INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

Monitoreo estructural y evaluación del impacto del mantenimiento realizado al puente Río Papaloapan

Miguel Anaya Díaz
Francisco Javier Carrión Viramontes
Juan Antonio Quintana Rodríguez
Luis Álvaro Martinez Trujano
Jorge Alberto Hernandez Figueroa
Jose Manuel Machorro López
Andrés Hernández Guzmán
Héctor Miguel Gasca Zamora
Germán Michel Guzmán Acevedo

Publicación Técnica No. 671
Sanfandila, Qro.
2022

ISSN 0188-7297

Esta investigación fue realizada en la Coordinación de Ingeniería Vehicular e Integridad Estructural del Instituto Mexicano del Transporte, por M. en C. Miguel Anaya Díaz, Dr. Francisco Javier Carrión Viramontes, Dr. Juan Antonio Quintana Rodríguez, M. en C. Luis Álvaro Martinez Trujano, Ing. Jorge Alberto Hernandez Figueroa, Dr. José Manuel Machorro López, Ing. Andrés Hernández Guzmán, Lic. Héctor Miguel Gasca Zamora, M. en C. Germán Michel Guzmán Acevedo.

Esta investigación es el producto final del proyecto de investigación interna EI 09/21: Monitoreo estructural y evaluación del impacto del mantenimiento realizado al puente Río Papaloapan.

Se agradece al Ing. Alejandro Moreno Valdez, Ing. Virginia Guadalupe Varela González, Ing. María Mayela Lozornio Compeán e Ing. Julio Leonardo Guerrero López por su participación en la presente investigación.

Contenido

Página

Índice de figuras v

Índice de tablas ix

Sinopsis xi

Abstract xiii

Resumen Ejecutivo xv

Introducción 1

1 Antecedentes 3

2 Marco Teórico 9

3 Análisis modal operacional del puente Río Papaloapan 13

4 Seguimiento y evaluación del comportamiento estructural 29

Conclusiones 87

Bibliografía 89

Índice de figuras

Figura 1.1 Puente Río Papaloapan 3
Figura 1.2 Índice de severidad de los elementos de anclaje inspeccionados 4
Figura 1.3 Instrumentación del puente Río Papaloapan 5
Figura 1.4 Cambios en los valores de referencia de los extensómetros producto de la falla del T1S5..... 6
Figura 1.5 Distribución estadística de las deformaciones producto de las cargas vivas vehiculares del sensor R7 6
Figura 1.6 Espectro MUSIC para la señal de deformación 7
Figura 1.7 Forma modal del primer modo natural de vibración 7
Figura 3.1 Metodología para identificar los parámetros modales..... 13
Figura 3.2 Señal de deformación producto de excitaciones ambientales..... 14
Figura 3.3 Señal de deformación tras el filtrado pasa altas..... 14
Figura 3.4 Espectro de valores singulares 15
Figura 3.5 Función SDOF analizada para obtener los parámetros modales..... 16
Figura 3.6 Forma modal del modo 1 (Flexión vertical del tablero)..... 17
Figura 3.7 Forma modal del modo 2 (Flexión vertical del tablero)..... 17
Figura 3.8 Forma modal del modo 3 (Torsión del tablero) 18
Figura 3.9 Forma modal del modo 4 (Flexión vertical del tablero)..... 18
Figura 3.10 Forma modal del modo 5 (Torsión del tablero) 19
Figura 3.11 Forma modal del modo 6 (Flexión vertical del tablero)..... 19
Figura 3.12 Forma modal del modo 7 (Flexión vertical del tablero)..... 20
Figura 3.13 Forma modal del modo 8 (Flexión vertical del tablero)..... 20
Figura 3.14 Forma modal del modo 9 (Flexión vertical del tablero)..... 21
Figura 3.15 Forma modal del modo 10 (Flexión vertical del tablero)..... 21
Figura 3.16 Forma modal del modo 11 (Flexión vertical del tablero)..... 22
Figura 3.17 Forma modal del modo 12 (Flexión vertical del tablero)..... 22
Figura 3.18 Forma modal del modo 13 (Flexión vertical del tablero)..... 23
Figura 3.19 Forma modal del modo 14 (Flexión vertical del tablero)..... 23
Figura 3.20 Modelo de elementos finitos del puente Río Papaloapan 24
Figura 3.21 Convergencia de los valores de los parámetros estructurales..... 26
Figura 3.22 Comparación de las tensiones de los tirantes lado aguas arriba 27
Figura 3.23 Comparación de las tensiones de los tirantes lado aguas abajo..... 27
Figura 4.1 Seguimiento a la frecuencia natural del modo 1 29
Figura 4.2 Seguimiento a la frecuencia natural del modo 2 30
Figura 4.3 Seguimiento a la frecuencia natural del modo 3 30
Figura 4.4 Seguimiento a la frecuencia natural del modo 4 31
Figura 4.5 Seguimiento a la frecuencia natural del modo 5 31
Figura 4.6 Seguimiento a la frecuencia natural del modo 6 32
Figura 4.7 Seguimiento a la frecuencia natural del modo 7 32
Figura 4.8 Seguimiento a la frecuencia natural del modo 8 33

