number: 393B05

Serial Number: 38627

Description: ICP® Accelerometer

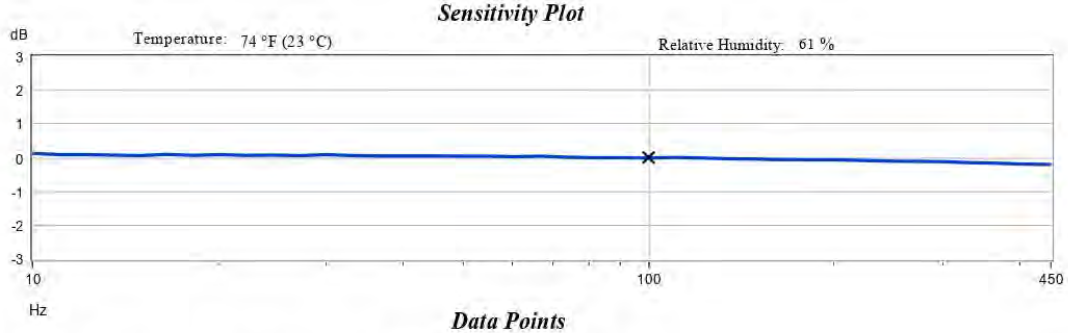
Manufacturer: PCB

Method: Back-to-Back Comparison AT401-3

Calibration Data

Sensitivity @ 100 Hz	**10.19 V/g**	Output Bias	11.4 VDC
	(1.039 V/m/s²)	Transverse Sensitivity	2.3 %
Discharge Time Constant	1.0 seconds	Resonant Frequency	3.0 kHz

Sensitivity Plot



Data Points

Frequency (Hz)	Dev. (%)	Frequency (Hz)	Dev. (%)
10	1.4	300	-1.4
15	0.7	450	-2.5
30	1.0		
50	0.4		
REF. FREQ.	0.0		

Mounting Surface: Beryllium w/Silicone Grease Fastener: 10-32 Female Fixture Orientation: Vertical
Acceleration Level (pk)[1]: 0.100 g (0.981 m/s²)
[1]The acceleration level may be limited by shaker displacement at low frequencies. If the listed level cannot be obtained, the calibration system uses the following formula to set the vibration amplitude: Acceleration Level (g) = 0.008 x (freq)². [2]The gravitational constant used for calculations by the calibration system is: 1 g = 9.80665 m/s².

Condition of Unit

As Found: n/a

As Left: New Unit, In Tolerance

Notes

1. Calibration is NIST Traceable thru Project 683/283498 and PTB Traceable thru Project 10065.
2. This certificate shall not be reproduced, except in full, without written approval from PCB Piezotronics, Inc.
3. Calibration is performed in compliance with ISO 9001, ISO 10012-1, ANSI Z540.3 and ISO 17025.
4. See Manufacturer's Specification Sheet for a detailed listing of performance specifications.
5. Measurement uncertainty (95% confidence level with coverage factor of 2) for frequency ranges tested during calibration are as follows: 5-9 Hz; +/- 2.0%, 10-99 Hz; +/- 1.5%, 100-1999 Hz; +/- 1.0%, 2-10 kHz; +/- 2.5%.

Technician: Scott Skibniewski Date: 7/5/2013

ilac-MRA A2LA ACCREDITED CALIBRATION CERT #: 1862.02

PCB PIEZOTRONICS
AN AMPHENOL COMPANY
HEADQUARTERS: 3425 WALDEN AVENUE - DEPEW, NY 14043
CALIBRATION PERFORMED AT: 10869 HIGHWAY 903 - HALIFAX, NC 27839
TEL: +1 (888) 684-0013 - FAX: +1 (716) 685-3886 - www.pcb.com

PAGE 1 OF 1

CAL57-3455874774.235+0

ACS-1

Wilcoxon
SENSING TECHNOLOGIES

Calibration Data

Low Frequency Accelerometer

Model **799M** Serial Number **15669**

Sensitivity:	**1024 mV/g**	**104 mV/m/s²**
Bias Voltage:	**9 Vdc**	
Resonance:	**18.7 kHz**	**1120.8 kcpm**
Maximum Amplitude Range:	**5 g peak**	**49 m/s² pk**

Frequency Response:

-5%	**0.6 Hz to 2170 Hz**	**36 cpm to 130 kcpm**
-10%	**0.4 Hz to 2340 Hz**	**24 cpm to 140 kcpm**
-3dB	**0.2 Hz to 2950 Hz**	**12 cpm to 177 kcpm**

Calibrated by: **P.FAULKNER** Date: **11/15/2023**

This calibration is traceable to the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD 20899.
Frequency Response is traceable 5 Hz to 10 kHz.
Sensitivity measured at 100 Hz, 1g, 25°C.
Low end frequency response and amplitude range are nominal values.

Wilcoxon Sensing Technologies is an ISO 9001 Registered Company.

Wilcoxon Sensing Technologies
1435 Progress Drive, Frederick, MD 21701 USA
Viphanol (Maryland), Inc. d/b/a Wilcoxon Sensing Technologies

Tel: +1 (301) 330 8811
Tel: 1 800 WILCOXON
FAX: +1 (301) 330 8873
www.wilcoxon.com

Wilcoxon
SENSING TECHNOLOGIES

Calibration Data

Low Frequency Accelerometer

Model **799M** Serial Number **15670**

Sensitivity:	**1001 mV/g**	**102 mV/m/s²**
Bias Voltage:	**9.3 Vdc**	
Resonance:	**18.7 kHz**	**1120.8 kcpm**
Maximum Amplitude Range:	**5 g peak**	**49 m/s² pk**

Frequency Response:

-5%	**0.6 Hz to 1850 Hz**	**36 cpm to 111 kcpm**
-10%	**0.4 Hz to 2250 Hz**	**24 cpm to 135 kcpm**
-3dB	**0.2 Hz to 2900 Hz**	**12 cpm to 174 kcpm**

Calibrated by: **P.FAULKNER** Date: **11/15/2023**

This calibration is traceable to the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD 20899.
Frequency Response is traceable 5 Hz to 10 kHz.
Sensitivity measured at 100 Hz, 1g, 25°C.
Low end frequency response and amplitude range are nominal values.

Wilcoxon Sensing Technologies is an ISO 9001 Registered Company.

Wilcoxon Sensing Technologies
1435 Progress Drive, Frederick, MD 21701 USA

Amphenol (Maryland), Inc. d/b/a Wilcoxon Sensing Technologies

Tel: +1 (301) 330 8811
Tel: 1 800 WILCOXON
FAX: +1 (301) 330 8873
www.wilcoxon.com

~ Calibration Certificate ~

Per ISO 16063-21

Model Number: 601A02

Serial Number: LW80991

Description: ICP® Accelerometer

Manufacturer: IMI

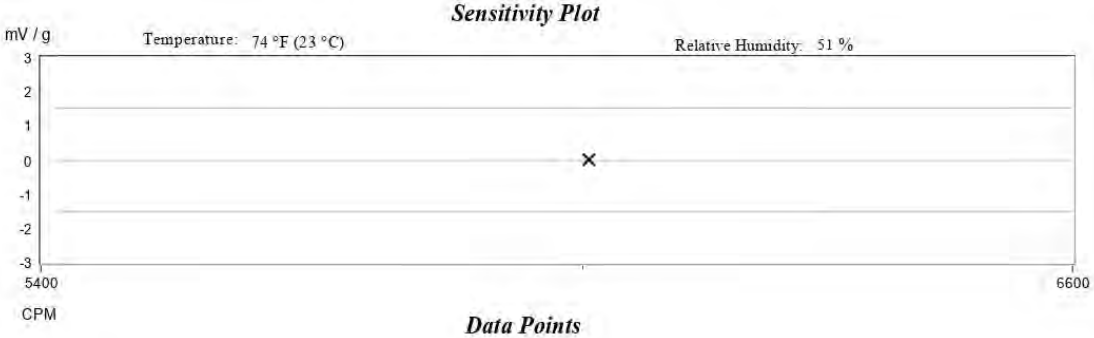
Method: Back-to-Back Comparison AT401-3

Calibration Data

Sensitivity @ 6000 CPM **514 mV/g** **(52.5 mV/m/s²)**

Output Bias 11.3 VDC

Sensitivity Plot



Data Points

Mounting Surface: Stainless Steel Fastener: 1/4-28 Female Fixture Orientation: Vertical
Acceleration Level (pk)[1]: 1.00 g (9.81 m/s²)
[1]The acceleration level may be limited by shaker displacement at low frequencies. If the listed level cannot be obtained, the calibration system uses the following formula to set the vibration amplitude: Acceleration Level (g) = 0.008 x (freq)². [2]The gravitational constant used for calculations by the calibration system is: 1 g = 9.80665 m/s².

Condition of Unit

As Found: n/a

As Left: New Unit, In Tolerance

Notes

1. Calibration is NIST Traceable thru Project 683/287323 and PTB Traceable thru Project 17014.
2. This certificate shall not be reproduced, except in full, without written approval from PCB Piezotronics, Inc.
3. Calibration is performed in compliance with ISO 10012-1, ANSI Z540.3 and ISO 17025.
4. See Manufacturer's Specification Sheet for a detailed listing of performance specifications.
5. Measurement uncertainty (95% confidence level with coverage factor of 2) for frequency ranges tested during calibration are as follows: 5-9 Hz; +/- 2.0%, 10-99 Hz; +/- 1.5%, 100-1999 Hz; +/- 1.0%, 2-10 kHz; +/- 2.5%, 10-15 kHz; +/- 5%.

Technician: Jasmine Ingram Date: 2/18/2020

ACCREDITED CALIBRATION CERT#: 1862.02

IMI SENSORS
A PCB DIVISION
HEADQUARTERS: 3425 WALDEN AVENUE - DEPEW, NY 14043
CALIBRATION PERFORMED AT: 10869 HIGHWAY 903 - HALIFAX, NC 27839
TEL: +1 (888) 684-0013 - FAX: +1 (716) 685-3886 - www.pcb.com

PAGE 1 OF 1

CAL76-366485667.564+0

ICS-2

ANEXO G.

PERMISO PARA LA REALIZACIÓN DE LAS PRUEBAS DE CAMPO

MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DEL CUSCO

GERENCIA DE TRÁNSITO, VIALIDAD Y TRANSPORTE

"AÑO DEL BICENTENARIO, DE LA CONSOLIDACION DE NUESTRA INDEPENDENCIA, Y DE LA CONMEMORACIÓN DE LAS HEROICAS BATALLAS DE JUNIN Y AYACUCHO"

Cusco, 26 de abril del 2024

Carta N° 306-2024-MPC-GTVT.

Señor (a):
William Conya Ascue.
Calle Perú N° 79 del Distrito de San Jerónimo de la Provincia del Cusco.
Cel. 931-673710.

Ciudad. -

Asunto : RESPUESTA A PETICIÓN FORMULADA.

Referencia : Expediente Administrativo N°019836, de fecha 19/04/2024.
Informe N°406-2024-MPC-GTVT-SGCT.

De mi mayor consideración:

Previo un atento y cordial saludo, me dirijo a usted, en atención a la solicitud del Expediente Administrativo N°015825, por medio del cual, el Sr. William Conya Ascue, Solicita autorización de uso de vías con fines de investigación, dicho evento tomará lugar en la siguiente hora y fecha:

- Fechas: Domingo 28 de abril del 2024
  Miércoles 01 de mayo de 2024
- Hora: 6:00 AM a 17:00 PM

Con el motivo de realización de actividades investigativas por parte de estudiantes de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco en la tesis de investigación titulada "ESTIMACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE VIBRACIÓN DEL PUENTE BYPASS DE LA AV. TUPAC AMARU DE CUSCO UTILIZANDO ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN MODAL Y MODELAMIENTO NUMÉRICO, CUSCO -2022".

Al respecto debo de indicar, que con el Informe N°393-2024-MPC-GTVT-SGCT, la Sub-Gerente de Circulación de Transito de la Gerencia a mi cargo, manifiesta que:

Del Plan de Contingencia los puntos de cierre del puente atirantado del bypass de la Av. Túpac Amaru serán ubicados en las rampas de ingreso y salida del puente. Para la colocación de vallas y caballetes, estos deberán ser vistosos, también se deberá proveer personal de seguridad y presencia policial con el fin de garantizar la seguridad de peatones y conductores.

En el carril de subida ya que el ingreso vehicular estará restringido; se desviará el tráfico vehicular por la Av. Túpac Amaru que se encuentra paralelo al puente atirantado del bypass.
De la misma manera en el carril de bajada; se desviará el tráfico vehicular por Prolongación Av. Túpac Amaru (paralela al puente atirantado del bypass) continuando; aún; por la prolongación Av. Túpac Amaru para continuar su recorrido.

Por lo que, se AUTORIZAR el evento que tomará lugar en la siguiente hora, fecha, y ruta:

- Fechas:
  Domingo 28 de abril del 2024
  Miércoles 01 de mayo de 2024
- Horas: 6:00 horas a 09:00 horas

QOSQO
Hatun Llaqta

MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DEL CUSCO

GERENCIA DE TRÁNSITO, VIALIDAD Y TRANSPORTE

"AÑO DEL BICENTENARIO, DE LA CONSOLIDACION DE NUESTRA INDEPENDENCIA, Y DE LA CONMEMORACIÓN DE LAS HEROICAS BATALLAS DE JUNIN Y AYACUCHO"

- Puntos de cierre; antes del ingreso a las rampas del puente atirantado del Bypass de la Av. Túpac Amaru.
- En el carril de subida ya que el ingreso vehicular estará restringido; se desviará el tráfico vehicular por la Av. Túpac Amaru que se encuentra paralelo al puente atirantado del bypass.
- En el carril de bajada; se desviará el tráfico vehicular por Prolongación Av. Túpac Amaru (paralela al puente atirantado del bypass) continuando; aún; por la prolongación Av. Tupac Amaru para continuar su recorrido.

Realizar las coordinaciones correspondientes con la policía Nacional del Perú - Unidad de Tránsito y Seguridad Vial, con el fin de velar por la seguridad integral de todos los usuarios de la vía; así como también mitigar los posibles inconvenientes en materia seguridad de peatones y conductores; se adjunta el Informe N° 83-2024-MPC-GTVT-SGCT-RSS.

Sin otro en particular, hago propicia la presente para reiterarle mis consideraciones de estima personal.

Atentamente.

MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DEL CUSCO
GERENCIA DE TRÁNSITO, VIALIDAD Y TRANSPORTE

ABOG. JAVIER AIMA LINARES
GERENTE

Reg.
Cc.:
SGCT.
Arch.
ABOG.JAL / maaf.

QOSQO
Hatun Llaqta

ANEXO H.

METRADO DE CARGAS ADICIONALES

1. Metrado de cargas en barreras del tablero central

1.1. Barrera lateral

Dimensiones	Barrera	unidad
sección	0.10	m2
L	1.00	m
p. e	2400	kg/m³
N° Veces	1.00	-
Total	**240**	**Kg/m**

1.2. Barrera central

Dimensiones	Barrera	unidad
sección	0.23	m2
L	1.00	m
p. e	2400	kg/m³
N° Veces	1.00	-
Total	**552**	**Kg/m**

1. Metrado de cargas de rampa de acceso este

1.1.Vigas

1.1.1. Viga central

Dimensiones	Losa	unidad
a	0.50	m
L	20.70	m
Peralte	1.25	m
p. e	2,400.00	kg/m³
N° Veces	1.00	-
Total	**7,950**	**kg**

1.1.2. Viga lateral 1

Dimensiones	Columna	unidad
A	0.5	m
L	19.80	m
PERALTE	1.25	m
p. e	2400	kg/m³

N° Veces	1.00	-
Total	**29,700**	**kg**

1.1.3. Viga lateral 2

Dimensiones	**Viga**	**unidad**
A	0.70	m
L	20.80	m
Peralte	1.45	m
p. e	2400	kg/m³
N° Veces	1.00	-
Total	**50,669**	**kg**

1.1.4. Vigas diafragma

Dimensiones	**Viga**	**unidad**
b	0.4	m
Peralte	1.00	m
L	56.55	m
p. e	2400	kg/m³
N° Veces	1.00	-
Total	**54,288**	**kg**

1.2. losa

Dimensiones	**Muro**	**unidad**
área	213.32	m
e	0.25	m
p. e	2400	kg/m³
N° Veces	1.00	-
Total	**127,992**	**kg**

1.3. Barreras

1.3.1. Barrera lateral

Dimensiones	Muro	unidad
sección	0.2112	m2
L	19.80	m
p. e	2400	kg/m³
N° Veces	2.00	-
Total	**20,072**	**kg**

1.3.2. Barrera central

Dimensiones	Muro	unidad
sección	0.23	m2
L	20.70	m
p. e	2400	kg/m³
N° Veces	1.00	-
Total	**11,426**	**kg**

$$\Sigma total = 302{,}097.65\ kg$$

$$carga\ sobre\ cajuela\ este = \frac{302{,}097.65}{2 * 0.75 * 8.5}$$

$$\underline{carga\ sobre\ cajuela\ este = 23.69\ Tn/m^2}$$

1. Metrado de cargas rampa de acceso oeste

1.1. Vigas

1.1.1. Viga central

Dimensiones	Losa	unidad
A	0.50	m
L	20.40	m
Peralte	1.50	m
p. e	2400	kg/m³
N° Veces	1.00	-
Total	**36,720**	**kg**

1.1.2. Viga lateral

Dimensiones	Columna	unidad
A	0.5	m
L	20.40	m
Peralte	1.50	m
p. e	2400	kg/m³
N° Veces	2.00	-
Total	**73,440**	**kg**

1.1.3. Vigas diafragma

Dimensiones	Viga	unidad
b	0.4	m
h o peralte	1.00	m
L	6.00	m
p. e	2400	kg/m³
N° Veces	5.00	-
Total	**28,800**	**kg**

1.2.Losa

Dimensiones	Muro	unidad
área	180.28	m
e	0.25	m
p. e	2400	kg/m³
N° Veces	1.00	-
Total	**108,168**	**kg**

1.3.Barreras

1.3.1. Barrera lateral

Dimensiones	Barrera	unidad
sección	0.2112	m2
L	20.40	m
p. e	2400	kg/m³
N° Veces	2.00	-
Total	**20,681**	**kg**

1.3.2. Barrera central

Dimensiones	**Muro**	**unidad**
sección	0.23	m2
L	20.40	m
p. e	2400	kg/m³
N° Veces	1.00	-
Total	**11,261**	**kg**

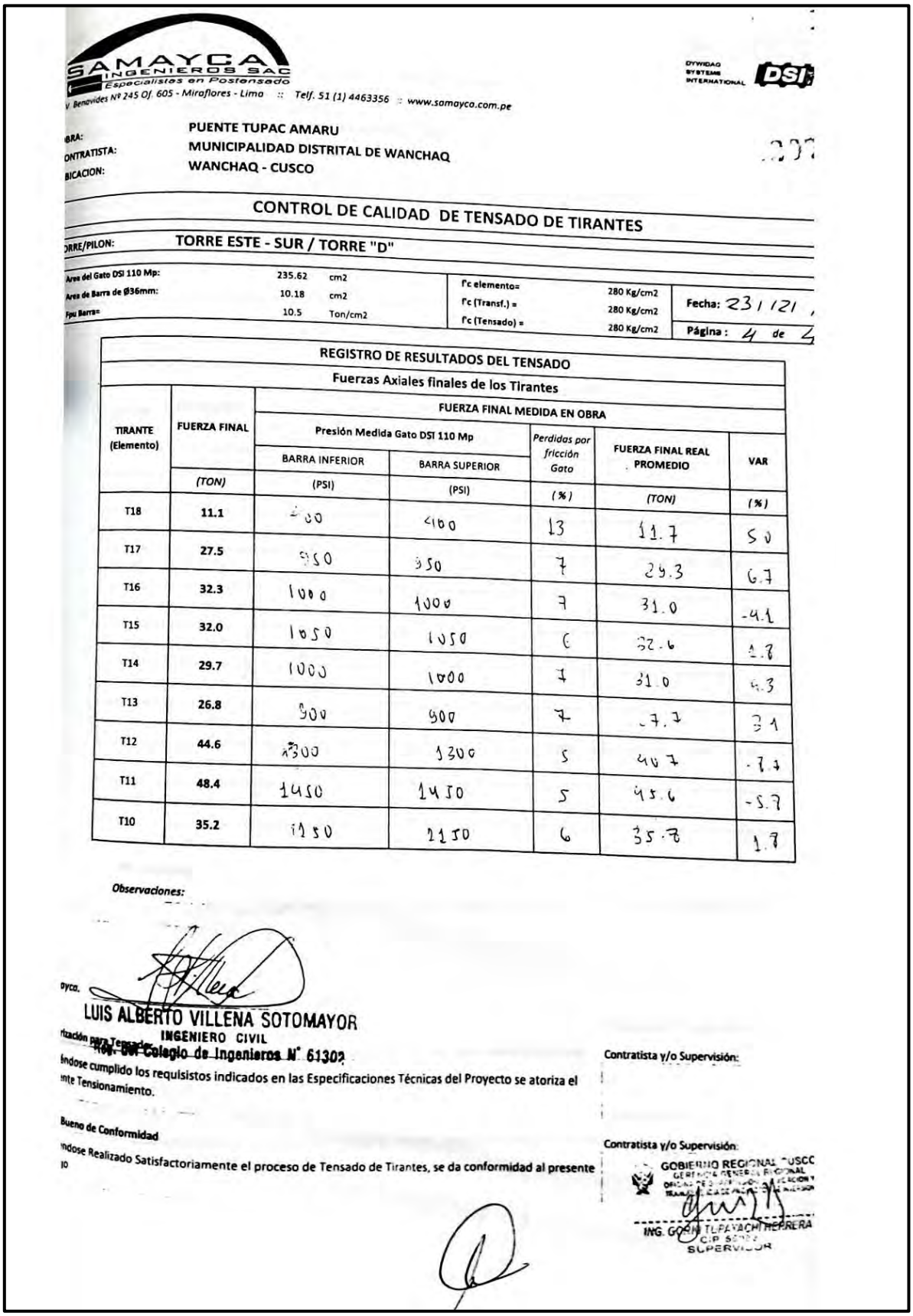
$$\Sigma total = 279{,}069.50\ kg$$

$$carga\ sobre\ cajuela\ oeste = \frac{279{,}069.50}{2 * 0.75 * 8.5}$$

$$\underline{carga\ sobre\ cajuela\ oeste = 21.89\ Tn/m^2}$$

ANEXO I.

CONTROL DE CALIDAD DE TENSADO DE TIRANTES



SAMAYCA INGENIEROS SAC
Especialistas en Postensado
V. Benavides Nº 245 Of. 605 - Miraflores - Lima :: Telf. 51 (1) 4463356 :: www.samayco.com.pe

DYWIDAG SYSTEMS INTERNATIONAL DSI

OBRA: PUENTE TUPAC AMARU
CONTRATISTA: MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE WANCHAQ
UBICACION: WANCHAQ - CUSCO

CONTROL DE CALIDAD DE TENSADO DE TIRANTES

TORRE/PILON: TORRE ESTE - SUR / TORRE "D"

Area del Gato DSI 110 Mp:	235.62	cm2	f'c elemento=	280 Kg/cm2	Fecha: 23/12/21
Area de Barra de Ø36mm:	10.18	cm2	f'c (Transf.) =	280 Kg/cm2	
Fpu Barra=	10.5	Ton/cm2	f'c (Tensado) =	280 Kg/cm2	Página: 4 de 4

REGISTRO DE RESULTADOS DEL TENSADO

Fuerzas Axiales finales de los Tirantes

TIRANTE (Elemento)	FUERZA FINAL	FUERZA FINAL MEDIDA EN OBRA				
		Presión Medida Gato DSI 110 Mp		Perdidas por fricción Gato	FUERZA FINAL REAL PROMEDIO	VAR
		BARRA INFERIOR	BARRA SUPERIOR			
	(TON)	(PSI)	(PSI)	(%)	(TON)	(%)
T18	11.1	1100	1100	13	11.7	5.0
T17	27.5	950	950	7	29.3	6.7
T16	32.3	1000	1000	7	31.0	-4.1
T15	32.0	1050	1050	6	32.6	1.8
T14	29.7	1000	1000	7	31.0	4.3
T13	26.8	900	900	7	27.7	3.1
T12	44.6	1300	1300	5	46.7	4.7
T11	48.4	1450	1450	5	45.6	-5.7
T10	35.2	2150	2150	6	35.8	1.7

Observaciones:

LUIS ALBERTO VILLENA SOTOMAYOR
INGENIERO CIVIL
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 61302

Contratista y/o Supervisión:

...ndose cumplido los requisistos indicados en las Especificaciones Técnicas del Proyecto se atoriza el ...nte Tensionamiento.

Bueno de Conformidad

...ndose Realizado Satisfactoriamente el proceso de Tensado de Tirantes, se da conformidad al presente ...o

Contratista y/o Supervisión:

GOBIERNO REGIONAL CUSCO
ING. GODIN TUPAYACHI HERRERA
CIP
SUPERVISOR

176

SAMAYCA INGENIEROS SAC
Especialistas en Postensado
Telf. 51 (1) 4463356 www.samayca.com.pe

DYWIDAG SYSTEMS INTERNATIONAL DSI

PUENTE TUPAC AMARU
TRATISTA: MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE WANCHAQ
ACION: WANCHAQ - CUSCO

2374

CONTROL DE CALIDAD DE TENSADO DE TIRANTES

E/PILON: TORRE ESTE - NORTE / TORRE "C"

a del Gato DSI 110 Mp:	235.62	cm2	f'c elemento=	280 Kg/cm2	Fecha: 23/12/10
a de Barra de Ø36mm:	10.18	cm2	f'c (Transf.) =	280 Kg/cm2	
Barra=	10.5	Ton/cm2	f'c (Tensado) =	280 Kg/cm2	Página : 3 de 4

REGISTRO DE RESULTADOS DEL TENSADO

Fuerzas Axiales finales de los Tirantes

TIRANTE (Elemento)	FUERZA FINAL	FUERZA FINAL MEDIDA EN OBRA				
		Presión Medida Gato DSI 110 Mp		Perdidas por fricción Gato	FUERZA FINAL REAL PROMEDIO	VAR
		BARRA INFERIOR	BARRA SUPERIOR			
	(TON)	(PSI)	(PSI)	(%)	(TON)	(%)
T18	11.1	1100	900	13	11.7	5.0
T17	27.5	950	950	7	29.3	6.7
T16	32.3	1000	1000	7	31.0	-4.1
T15	32.0	2050	1050	6	32.6	1.7
T14	29.7	1000	1000	7	31.0	4.3
T13	26.8	900	900	7	27.7	3.4
T12	44.6	1300	1300	5	40.7	-8.7
T11	48.4	1450	1450	5	45.6	-5.8
T10	35.2	1150	1150	6	35.8	1.7

Observaciones:

yca.
LUIS ALBERTO VILLENA SOTOMAYOR
INGENIERO CIVIL
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 61302

Contratista y/o Supervisión:

rización
ándose cumplido los requisistos indicados en las Especificaciones Técnicas del Proyecto se atoriza el
nte Tensionamiento.

Bueno de Conformidad

ándose Realizado Satisfactoriamente el proceso de Tensado de Tirantes, se da conformidad al presente
ejo.