Figura 4.9 Seguimiento a la frecuencia natural del modo 9 33
Figura 4.10 Seguimiento a la frecuencia natural del modo 10..... 34
Figura 4.11 Seguimiento a la frecuencia natural del modo 11..... 34
Figura 4.12 Seguimiento a la frecuencia natural del modo 12..... 35
Figura 4.13 Seguimiento a la frecuencia natural del modo 13..... 35
Figura 4.14 Seguimiento a la frecuencia natural del modo 14..... 36
Figura 4.15 Valores promedio de la razón de amortiguamiento modal 36
Figura 4.16 Seguimiento del valor de referencia del sensor R1 37
Figura 4.17 Seguimiento del valor de referencia del sensor R2 37
Figura 4.18 Seguimiento del valor de referencia del sensor R3 38
Figura 4.19 Seguimiento del valor de referencia del sensor R4 38
Figura 4.20 Seguimiento del valor de referencia del sensor R5 39
Figura 4.21 Seguimiento del valor de referencia del sensor R6 39
Figura 4.22 Seguimiento del valor de referencia del sensor R7 40
Figura 4.23 Seguimiento del valor de referencia del sensor R8 40
Figura 4.24 Seguimiento del valor de referencia del sensor R9 41
Figura 4.25 Seguimiento del valor de referencia del sensor R10 41
Figura 4.26 Seguimiento del valor de referencia del sensor R11 42
Figura 4.27 Seguimiento del valor de referencia del sensor R12 42
Figura 4.28 Seguimiento del valor de referencia del sensor L1..... 43
Figura 4.29 Seguimiento del valor de referencia del sensor L2..... 43
Figura 4.30 Seguimiento del valor de referencia del sensor L3..... 44
Figura 4.31 Seguimiento del valor de referencia del sensor L4..... 44
Figura 4.32 Seguimiento del valor de referencia del sensor L5..... 45
Figura 4.33 Seguimiento del valor de referencia del sensor L6..... 45
Figura 4.34 Seguimiento del valor de referencia del sensor L7..... 46
Figura 4.35 Seguimiento del valor de referencia del sensor L8..... 46
Figura 4.36 Seguimiento del valor de referencia del sensor L9..... 47
Figura 4.37 Seguimiento del valor de referencia del sensor L10..... 47
Figura 4.38 Seguimiento del valor de referencia del sensor L11..... 48
Figura 4.39 Seguimiento del valor de referencia del sensor L12..... 48
Figura 4.40 Seguimiento al valor de referencia del inclinómetro R1Y 49
Figura 4.41 Seguimiento al valor de referencia del inclinómetro R1X 50
Figura 4.42 Seguimiento al valor de referencia del inclinómetro R2Y 50
Figura 4.43 Seguimiento al valor de referencia del inclinómetro R2X 51
Figura 4.44 Seguimiento al valor de referencia del inclinómetro L1X..... 51
Figura 4.45 Seguimiento al valor de referencia del inclinómetro L1Y..... 52
Figura 4.46 Seguimiento al valor de referencia del inclinómetro L2X..... 52
Figura 4.47 Seguimiento al valor de referencia del inclinómetro L2Y..... 53
Figura 4.48 Seguimiento de la tensión del tirante T4S1 54
Figura 4.49 Seguimiento de la tensión del tirante T11S1 54
Figura 4.50 Seguimiento de la tensión del tirante T4S2 55
Figura 4.51 Seguimiento de la tensión del tirante T11S2 55
Figura 4.52 Seguimiento de la tensión del tirante T4S3 56
Figura 4.53 Seguimiento de la tensión del tirante T11S3 56
Figura 4.54 Seguimiento de la tensión del tirante T4S4 57
Figura 4.55 Seguimiento de la tensión del tirante T11S4 57