Contratista y/o Supervisión:

GOBIERNO REGIONAL CUSCO
GERENCIA REGIONAL DE INFRAESTRUCTURA
ING. GONZALO TEJEDA CONTRERAS
CIP 53082
SUPERVISOR

17

SAMAYCA INGENIEROS SAC
Especialistas en Postensado
Av. Benavides N° 245 Of. 605 - Miraflores - Lima Telf. 51 (1) 4463356 www.samayca.com.pe

DSI

OBRA: PUENTE TUPAC AMARU
CONTRATISTA: MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE WANCHAQ
UBICACION: WANCHAQ - CUSCO

CONTROL DE CALIDAD DE TENSADO DE TIRANTES

TORRE/PILON: TORRE OESTE - SUR / TORRE "B"

Area del Gato DSI 110 Mp:	235.62	cm2	f'c elemento=	280 Kg/cm2	Fecha:	23/12/10
Area de Barra de Ø36mm:	10.18	cm2	f'c (Transf.) =	280 Kg/cm2		
fpu Barra=	10.5	Ton/cm2	f'c (Tensado) =	280 Kg/cm2	Página :	2 de 4

REGISTRO DE RESULTADOS DEL TENSADO

Fuerzas Axiales finales de los Tirantes

TIRANTE (Elemento)	FUERZA FINAL	FUERZA FINAL MEDIDA EN OBRA				
		Presión Medida Gato DSI 110 Mp		Perdidas por fricción Gato	FUERZA FINAL REAL PROMEDIO	VAR
		BARRA INFERIOR	BARRA SUPERIOR			
	(TON)	(PSI)	(PSI)	(%)	(TON)	(%)
T9	9.6	350	350	15	10.1	4.9
T8	25.5	900	900	7	27.7	8.7
T7	30.0	900	900	7	27.7	-7.6
T6	40.5	1200	1200	6	37.5	-7.7
T5	28.4	1000	1000	7	31.0	9.0
T4	28.2	1000	1000	7	31.0	9.9
T3	44.2	1350	1350	5	42.3	-4.2
T2	49.2	1500	1500	5	47.5	-3.0
T1	35.0	1200	1200	6	37.5	7.0

Observaciones:

LUIS ALBERTO VILLENA SOTOMAYOR
INGENIERO CIVIL
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 61302

Contratista y/o Supervisión:

se cumplido los requisistos indicados en las Especificaciones Técnicas del Proyecto se atoriza el Tensionamiento.

Contratista y/o Supervisión:

de Conformidad

se Realizado Satisfactoriamente el proceso de Tensado de Tirantes, se da conformidad al presente

GOBIERNO REGIONAL CUSCO

SAMAYCA INGENIEROS SAC
Especialistas en Postensado
Av. Benavides N° 245 Of. 605 - Miraflores - Lima Telf. 51 (1) 4463356 www.samayca.com.pe

DYWIDAG SYSTEMS INTERNATIONAL DSI

2072

OBRA: PUENTE TUPAC AMARU
CONTRATISTA: MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE WANCHAQ
UBICACION: WANCHAQ - CUSCO

CONTROL DE CALIDAD DE TENSADO DE TIRANTES

TORRE/PILON: TORRE OESTE - NORTE / TORRE "A"

Area del Gato DSI 110 Mp:	235.62	cm2	f'c elemento=	280 Kg/cm2	Fecha: 23/12/10
Area de Barra de Ø36mm:	10.18	cm2	f'c (Transf.) =	280 Kg/cm2	Página : 1 de 4
fpu Barra=	10.5	Ton/cm2	f'c (Tensado) =	280 Kg/cm2	

REGISTRO DE RESULTADOS DEL TENSADO

Fuerzas Axiales finales de los Tirantes

TIRANTE (Elemento)	FUERZA FINAL	FUERZA FINAL MEDIDA EN OBRA				
		Presión Medida Gato DSI 110 Mp		Perdidas por fricción Gato	FUERZA FINAL REAL PROMEDIO	VAR
		BARRA INFERIOR	BARRA SUPERIOR			
	(TON)	(PSI)	(PSI)	(%)	(TON)	(%)
T9	9.6	350	350	15	10.1	4 9
T8	25.5	900	900	7	27.7	8 7
T7	30.0	900	900	7	27.7	-7 6
T6	40.5	1200	1200	6	37.5	-7 5
T5	28.4	1000	1000	7	31 0	9 0
T4	28.2	1000	1000	7	31.0	5 8
T3	44.2	1350	1350	5	42 3	-4 2
T2	49.2	1500	1500	5	47.2	-4 0
T1	35.0	1200	1200	6	37.5	7.0

Observaciones:

Samayca:
LUIS ALBERTO VILLENA SOTOMAYOR
INGENIERO CIVIL
Autorización Reg. Del Colegio de Ingenieros N° 61302

Contratista y/o Supervisión:

Habiéndose cumplido los requisistos indicados en las Especificaciones Técnicas del Proyecto se atoriza el Presente Tensionamiento.

Visto Bueno de Conformidad

Contratista y/o Supervisión:

Habiéndose Realizado Satisfactoriamente el proceso de Tensado de Tirantes, se da conformidad al presente informe

GOBIERNO REGIONAL CUSCO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
ING. GIOVANNI [illegible]

ANEXO J.

PLANOS DE CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO



LOCALIZACION

ESC: 1/5000



AREA DEL PROYECTO	
AREA	2481.1816 M2
PERIMETRO	571.6390 M

LEYENDA	
AREA DEL PROYECTO	

UBICACION

ESC: 1/1500

WANCHAQ
MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE WANCHAQ

GOBIERNO REGIONAL CUSCO

PROYECTO REFORMULADO:

CONSTRUCCION
BY PASS AV. TUPAC
AMARU - WANCHAQ

Propietario:
GOBIERNO REGIONAL CUSCO
Av. Tomasa Ttito Condemayta s/n
Cusco PERU

ARQUITECTURA:
ARQTO. CESAR A. YABAR PUJAZON
CAP 7997

ESTRUCTURAS:
ING° FRANCISCO SERRANO FLORES
CIP 17046

INSTALACIONES ELECTRICAS:
ING° LUIS GALDOS TEJADA
CIP 47333

SUPERVISOR DE OBRA:
ING°. GORKY TUPAYACHI HERRERA
CIP 59082

RESIDENTE DE OBRA:
ING°. JUAN CARLOS AGUILAR CUTIRI
CIP 95437

COLABORACION:
ARQTA. YOBANA BACA ALANOCA
ING° DAISY ALVAREZ ESPINOZA

UBICACION:
AV. TUPAC AMARU
DISTRITO: WANCHAQ
PROVINCIA: CUSCO
DEPARTAMENTO: CUSCO

PLANO: BY PASS — **UBICACION - LOCALIZACION** — ESCALA: INDICADA — FECHA: JULIO 2010



LAMINA:
AR - 01

PROYECTO REFORMULADO:

CONSTRUCCION BY PASS AV. TUPAC AMARU - WANCHAQ

Propietario:

GOBIERNO REGIONAL CUSCO
Av. Tomasa Ttito Condemayta s/n
Cusco PERU

ARQUITECTURA:

ARQTO. CESAR A. YABAR PUJAZON
CAP 7997

ESTRUCTURAS:

ING° FRANCISCO SERRANO FLORES
CIP 17046

INSTALACIONES ELECTRICAS:

ING° LUIS GALDOS TEJADA
CIP 47333

SUPERVISOR DE OBRA:

ING°. GORKY TUPAYACHI HERRERA
CIP 59082

RESIDENTE DE OBRA:

ING°. JUAN CARLOS AGUILAR CUTIRI
CIP 95437

COLABORACION:

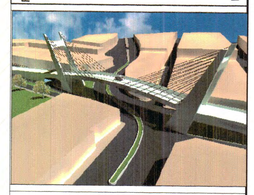
ARQTA. YOBANA BACA ALANOCA
ING° DAISY ALVAREZ ESPINOZA

000006

UBICACION:
AV. TUPAC AMARU
DISTRITO: WANCHAQ
PROVINCIA: CUSCO
DEPARTAMENTO: CUSCO

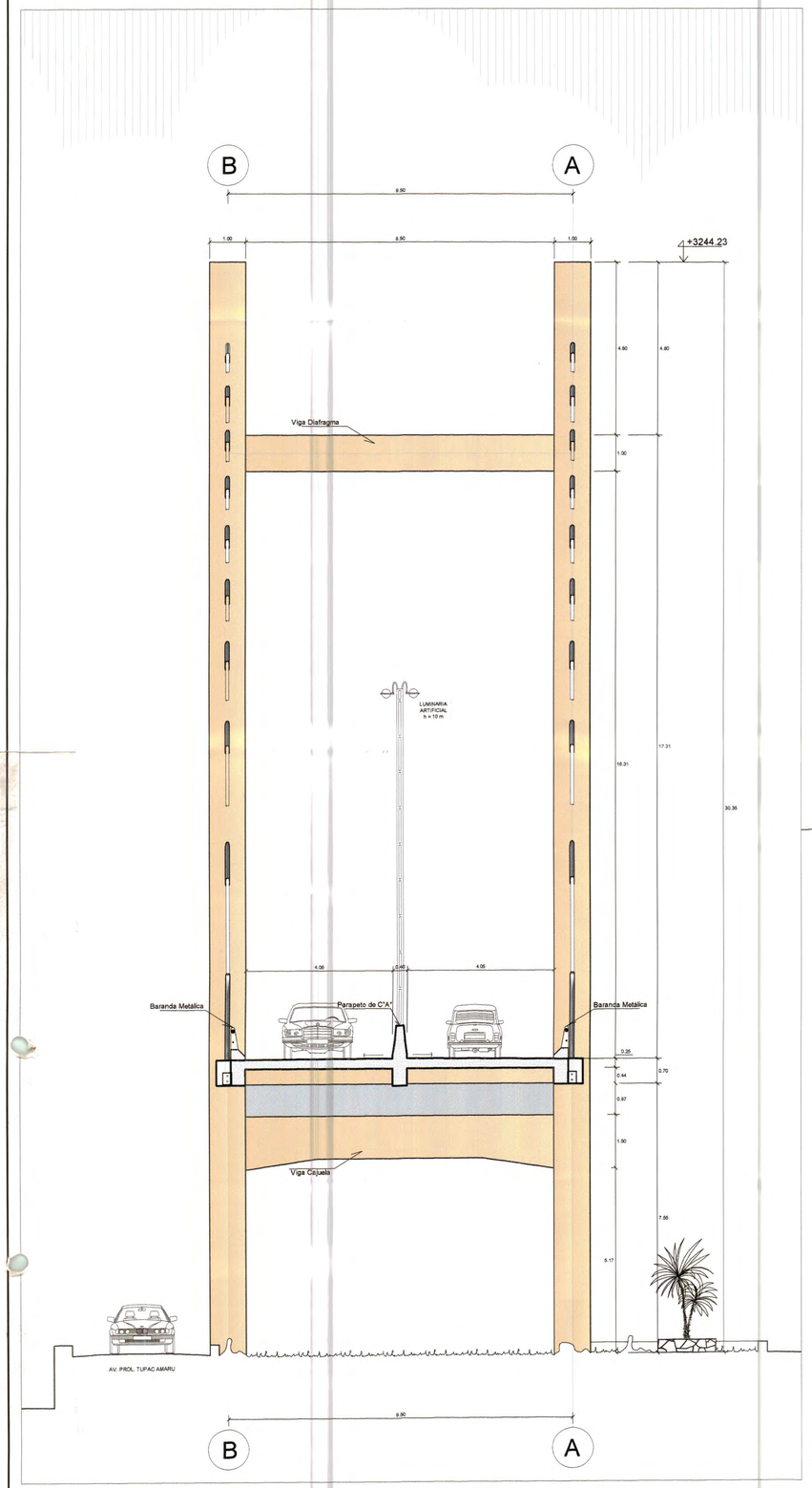
PLANO: BY PASS **PLANTA ALTA** FECHA: JULIO 2010

ESCALA: 1 : 400

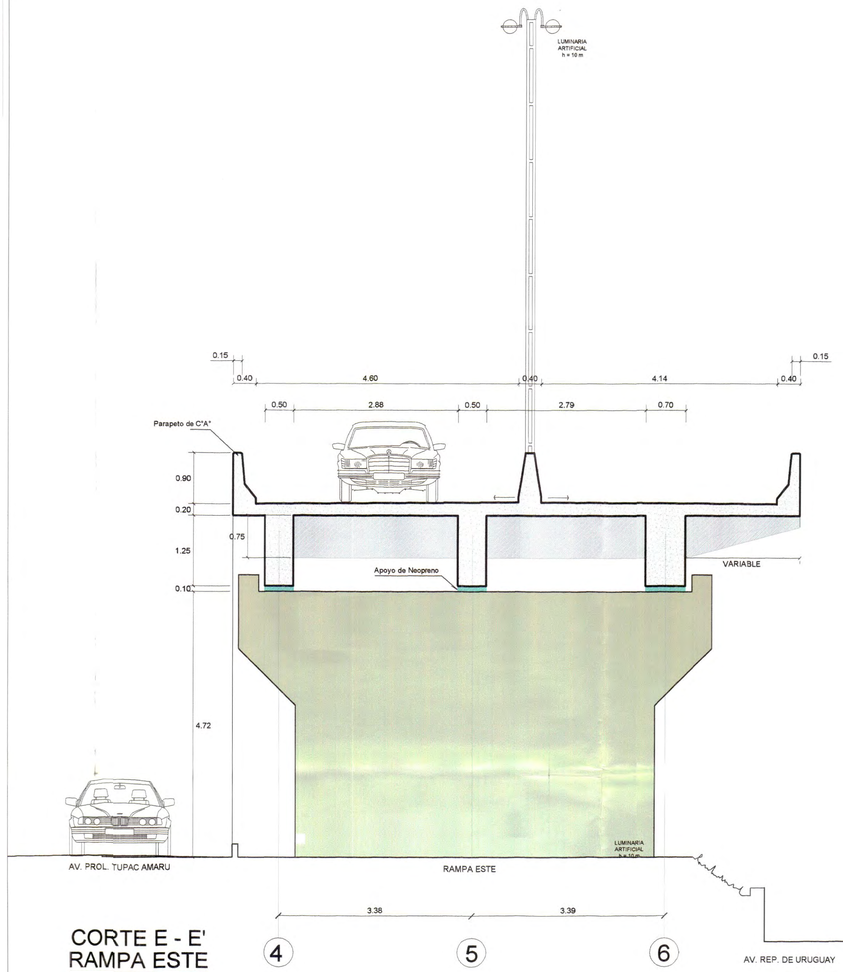


LAMINA:

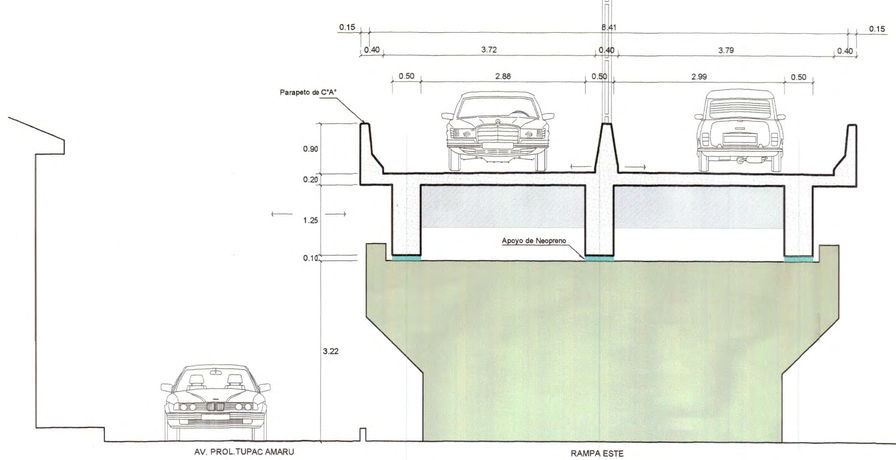
AR - 04



CORTE D - D'
TABLERO CENTRAL
ESC: 1/75



CORTE E - E'
RAMPA ESTE
ESC: 1/50



CORTE F - F'
RAMPA ESTE
ESC: 1/50

WANCHAQ
MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE WANCHAQ
GOBIERNO REGIONAL CUSCO

PROYECTO REFORMULADO:

CONSTRUCCION
BY PASS AV. TUPAC
AMARU - WANCHAQ

Propietario:
GOBIERNO REGIONAL CUSCO
Av. Tomasa Tito Condemayta s/n
Cusco PERU

ARQUITECTURA:
ARQTO. CESAR A. YABAR PUJAZON
CAP 7997

ESTRUCTURAS:
ING° FRANCISCO SERRANO FLORES
CIP 17046

INSTALACIONES ELECTRICAS:
ING° LUIS GALDOS TEJADA
CIP 47333

SUPERVISOR DE OBRA:
ING°. GORKY TUPAYACHI HERRERA
CIP 59082

RESIDENTE DE OBRA:
ING°. JUAN CARLOS AGUILAR CUTIRI
CIP 95437

COLABORACION:
ARQTA. YOBANA BACA ALANOCA
ING° DAISY ALVAREZ ESPINOZA

UBICACION:
AV. TUPAC AMARU
DISTRITO: WANCHAQ
PROVINCIA: CUSCO
DEPARTAMENTO: CUSCO

PLANO: BY PASS TABLERO CENTRAL - RAMPA ESTE **CORTES**

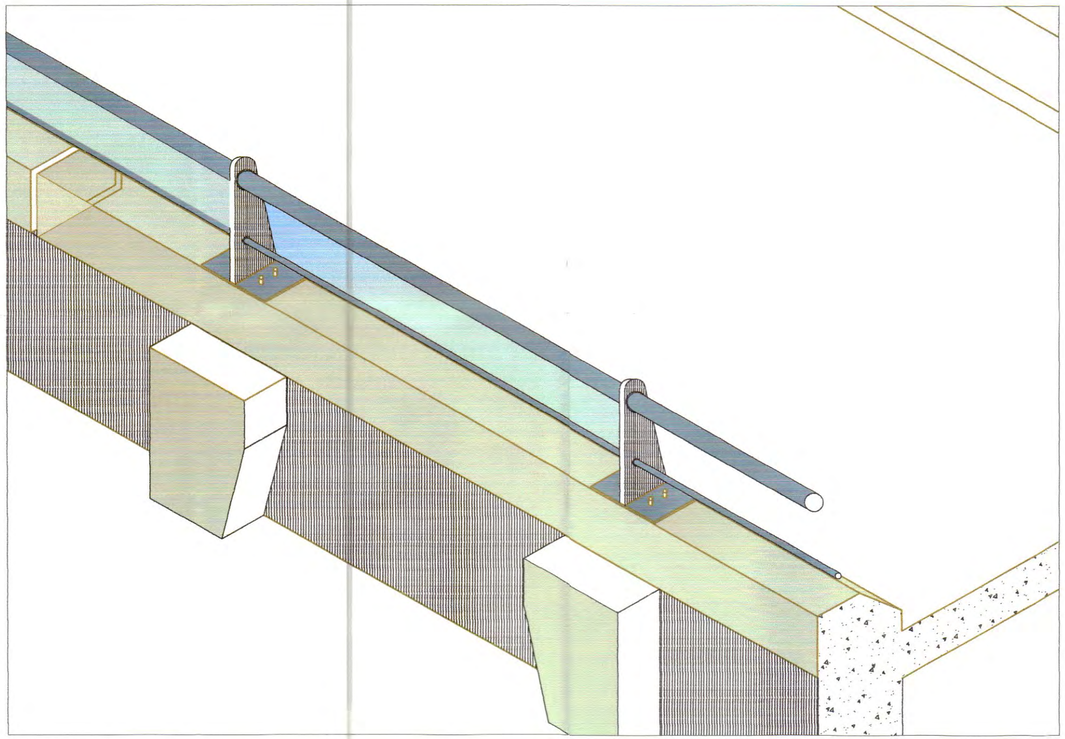
ESCALA: INDICADA

FECHA: JULIO 2010



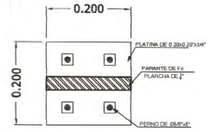
LAMINA:
AR - 08

00009



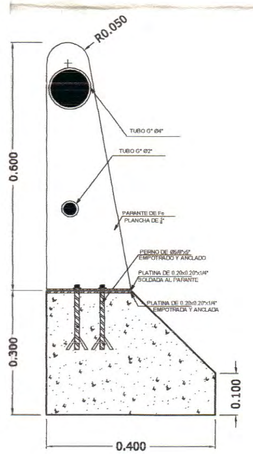
ISOMETRIA

ESC: 1/20



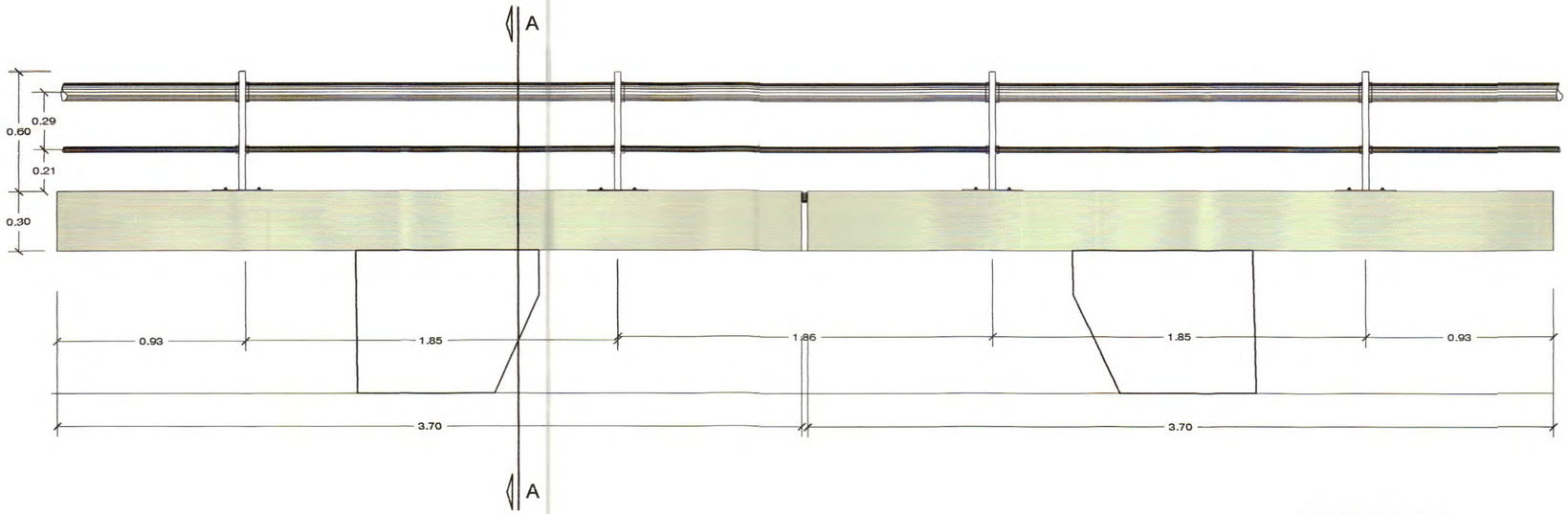
PLANTA

ESC: 1/10



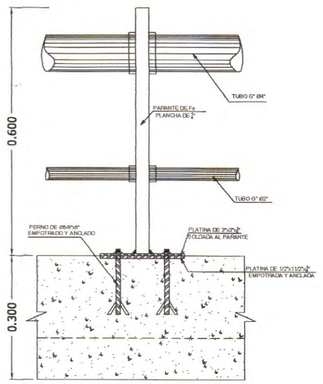
CORTE A - A'

ESC: 1/10



ELEVACION

ESC: 1/20



CORTE B - B'

ESC: 1/10

WANCHAQ
MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE WANCHAQ

GOBIERNO REGIONAL CUSCO

PROYECTO REFORMULADO:

CONSTRUCCION BY PASS AV. TUPAC AMARU - WANCHAQ

Propietario:
GOBIERNO REGIONAL CUSCO
Av. Tomasa Tito Condemayta s/n
Cusco PERU

000011

ARQUITECTURA:
ARQTO. CESAR A. YABAR PUJAZON
CAP 7997

ESTRUCTURAS:
ING° FRANCISCO SERRANO FLORES
CIP 17046

INSTALACIONES ELECTRICAS:
ING° LUIS GALDOS TEJADA
CIP 47333

SUPERVISOR DE OBRA:
ING°. GORKY TUPAYACHI HERRERA
CIP 59082

RESIDENTE DE OBRA:
ING°. JUAN CARLOS AGUILAR CUTIRI
CIP 95437

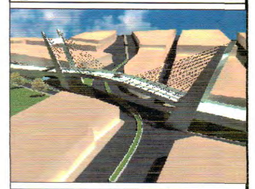
COLABORACION:
ARQTA. YOBANA BACA ALANOCA
ING° DAISY ALVAREZ ESPINOZA

UBICACION:
AV. TUPAC AMARU
DISTRITO: WANCHAQ
PROVINCIA: CUSCO
DEPARTAMENTO: CUSCO

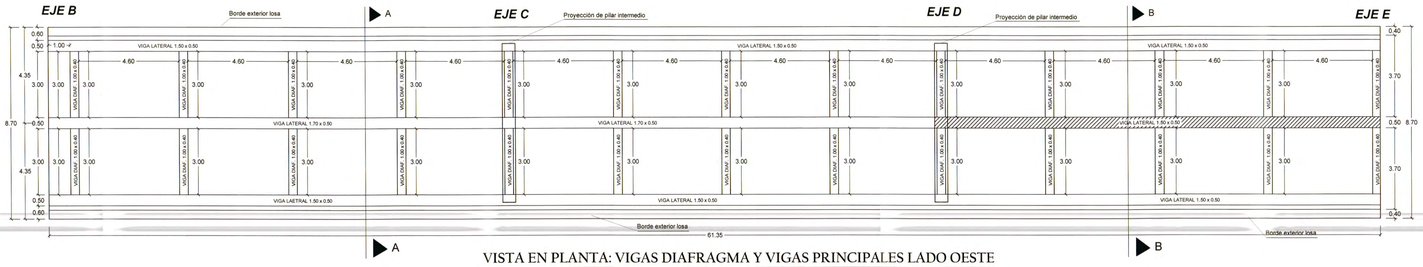
PLANO: BY PASS TABLERO CENTRAL **BARANDA**

ESCALA: INDICADA

FECHA: JULIO 2010

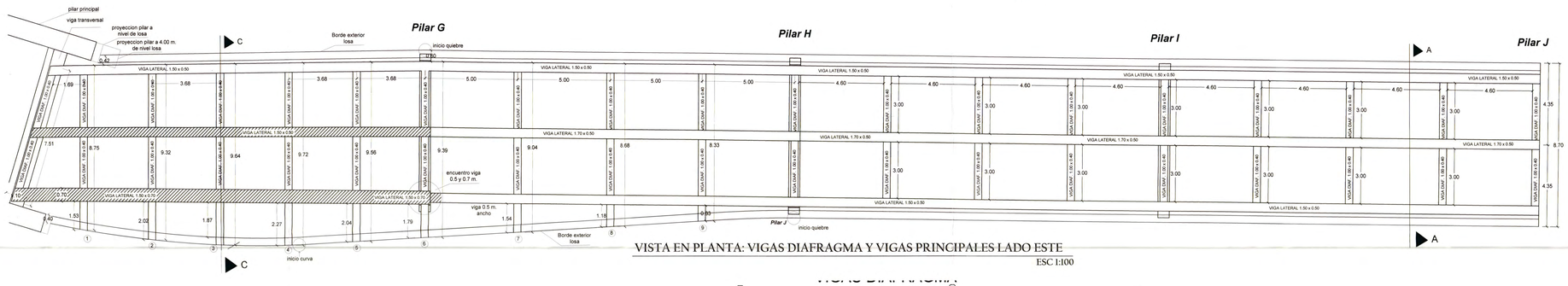


LAMINA:
AR - 10



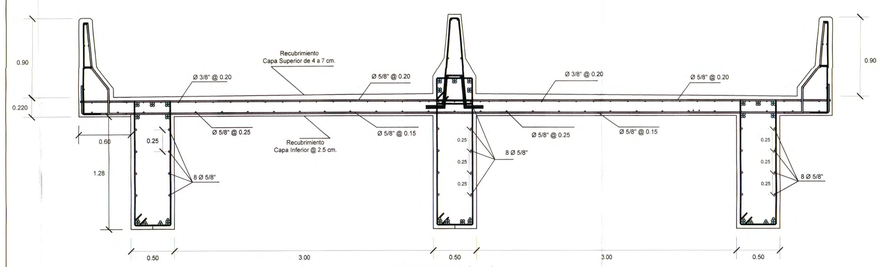
VISTA EN PLANTA: VIGAS DIAFRAGMA Y VIGAS PRINCIPALES LADO OESTE

ESC 1:100



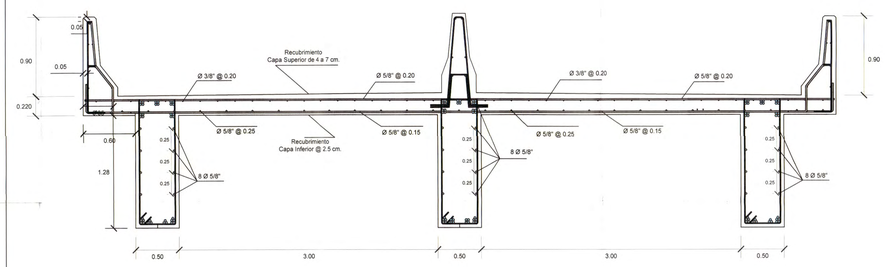
VISTA EN PLANTA: VIGAS DIAFRAGMA Y VIGAS PRINCIPALES LADO ESTE

ESC 1:100



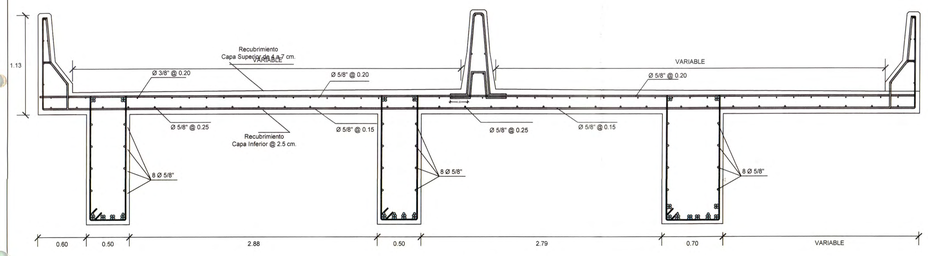
SECCION A - A

ESC 1:50



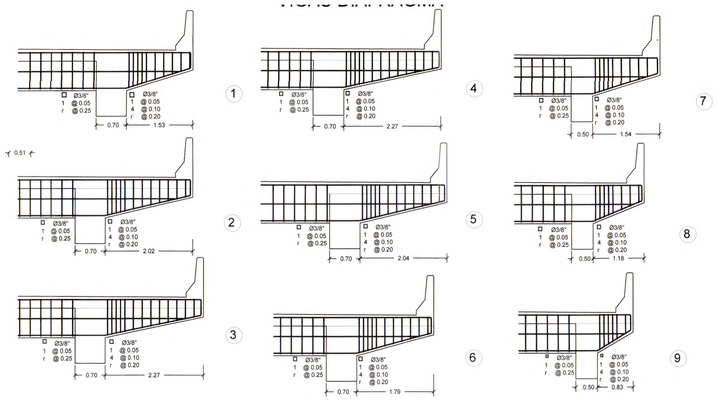
SECCION B - B

ESC 1:50



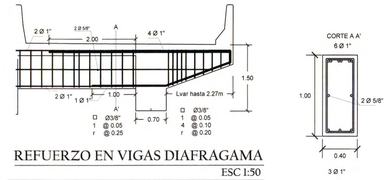
SECCION C - C

ESC 1:50



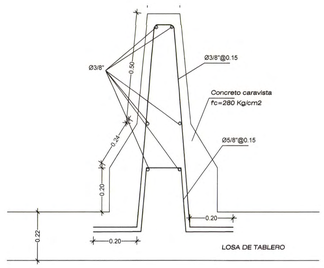
DISTRIBUCION DE REFUERZO

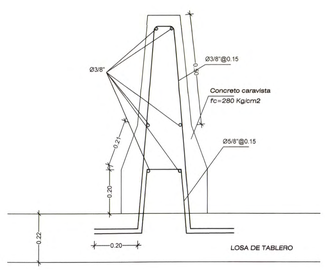
ESC 1:50

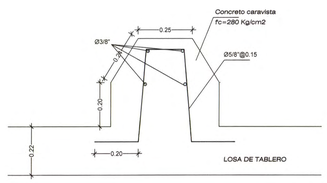


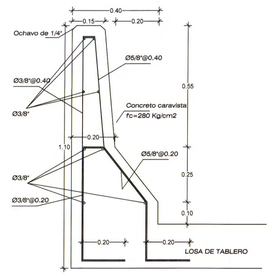
REFUERZO EN VIGAS DIAFRAGAMA

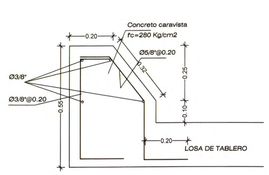
ESC 1:50





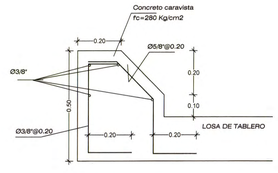






PARAPETOS DE CONCRETO

ESC 1:50



MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE WANCHAQ

GOBIERNO REGIONAL CUSCO

PROYECTO REFORMULADO:

CONSTRUCCION BY PASS AV. TUPAC AMARU - WANCHAQ

Propietario:

GOBIERNO REGIONAL CUSCO
Av. Tomasa Ttito Condemayta s/n
Cusco PERU

ARQUITECTURA:

ARQTO. CESAR A. YABAR PUJAZON
CAP 7997

ESTRUCTURAS:

ING° FRANCISCO SERRANO FLORES
CIP 17046

INSTALACIONES ELECTRICAS:

ING° LUIS GALDOS TEJADA
CIP 47333

SUPERVISOR DE OBRA:

ING°. GORKY TUPAYACHI HERRERA
CIP 59082

RESIDENTE DE OBRA:

ING°. JUAN CARLOS AGUILAR CUTIRI
CIP 95437

COLABORACION:

ARQTA. YOBANA BACA ALANOCA

ING° DAISY ALVAREZ ESPINOZA

UBICACION:

AV. TUPAC AMARU
DISTRITO: WANCHAQ
PROVINCIA: CUSCO
DEPARTAMENTO: CUSCO

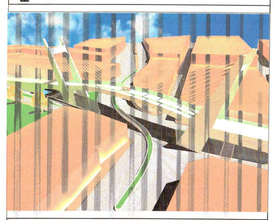
PLANO: BY PASS RAMPAS ESTE - OESTE **LOSA - VIGAS**

FECHA: JULIO 2010

ESCALA: INDICADA

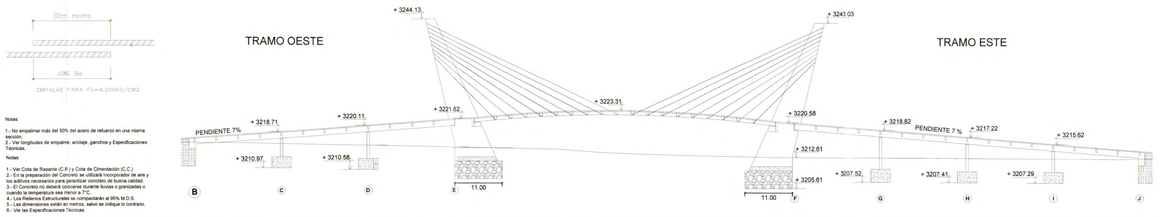
000017

Ing. Francisco Serrano Flores
M.S.C. Ing. Civil
CIP 17046

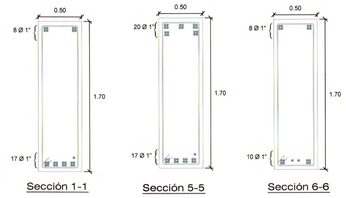


LAMINA:

E - 06

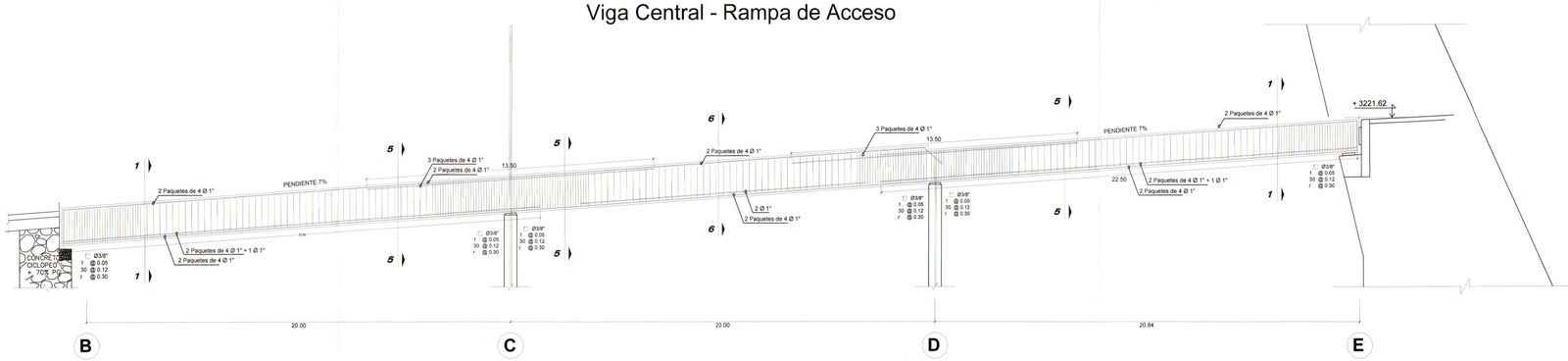


ELEVACION DE BY PASS - RAMPAS DE ACCESO

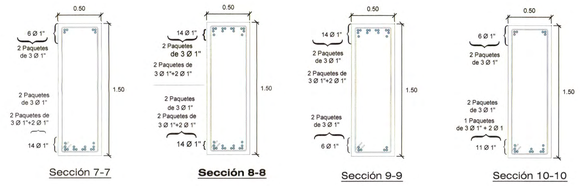


SECCIONES DE VIGA - VIGA CENTRAL
ESC 1:25

TRAMO OESTE
Viga Central - Rampa de Acceso

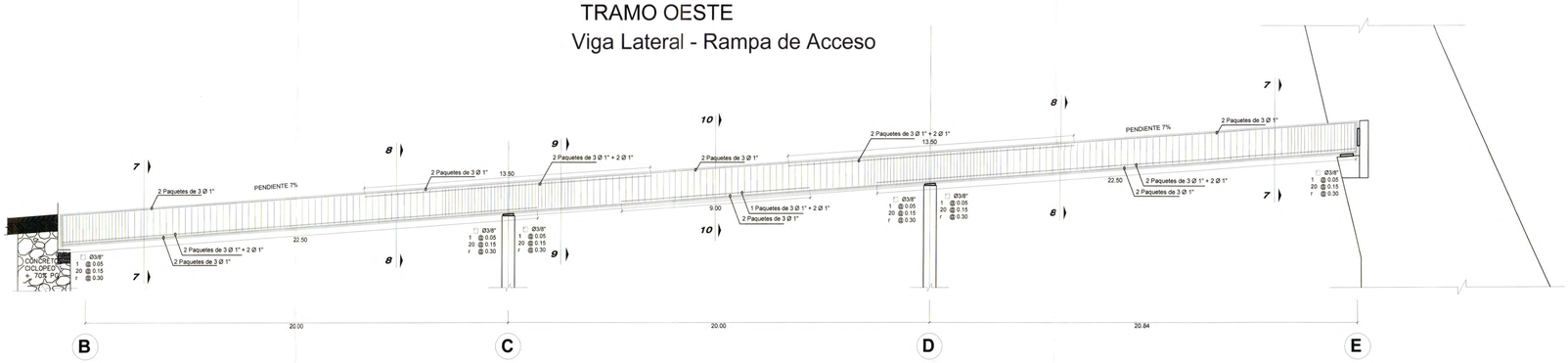


VIGA CENTRAL - RAMPA DE ACCESO - TRAMO OESTE
ESC 1:100



VIGA LATERAL - RAMPA DE ACCESO - TRAMO OESTE
ESC 1:100

TRAMO OESTE
Viga Lateral - Rampa de Acceso



VIGA ATERAL - RAMPA DE ACCESO - TRAMO OESTE
ESC 1:100

MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE WANCHAQ

PROYECTO REFORMULADO:

CONSTRUCCION BY PASS AV. TUPAC AMARU - WANCHAQ

Propietario:

GOBIERNO REGIONAL CUSCO
Av. Tomasa Ttito Condemayta s/n
Cusco PERU

ARQUITECTURA:
ARQTO. CESAR A. YABAR PUJAZON
CAP 7997

ESTRUCTURAS:
ING° FRANCISCO SERRANO FLORES
CIP 17046

INSTALACIONES ELECTRICAS:
ING° LUIS GALDOS TEJADA
CIP 47333

SUPERVISOR DE OBRA:
ING°. GORKY TUPAYACHI HERRERA
CIP 59082

RESIDENTE DE OBRA:
ING°. JUAN CARLOS AGUILAR CUTIRI
CIP 95437

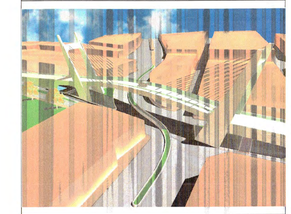
COLABORACION:
ARQTA. YOBANA BACA ALANOCA
ING° DAISY ALVAREZ ESPINOZA

UBICACION:
AV. TUPAC AMARU
DISTRITO: WANCHAQ
PROVINCIA: CUSCO
DEPARTAMENTO: CUSCO

PLANO: BY PASS RAMPAS ESTE - OESTE **VIGAS** 000018 FECHA: JULIO 2010

ESCALA: INDICADA

José Francisco Serrano Flores
M.S.C. Ing. Civil
CIP 17046



LAMINA:
E - 07

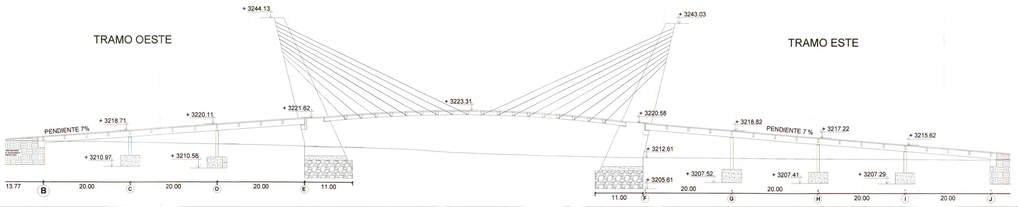


Notas:

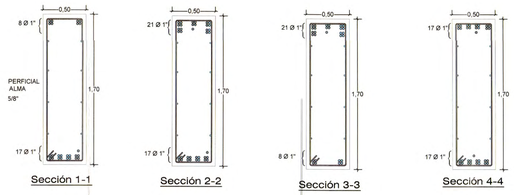
1.- No empalmar más del 50% del acero de refuerzo en una misma sección.
2.- Ver longitudes de empalme, anclaje, ganchos y Especificaciones Tecnicas.