Figura 4.56 Seguimiento de la tensión del tirante T4S5 58
Figura 4.57 Seguimiento de la tensión del tirante T11S5 58
Figura 4.58 Seguimiento de la tensión del tirante T4S6 59
Figura 4.59 Seguimiento de la tensión del tirante T11S6 59
Figura 4.60 Seguimiento de la tensión del tirante T4S7 60
Figura 4.61 Seguimiento de la tensión del tirante T11S7 60
Figura 4.62 Seguimiento de la tensión del tirante T4S8 61
Figura 4.63 Seguimiento de la tensión del tirante T11S8 61
Figura 4.64 Valores promedio a tensión del extensómetro R1 62
Figura 4.65 Valores promedio a compresión del extensómetro R1 63
Figura 4.66 Valores promedio a tensión del extensómetro R2 63
Figura 4.67 Valores promedio a compresión del extensómetro R2 64
Figura 4.68 Valores promedio a tensión del extensómetro R3 64
Figura 4.69 Valores promedio a compresión del extensómetro R3 65
Figura 4.70 Valores promedio a tensión del extensómetro R4 65
Figura 4.71 Valores promedio a compresión del extensómetro R4 66
Figura 4.72 Valores promedio a tensión del extensómetro R5 66
Figura 4.73 Valores promedio a compresión del extensómetro R5 67
Figura 4.74 Valores promedio a tensión del extensómetro R6 67
Figura 4.75 Valores promedio a compresión del extensómetro R6 68
Figura 4.76 Valores promedio a tensión del extensómetro R7 68
Figura 4.77 Valores promedio a compresión del extensómetro R7 69
Figura 4.78 Valores promedio a tensión del extensómetro R8 69
Figura 4.79 Valores promedio a compresión del extensómetro R8 70
Figura 4.80 Valores promedio a tensión del extensómetro R9 70
Figura 4.81 Valores promedio a compresión del extensómetro R9 71
Figura 4.82 Valores promedio a tensión del extensómetro R10 71
Figura 4.83 Valores promedio a compresión del extensómetro R10 72
Figura 4.84 Valores promedio a tensión del extensómetro R11 72
Figura 4.85 Valores promedio a compresión del extensómetro R11 73
Figura 4.86 Valores promedio a tensión del extensómetro R12 73
Figura 4.87 Valores promedio a compresión del extensómetro R12 74
Figura 4.88 Valores promedio a tensión del extensómetro L1 74
Figura 4.89 Valores promedio a compresión del extensómetro L1 75
Figura 4.90 Valores promedio a tensión del extensómetro L2 75
Figura 4.91 Valores promedio a compresión del extensómetro L2 76
Figura 4.92 Valores promedio a tensión del extensómetro L3 76
Figura 4.93 Valores promedio a compresión del extensómetro L3 77
Figura 4.94 Valores promedio a tensión del extensómetro L4 77
Figura 4.95 Valores promedio a compresión del extensómetro L4 78
Figura 4.96 Valores promedio a tensión del extensómetro L5 78
Figura 4.97 Valores promedio a compresión del extensómetro L5 79
Figura 4.98 Valores promedio a tensión del extensómetro L6 79
Figura 4.99 Valores promedio a compresión del extensómetro L6 80
Figura 4.100 Valores promedio a tensión del extensómetro L7 80
Figura 4.101 Valores promedio a compresión del extensómetro L7 81
Figura 4.102 Valores promedio a tensión del extensómetro L8 81

Figura 4.103 Valores promedio a compresión del extensómetro L8 82
Figura 4.104 Valores promedio a tensión del extensómetro L9 82
Figura 4.105 Valores promedio a compresión del extensómetro L9 83
Figura 4.106 Valores promedio a tensión del extensómetro L10 83
Figura 4.107 Valores promedio a compresión del extensómetro L10 84
Figura 4.108 Valores promedio a tensión del extensómetro L11 84
Figura 4.109 Valores promedio a compresión del extensómetro L11 85
Figura 4.110 Valores promedio a tensión del extensómetro L12 85
Figura 4.111 Valores promedio a compresión del extensómetro L12 86

Índice de tablas

Tabla 1.1 Parámetros modales identificados..... 8
Tabla 3.1 Porcentajes de diferencia para el modelo inicial 25
Tabla 3.2 Porcentajes de diferencia para el modelo calibrado 26

Sinopsis

Desde hace algunos años, el Instituto Mexicano del Transporte realiza el monitoreo del comportamiento estructural del puente Río Papaloapan, donde se da seguimiento a las respuestas estructurales del puente como son las deformaciones, inclinaciones, respuestas dinámicas y las fuerzas de tensión de los tirantes.

La importancia de tener los índices de operación de las respuestas estructurales del puente radica en que permite identificar si se presentan cambios significativos, los cuales pueden ser atribuibles a daños y degradaciones en la estructura que puedan afectar su seguridad o funcionabilidad. Por lo anterior, es importante analizar la información proveniente del sistema de monitoreo para establecer estrategias que permitan identificar y establecer índices de operación de la estructura. Una de estas estrategias es caracterizar el comportamiento dinámico de la estructura a través de la identificación y seguimiento de sus principales modos de vibrar.

El presente trabajo describe la metodología utilizada para analizar las señales de deformación del sistema de monitoreo, basada en la técnica EFDD (Descomposición Mejorada en el dominio de la frecuencia) (Brincker, 2001b).

(**Palabras clave:** Monitoreo Estructural, Puente Río Papaloapan, Descomposición en el dominio de la frecuencia)

Abstract

Since some few years ago, the Instituto Mexicano del Transporte has been monitoring the structural behavior of Río Papaloapan Bridge through its structural responses such strains, angular rotations and cable tension forces.

The importance of rating the structural responses lies in fact that this information permits the identification of significant changes that might arise due to damages or degradations, affecting safety or functionality. Therefore, is important to take advantage of all the data obtained from the structural health monitoring system to stablish strategies to rate the structural behavior under normal conditions. One of these strategies is to characterize the structure dynamic behavior through the identification and monitoring of its vibration modes.

This work describes the implemented methodology used to analyze the strain signals from the structural health monitoring system, which is based on the Enhaced Frequency Domain Decomposition (EFDD) (Brincker, 2001b) technique.

(**Key words**: Structural Health Monitoring, Río Papaloapan Bridge, Frequency Domain Decomposition)

Resumen ejecutivo

El puente Río Papaloapan es uno de los puentes atirantados que el Centro de Monitoreo de Puentes y Estructuras Inteligentes (CeMPEI) del Instituto Mexicano del Transporte monitorea y realiza un seguimiento de su comportamiento estructural a través de la información de los sensores del sistema de monitoreo.

La información obtenida del sistema de monitoreo es analizada a través del tiempo con el objetivo de detectar si existen cambios significativos en los valores normales de operación de las respuestas estructurales que puedan ser atribuibles a daños y/o degradaciones en la estructura. Las respuestas estructurales del puente como son las frecuencias naturales, formas modales, razón de amortiguamiento, así como los valores de referencia de cada sensor son monitoreados bajo condiciones de operación y en las etapas de rehabilitación del puente realizadas en el segundo semestre de 2021.

El análisis de la información del sistema de monitoreo del puente Río Papaloapan se realizó utilizando como fuente de excitación las fuerzas ambientales a las cuales está sometido el puente, como lo son, el viento, los vehículos y los movimientos telúricos presentes en la zona.

Introducción

Las estructuras civiles, en especial los puentes de gran envergadura, son de vital importancia en el desarrollo económico, social y cultural de un país. Las grandes inversiones que se realizan en la construcción de estas estructuras hacen necesario que sean inspeccionadas regularmente para salvaguardar su funcionabilidad e integridad estructural. Para ello, se realizan principalmente inspecciones visuales periódicas a través de las cuales se determinan los indicies de la condición estructural de los puentes. El periodo típico para la realización de inspecciones visuales de un puente es aproximadamente de un año y están limitadas a la capacidad de observación de los inspectores, así como a su experiencia y conocimientos. A su vez, las inspecciones visuales son incapaces de detectar daños o deterioros internos en las estructuras, los cuales normalmente florecen a la superficie cuando son críticos.