Notas:

1.- Ver Cota de Rasante (C.R.) y Cota de Cimentación (C.C.)
2.- En la preparación del Concreto se utilizará Incorporador de aire y los aditivos necesarios para garantizar concreto de buena calidad.
3.- El Concreto no deberá colocarse durante lluvias o granizadas o cuando la temperatura sea menor a 7°C.
4.- Los Rellenos Estructurales se compactarán al 95% M.D.S.
5.- Las dimensiones están en metros, salvo se indique lo contrario.
6.- Ver las Especificaciones Técnicas.

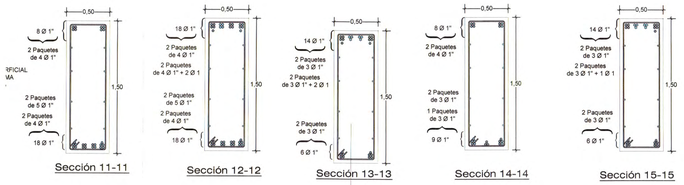


ELEVACION DE BY PASS - RAMPAS DE ACCESO
ESC 1:500

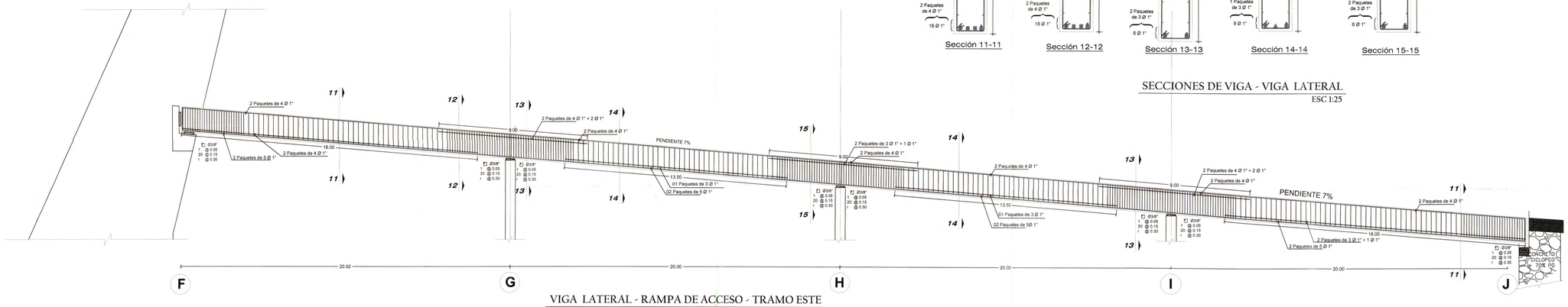


SECCIONES DE VIGA - VIGA CENTRAL
ESC 1:25

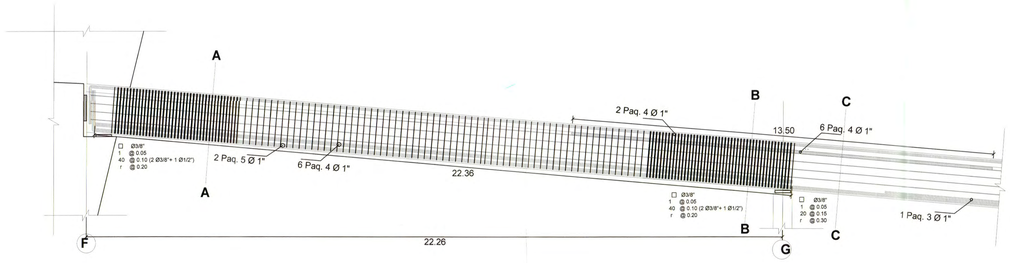
VIGA CENTRAL - RAMPA DE ACCESO - TRAMO ESTE
ESC 1:100



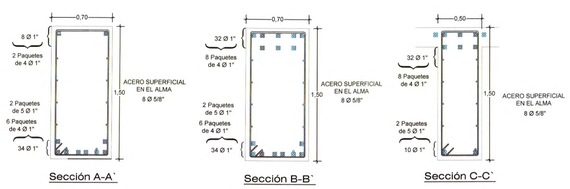
SECCIONES DE VIGA - VIGA LATERAL
ESC 1:25



VIGA LATERAL - RAMPA DE ACCESO - TRAMO ESTE
ESC 1:100



VIGA LATERAL DERCHA - RAMPA DE ACCESO - TRAMO ESTE EJES F-G
ESC 1:100



SECCIONES DE VIGA - VIGA LATERAL DERCHA EJES F-G
ESC 1:25

MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE WANCHAQ

PROYECTO REFORMULADO:

CONSTRUCCION BY PASS AV. TUPAC AMARU - WANCHAQ

Propietario:

GOBIERNO REGIONAL CUSCO
Av. Tomasa Ttito Condemayta s/n
Cusco PERU

ARQUITECTURA:

ARQTO. CESAR A. YABAR PUJAZOI
CAP 7997

ESTRUCTURAS:

ING° FRANCISCO SERRANO FLORES
CIP 17046

INSTALACIONES ELECTRICAS:

ING° LUIS GALDOS TEJADA
CIP 47333

SUPERVISOR DE OBRA:

ING°. GORKY TUPAYACHI HERRERA
CIP 59082

RESIDENTE DE OBRA:

ING°. JUAN CARLOS AGUILAR CUTIR
CIP 95437

COLABORACION:

ARQTA. YOBANA BACA ALANOCA
ING° DAISY ALVAREZ ESPINOZA

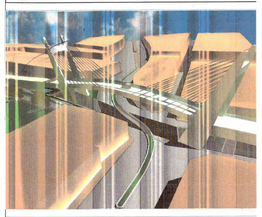
UBICACION:

AV. TUPAC AMARU
DISTRITO: WANCHAQ
PROVINCIA: CUSCO
DEPARTAMENTO: CUSCO

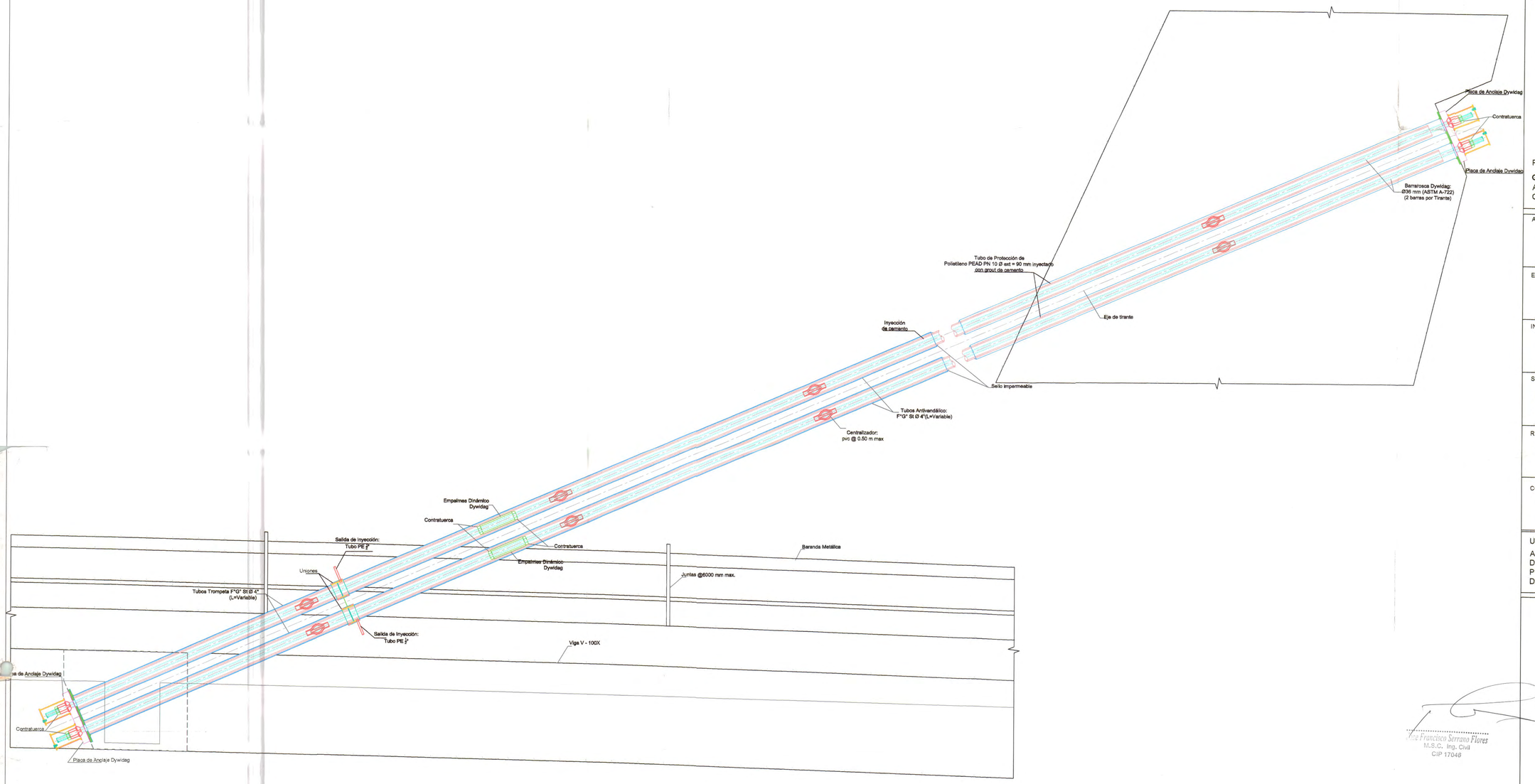
Cesar Francisco Serrano Flores
M.S.C. Ing. Civil
CIP 17046

PLANO:
BY PASS
RAMPAS ESTE - OESTE
VIGAS

FECHA: JULIO 2016
ESCALA: INDICADA



LAMINA:
E - 08



DETALLE LONGITUDINAL EN ZONA DE ANCLAJES EN TIRANTES DOBLES

ESC. 1/10

WANCHAQ
MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE WANCHAQ

GOBIERNO REGIONAL CUSCO

PROYECTO REFORMULADO:

CONSTRUCCION BY PASS AV. TUPAC AMARU - WANCHAQ

Propietario:
GOBIERNO REGIONAL CUSCO
Av. Tomasa Ttito Condemayta s/n
Cusco PERU

ARQUITECTURA:
ARQTO. CESAR A. YABAR PUJAZON
CAP 7997

ESTRUCTURAS:
ING° FRANCISCO SERRANO FLORES
CIP 17046

INSTALACIONES ELECTRICAS:
ING° LUIS GALDOS TEJADA
CIP 47333

SUPERVISOR DE OBRA:
ING°. GORKY TUPAYACHI HERRERA
CIP 59082

RESIDENTE DE OBRA:
ING°. JUAN CARLOS AGUILAR CUTIRI
CIP 95437

COLABORACION:
ARQTA. YOBANA BACA ALANOCA
ING° DAISY ALVAREZ ESPINOZA

UBICACION:
AV. TUPAC AMARU
DISTRITO: WANCHAQ
PROVINCIA: CUSCO
DEPARTAMENTO: CUSCO

Jose Francisco Serrano Flores
M.S.C. Ing. Civil
CIP 17046

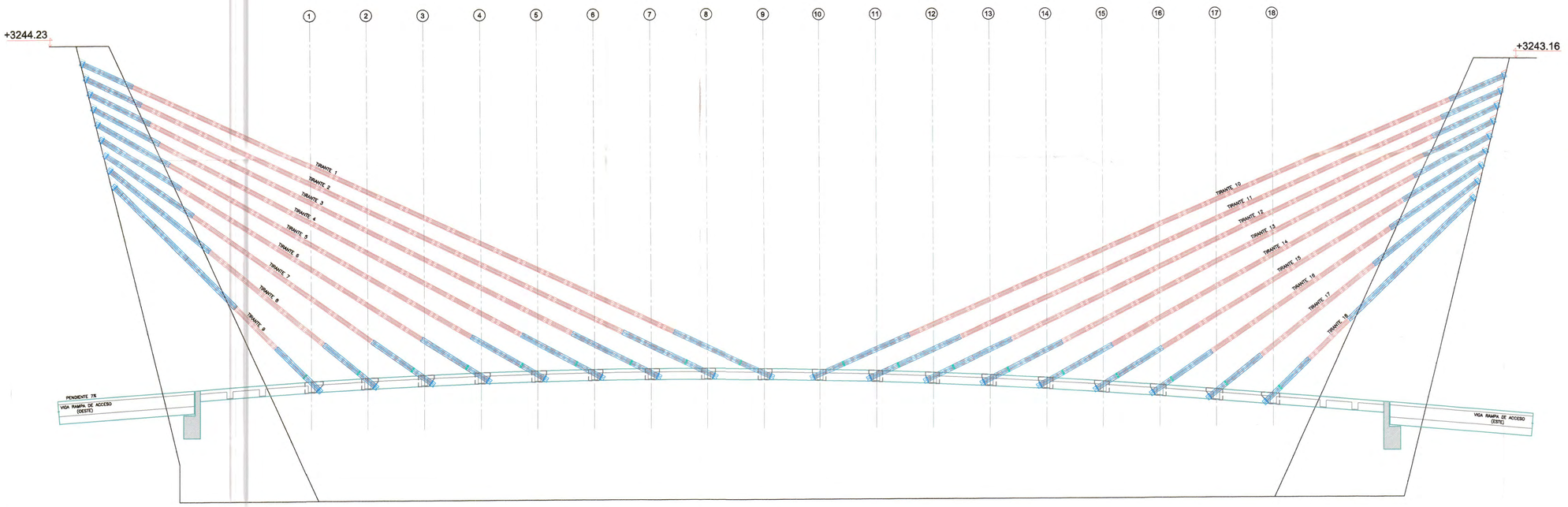
PLANO: BY PASS TRAMO CENTRAL **DETALLES TIRANTES**