En los últimos años y con el objetivo de superar las limitantes de las inspecciones visuales, se han desarrollado metodologías basadas en el monitoreo de la salud o integridad estructural, el cual es un proceso que permite conocer y evaluar el estado actual de una estructura a través del análisis de la información obtenida de diversos sensores colocados sobre ésta. El proceso de monitorear una estructura involucra la observación de su comportamiento en el tiempo, identificando las características que son sensibles al daño y, a través de un análisis estadístico evaluar su integridad (Farrar y Worden, 2007). Dentro de las etapas de la vida de un puente (Plos y Gylltoft, 2002) (figura I.1) podemos ubicar al monitoreo estructural dentro de la fase de evaluación de la gestión de puentes, la cual tiene el objetivo de alargar la vida útil de la estructura.

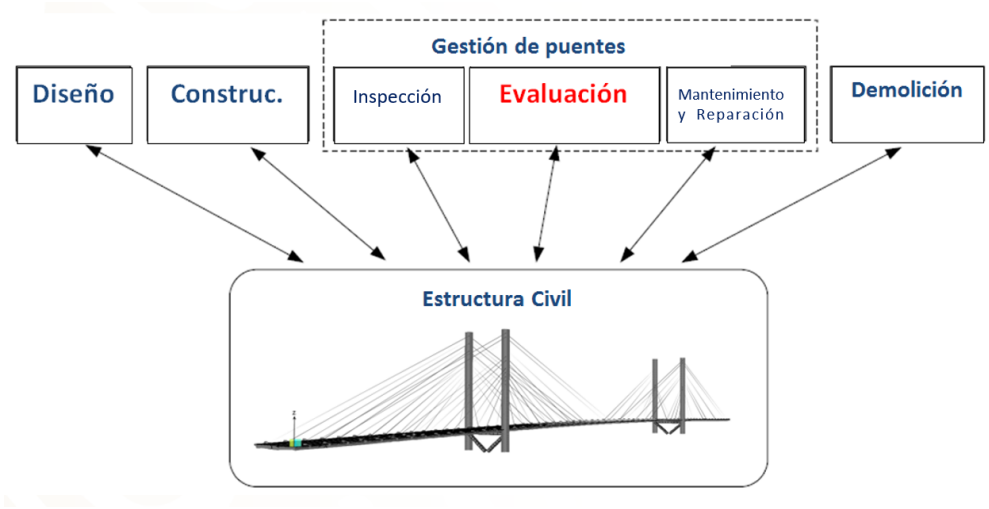

Figura I.1 Diferentes fases de la vida de un puente

En este sentido, el Instituto Mexicano del Transporte desde hace algunos años ha implementado sistemas de monitoreo remoto y en tiempo real en algunos de los puentes más importantes de la Red Federal Carretera, como lo son el puente “Mezcala”, el puente “El Carrizo” y el puente “Río Papaloapan”.

En el caso del puente Río Papaloapan, en el año 2015, uno de los elementos de anclaje superior de los tirantes presentó una falla (figura I.2), por lo que se realizaron una serie de inspecciones mediante la técnica de emisiones acústicas de los 111 elementos estructurales restantes, con el objetivo de identificar los elementos de anclaje del puente en malas condiciones. Del estudio realizado, se identificaron 10 elementos estructurales con daño similar al elemento que falló, los cuales se enlistan a continuación por orden de severidad y prioridad de sustitución: T6S4, T6S3, T2S8, T5S1, T1S1, T1S6, T3S5, T4S6 y T3S3.

Figura I.2. Falla del elemento de anclaje

A inicios del segundo semestre del 2018 comenzaron las obras mantenimiento mayor enfocadas a la conservación de la estructura, a cargo de una empresa contratista. Dichas obras comprendieron la sustitución de los elementos de anclaje identificados, la sustitución de los faldones de concreto del puente, la aplicación de una capa de recubrimiento a las trabes y torres del puente, entre otras actividades de rehabilitación. Las obras de mantenimiento fueron programadas para concluir en diciembre del 2020.

Durante los trabajos de mantenimiento mayor, el IMT estuvo a cargo de diversas tareas tales como: el monitoreo de las tensiones de los tirantes en cada etapa de rehabilitación de la obra, el monitoreo continúo y permanente, de las variables de deformación, inclinación, aceleración y de los parámetros estructurales, la evaluación no destructiva de los elementos de anclaje retirados, la supervisión del proceso de soldadura y sustitución de cada elemento de anclaje superior.

1. Antecedentes

El puente Río Papaloapan (figura 1.1) es un puente de tipo atirantado ubicado en el kilómetro 85 + 980 de la autopista la Tinaja-Acayucan en el estado de Veracruz, México; fue puesto en servicio en el año de 1995, tiene una longitud total de 407 m, con un claro máximo de 206 m y está suspendido por 8 semi-arpas de 14 tirantes cada una de ellas. La importancia de este puente dentro de la red federal carretera de México es primordial, ya que permite el intercambio económico entre el centro y sur del país; además, es una estructura a la cual se le han realizado fuertes inversiones económicas para llevar a cabo estudios y mantenimientos preventivos durante su vida útil debido a un proceso de construcción inadecuado.

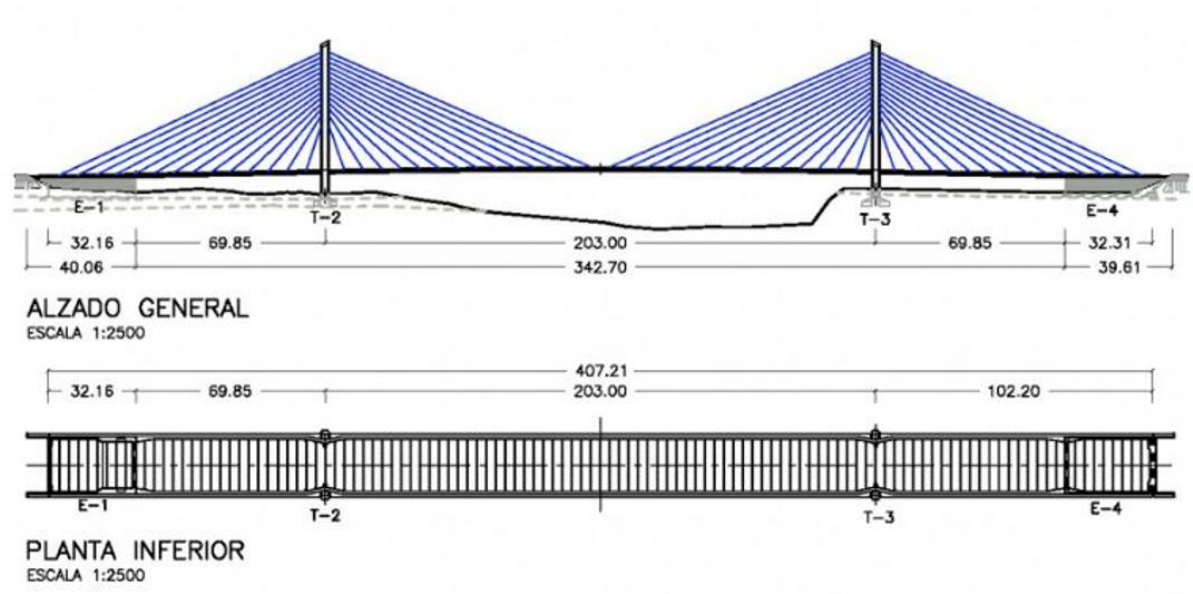

Figura 1.1 Puente Río Papaloapan

El puente, hasta ahora, ha tenido dos fracturas severas en los elementos de anclaje superior. La primera ocurrió en enero de 2000 y se debió a defectos micro-estructurales del acero. A pesar de la excelente calidad del acero, un proceso deficiente de fabricación resultó en un material frágil con micro-estructura de grano grande (ASTM 2) y un alto contenido de poros e inclusiones (ASTM, 2015) (Aguirre y Carbajal, 2000) en este caso, defectos en la zona afectada por el calor crecieron por fatiga hasta la fractura (López y Poblano, 2015). Para evitar fallas similares en los tirantes restantes, se desarrolló una técnica de inspección por ultrasonido para detectar defectos internos y evaluar el tamaño de grano de la micro-estructura, que corresponde a condiciones similares al elemento fallado (López *et.al*, 2009). Después de inspección, 16 elementos fueron clasificados como estructuralmente

deficientes y fueron cambiados en una subsiguiente etapa de mantenimiento. La segunda falla ocurrió el 10 de junio de 2015. En este caso, se presentó en la interface de la soldadura que une el elemento de anclaje superior con la placa. Un análisis demostró que una grieta, generada en el momento de manufactura, se desarrolló por fatiga hasta que alcanzó un tamaño de cerca del 65% de la sección transversal (figura I.2). Como la soldadura está totalmente embebida en el concreto, una inspección directa no es posible y la demolición del concreto no es una alternativa factible. Por lo anterior, se decidió inspeccionar las soldaduras con la técnica de emisiones acústicas (EA) de los 111 elementos restantes del puente (incluyendo los rehabilitados previamente).