FECHA: JULIO 2010

ESCALA: INDICADA

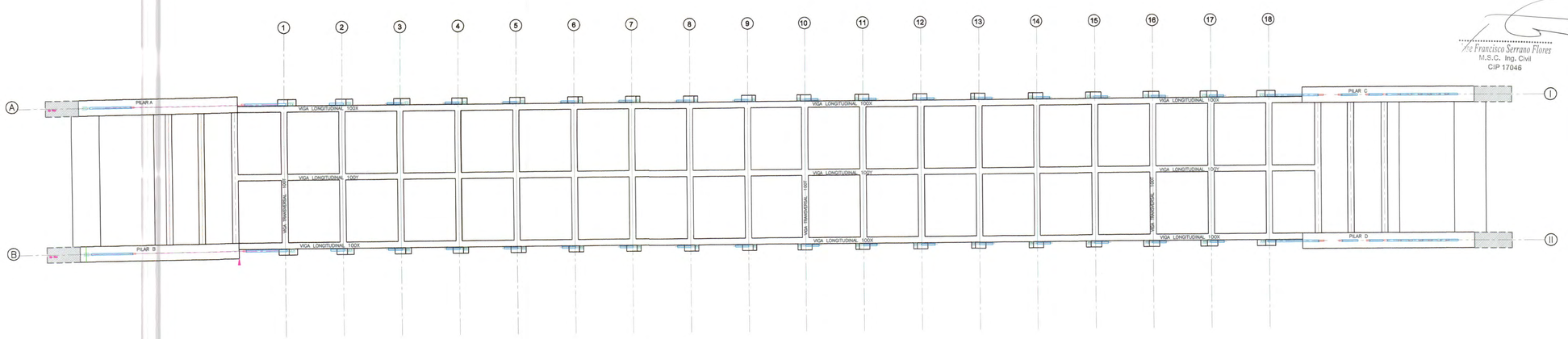


LAMINA:
E -14



ESQUEMA LONGITUDINAL (ELEVACION)

ESC. 1/150



ESQUEMA LONGITUDINAL (PLANTA)

ESC. 1/150

Ing. Francisco Serrano Flores
M.S.C. Ing. Civil
CIP 17046

WANCHAQ
MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE WANCHAQ

GOBIERNO REGIONAL CUSCO

PROYECTO REFORMULADO:

CONSTRUCCION BY PASS AV. TUPAC AMARU - WANCHAQ

Propietario:
GOBIERNO REGIONAL CUSCO
Av. Tomasa Tito Condemayta s/n
Cusco PERU

ARQUITECTURA:
ARQTO. CESAR A. YABAR PUJAZON
CAP 7997

ESTRUCTURAS:
ING° FRANCISCO SERRANO FLORES
CIP 17046

INSTALACIONES ELECTRICAS:
ING° NOHEMI ALARCON GARATE
CIP 51551

SUPERVISOR DE OBRA:
ING°. GORKY TUPAYACHI HERRERA
CIP 59082

RESIDENTE DE OBRA:
ING°. JUAN CARLOS AGUILAR CUTIRI
CIP 95437

COLABORACION:
ARQTA. YOBANA BACA ALANOCA
ING° DAISY ALVAREZ ESPINOZA

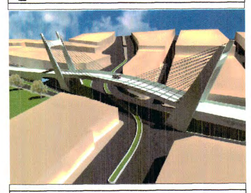
000021

UBICACION:
AV. TUPAC AMARU
DISTRITO: WANCHAQ
PROVINCIA: CUSCO
DEPARTAMENTO: CUSCO

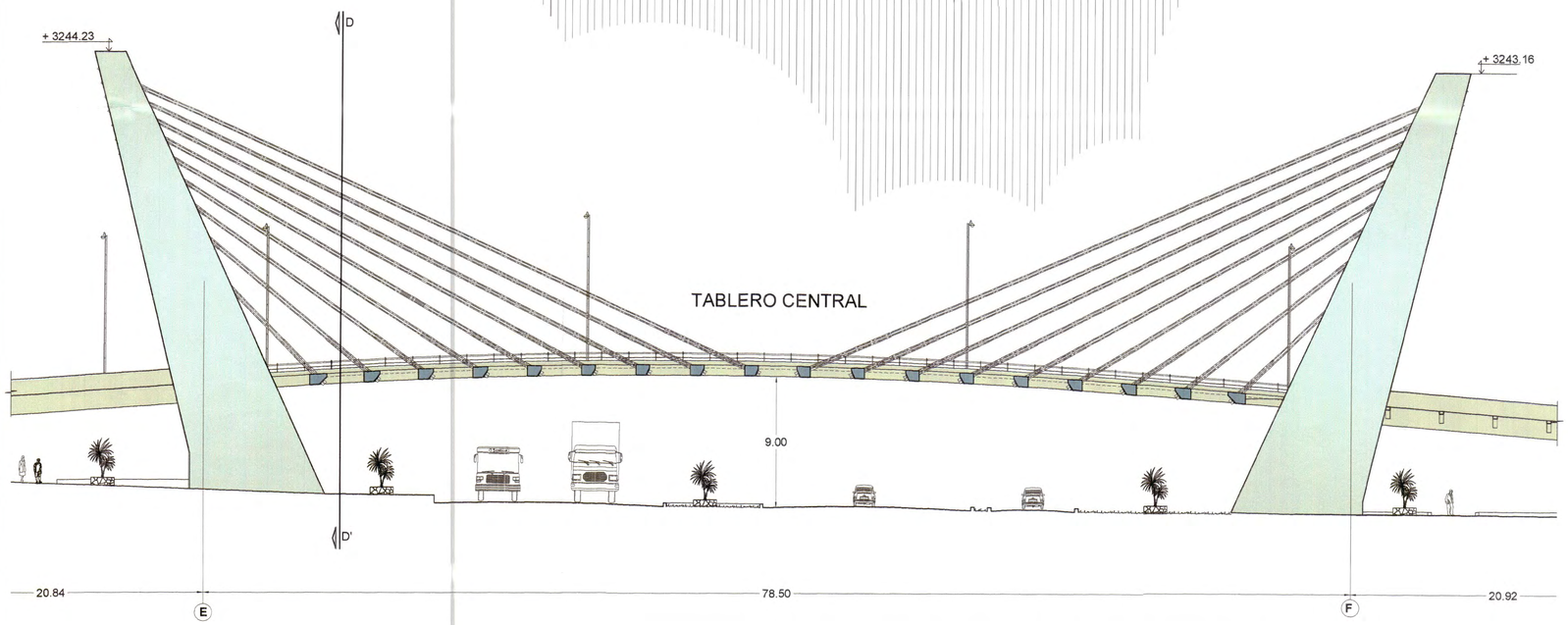
PLANO: BY PASS TRAMO CENTRAL **DETALLES TIRANTES**

FECHA: JULIO 2010

ESCALA: INDICADA

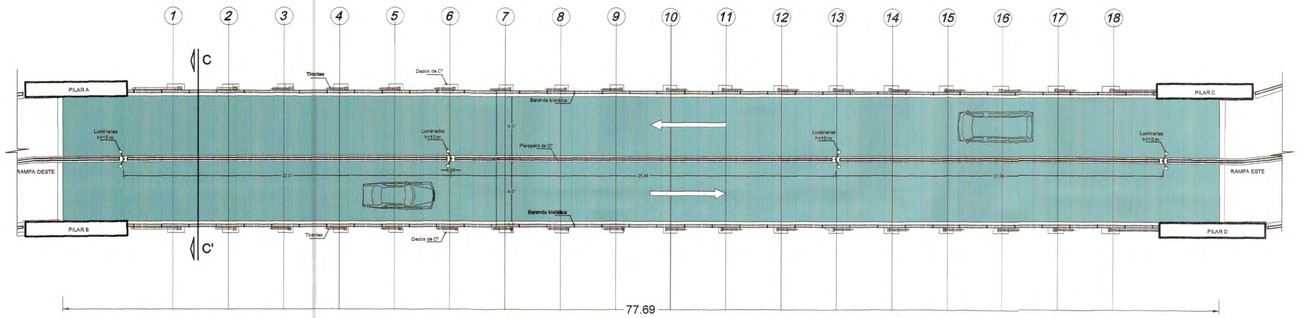


LAMINA:
E -13



ELEVACION TABLERO CENTRAL

ESC: 1/150



PLANTA TABLERO CENTRAL

ESC: 1/150

GOBIERNO REGIONAL CUSCO

PROYECTO REFORMULADO:

CONSTRUCCION BY PASS AV. TUPAC AMARU - WANCHAQ

Propietario:
GOBIERNO REGIONAL CUSCO
Av. Tomasa Ttito Condemayta s/n
Cusco PERU

ARQUITECTURA:
ARQTO. CESAR A. YABAR PUJAZON
CAP 7997

ESTRUCTURAS:
ING° FRANCISCO SERRANO FLORES
CIP 17046

INSTALACIONES ELECTRICAS:
ING° LUIS GALDOS TEJADA
CIP 47333

SUPERVISOR DE OBRA:
ING°. GORKY TUPAYACHI HERRERA
CIP 59082

RESIDENTE DE OBRA:
ING°. JUAN CARLOS AGUILAR CUTIRI
CIP 95437

COLABORACION:
ARQTA. YOBANA BACA ALANOCA
ING° DAISY ALVAREZ ESPINOZA

UBICACION:
AV. TUPAC AMARU
DISTRITO: WANCHAQ
PROVINCIA: CUSCO
DEPARTAMENTO: CUSCO

PLANO: BY PASS TABLERO CENTRAL

ELEVACION - PLANTA

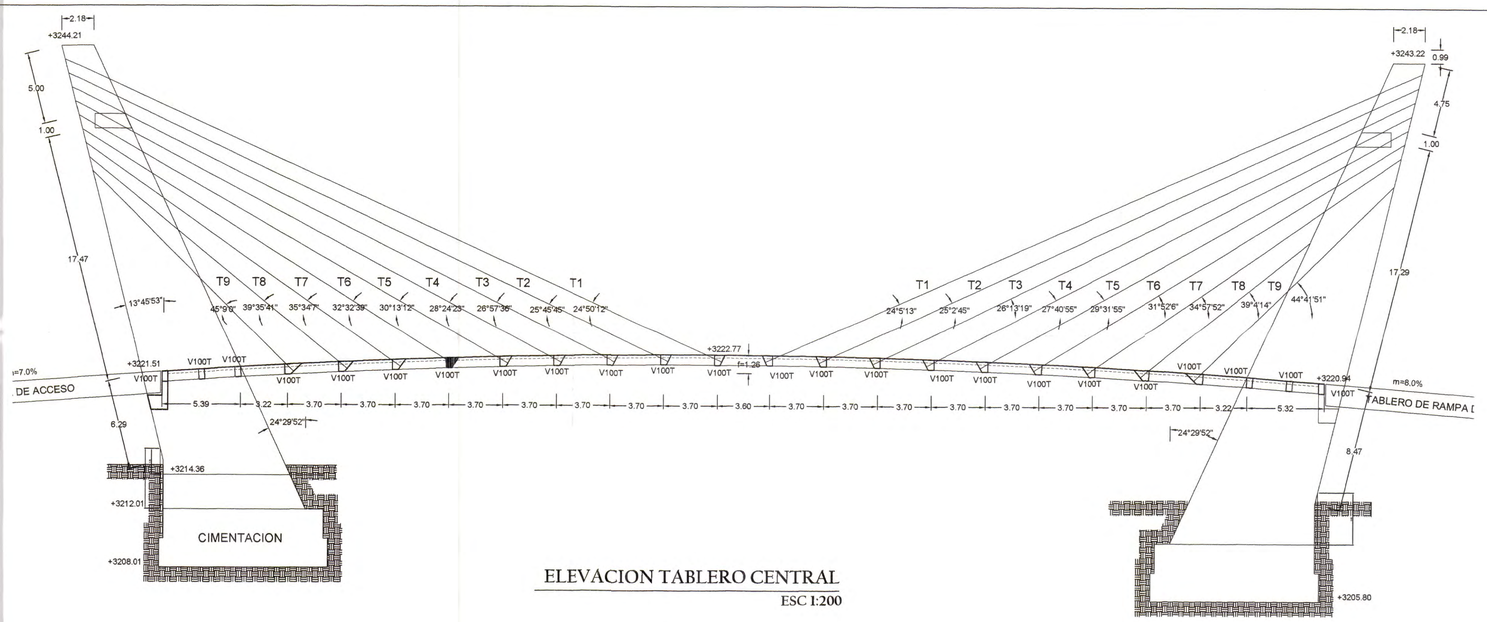
ESCALA: INDICADA

FECHA: JULIO 2010

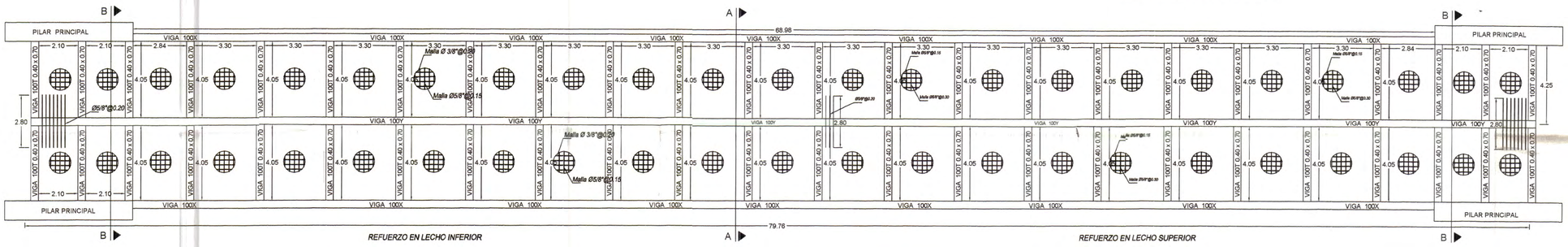


LAMINA:
AR - 05

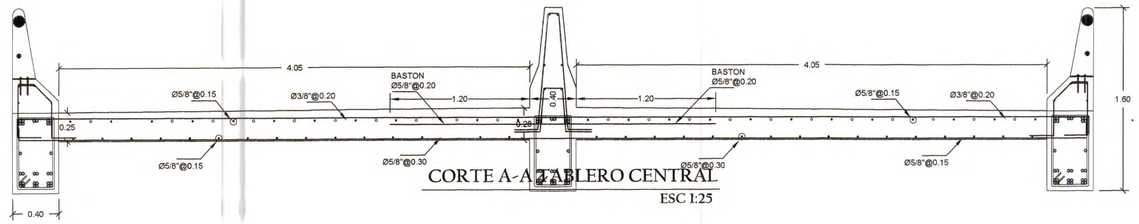
000007



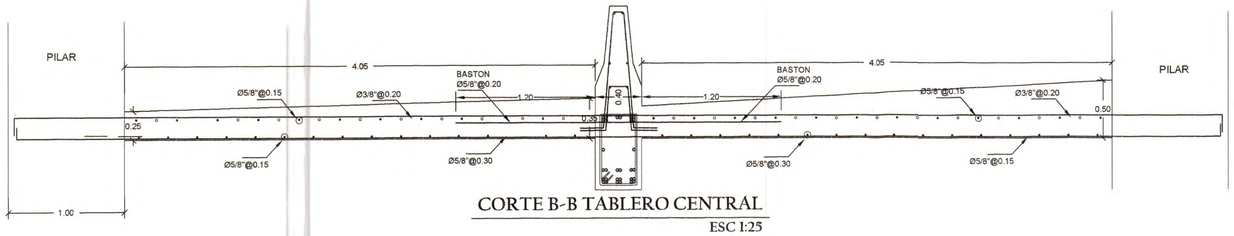
ELEVACION TABLERO CENTRAL
ESC 1:200



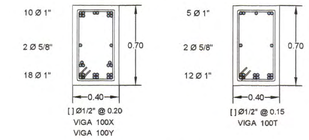
PLANTA TABLERO CENTRAL
ESC 1:200



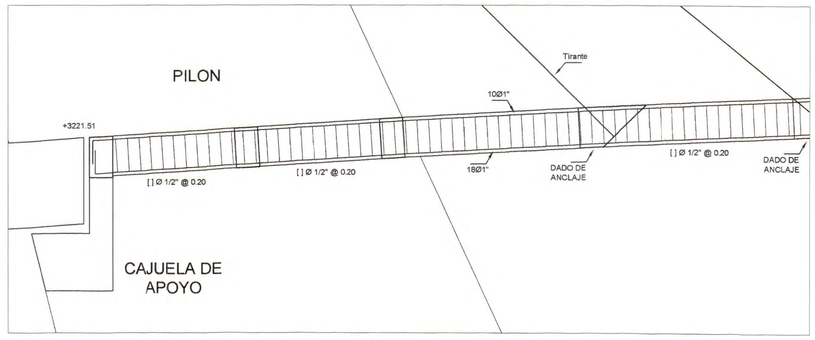
CORTE A-A TABLERO CENTRAL
ESC 1:25



CORTE B-B TABLERO CENTRAL
ESC 1:25



SECCION TIPICA DE VIGAS
ESC 1:25



DETALLE DE VIGA 100 X - Y
ESC 1:50

WANCHAQ
MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE WANCHAQ
GOBIERNO REGIONAL CUSCO

PROYECTO REFORMULADO:

CONSTRUCCION BY PASS AV. TUPAC AMARU - WANCHAQ

Propietario:
GOBIERNO REGIONAL CUSCO
Av. Tomasa Ttito Condemayta s/n
Cusco PERU

ARQUITECTURA:
ARQTO. CESAR A. YABAR PUJAZON
CAP 7997

ESTRUCTURAS:
ING° FRANCISCO SERRANO FLORES
CIP 17046

INSTALACIONES ELECTRICAS:
ING° LUIS GALDOS TEJADA
CIP 47333

SUPERVISOR DE OBRA:
ING°. GORKY TUPAYACHI HERRERA
CIP 59082

RESIDENTE DE OBRA:
ING°. JUAN CARLOS AGUILAR CUTIRI
CIP 95437

COLABORACION:
ARQTA. YOBANA BACA ALANOCA
ING° DAISY ALVAREZ ESPINOZA

000721

UBICACION:
AV. TUPAC AMARU
DISTRITO: WANCHAQ
PROVINCIA: CUSCO
DEPARTAMENTO: CUSCO

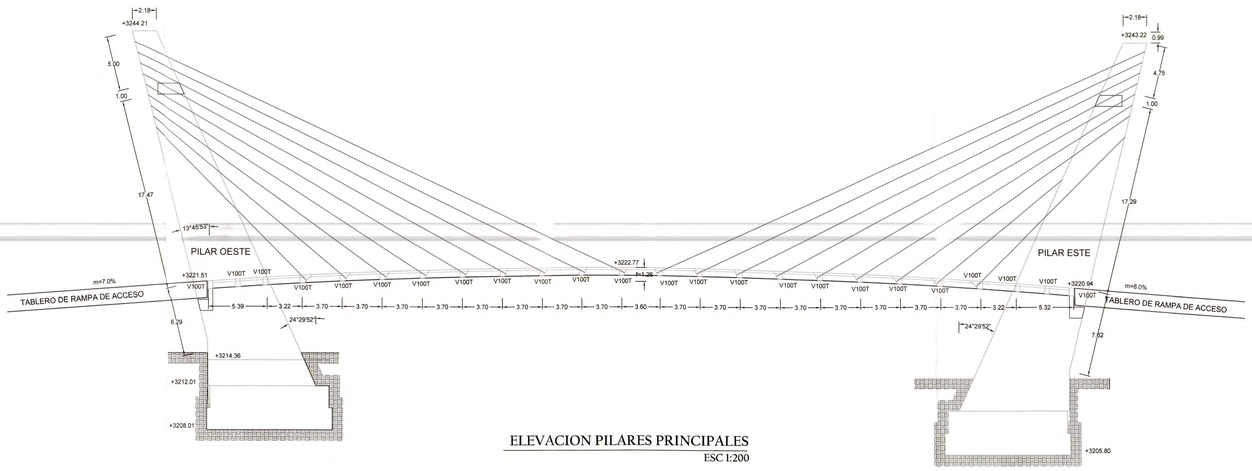
BY PASS
TRAMO CENTRAL
TABLERO
LOSA - VIGAS

FECHA: JULIO 2010
ESCALA: INDICADA
PLANO:

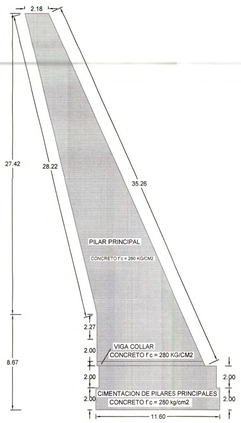


LAMINA:
E - 10

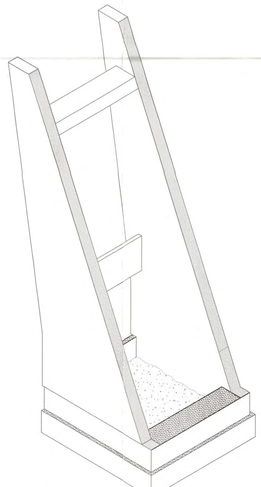
José Francisco Serrano Flores
M.S.C. Ing. Civil
CIP 17046



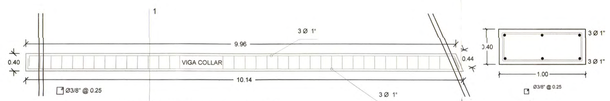
ELEVACION PILARES PRINCIPALES
ESC 1:200



DETALLE ELEVACION PILAR PRINCIPAL
ESC 1:200

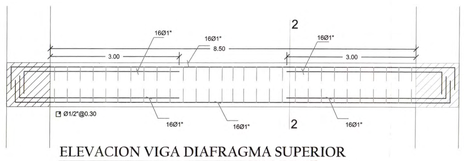


ISOMETRIA PILAR PRINCIPAL
S/ESC

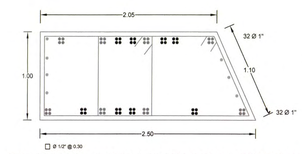


DETALLE VIGA COLLAR
ESC 1:50

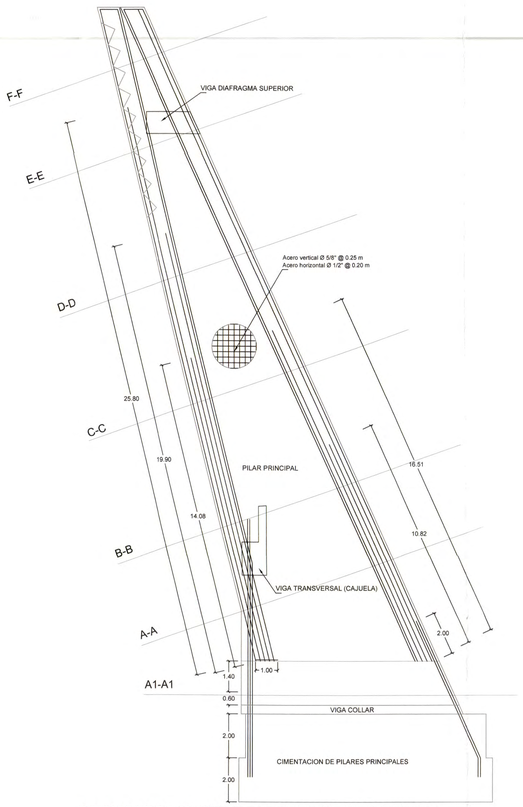
SECCION 1-1
ESC 1:50



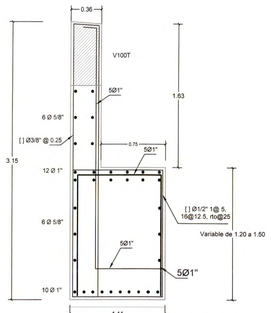
ELEVACION VIGA DIAFRAGMA SUPERIOR
ESC 1:50



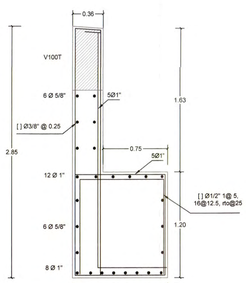
SECCION A - A VIGA DIAFRAGMA SUPERIOR
ESC 1:25



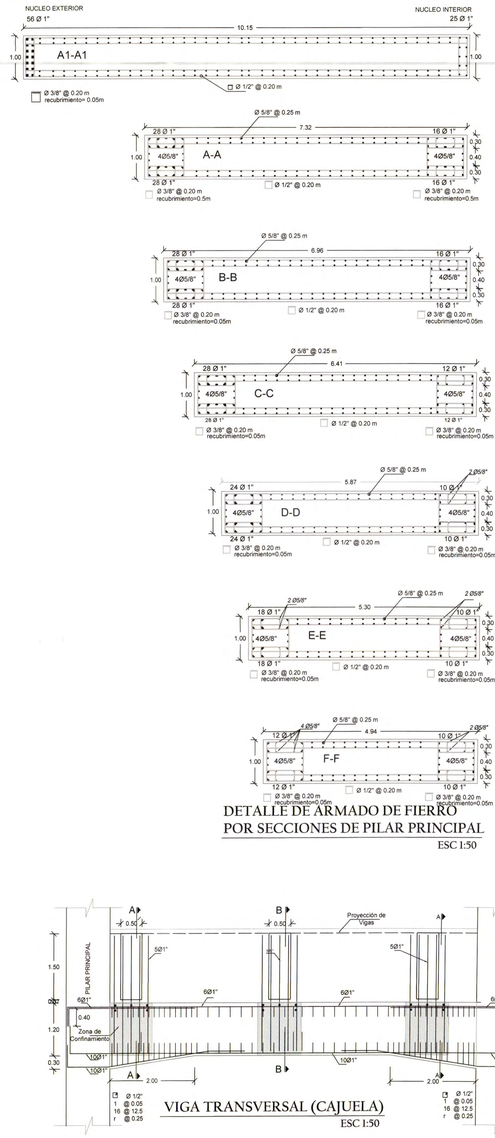
DETALLE DE LONGITUDES DE ARMADO DE FIERROS
ESC 1:100



SECCION A-A CAJUELA
ESC 1:25



SECCION B-B CAJUELA
ESC 1:25



DETALLE DE ARMADO DE FIERRO
POR SECCIONES DE PILAR PRINCIPAL
ESC 1:50

VIGA TRANSVERSAL (CAJUELA)
ESC 1:50

WANCHAQ
MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE WANCHAQ

PROYECTO REFORMULADO:

CONSTRUCCION BY PASS AV. TUPAC AMARU - WANCHAQ

Propietario:

GOBIERNO REGIONAL CUSCO
Av. Tomasa Ttito Condemayta s/n
Cusco PERU

ARQUITECTURA:
ARQTO. CESAR A. YABAR PUJAZON
CAP 7997

ESTRUCTURAS:
ING° FRANCISCO SERRANO FLORES
CIP 17046

INSTALACIONES ELECTRICAS:
ING° LUIS GALDOS TEJADA
CIP 47333

SUPERVISOR DE OBRA:
ING°. GORKY TUPAYACHI HERRERA
CIP 59082

RESIDENTE DE OBRA:
ING°. JUAN CARLOS AGUILAR CUTIRI
CIP 95437

COLABORACION:
ARQTA. YOBANA BACA ALANOCA
ING° DAISY ALVAREZ ESPINOZA

UBICACION:
AV. TUPAC AMARU
DISTRITO: WANCHAQ
PROVINCIA: CUSCO
DEPARTAMENTO: CUSCO

Ing. Francisco Serrano Flores
M.S.C. Ingº Civil
CIP 17046

PLANO: BY PASS PILARES PRINCIPALES **SECCIONES**

FECHA: JULIO 2010

ESCALA: INDICADA

LAMINA:
E - 09