La inspección por emisiones acústicas es una práctica común para identificar defectos en soldaduras (Pollock y Carlyle, 1995). Además, permite evaluar el desarrollo de grietas por fatiga al correlacionar la energía liberada por crecimiento de grieta con el número de emisiones acústicas por ciclo (Harris y Dunegan, 1974). El proceso de inspección se desarrolló en dos pasos: el primero, en condiciones de laboratorio para caracterizar las señales de EA de defectos en soldadura. La segunda etapa, en condiciones de campo, planeado para identificar emisiones externas y ruido para configurar parámetros de inspección.

A partir de los resultados obtenidos de la inspección por EA se obtuvieron los índices de severidad que se muestran en la figura 1.2 (Carrión *et.al*, 2019). Con base en la caracterización de las respuestas obtenidas, se sabe que los elementos con valores de severidad cercanos o superiores al elemento de anclaje T6S5, muy probablemente contengan defectos en la soldadura y sean rechazados aplicando el criterio del código AWS. Sin embargo, Los que están por debajo de este elemento de anclaje y hasta el T2S7, puede ser posible que los defectos no lleguen a ser significantes y sean aceptables por el mismo criterio AWS.

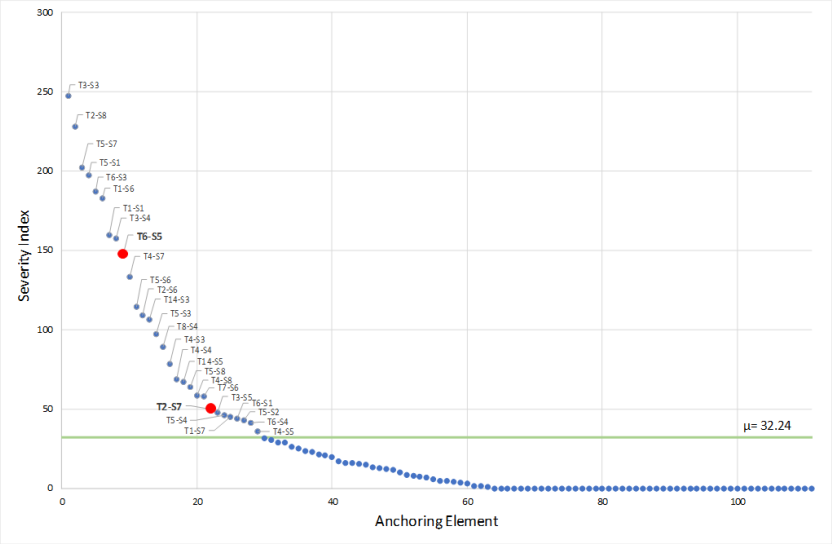

Figura 1.2 Índice de severidad de los elementos de anclaje inspeccionados

Ante esta circunstancia se propuso realizar la sustitución de 10 elementos de anclaje, comenzando por el de mayor severidad. Los trabajos de mantenimiento y rehabilitación del puente que comprendieron un periodo de 2018 a 2020.

1.1 Sistema de monitoreo del puente Río Papaloapan

El sistema de monitoreo instalado en el puente Río Papaloapan consiste de un sistema de adquisición de datos utilizando tecnología de fibra óptica. La instalación y puesta en marcha del sistema de monitoreo comenzó en diciembre de 2012 y está compuesto por los siguientes sensores y equipos: 24 medidores de deformación, 24 acelerómetros, ocho inclinómetros, un sensor de desplazamiento, dos cámaras de video, una estación climatológica y una estación sismológica, un interrogador, un multiplexor y un procesador de datos. Los equipos del sistema de adquisición de datos, interrogador, multiplexor y el procesador de datos, están dentro de un gabinete con temperatura y humedad controladas. Todos los equipos son energizados a través de 45 celdas fotovoltaicas y 24 baterías de ciclado profundo instaladas en las torres 2 y 3 del puente Río Papaloapan. En la figura 1.3 se muestra la instrumentación del puente Río Papaloapan.

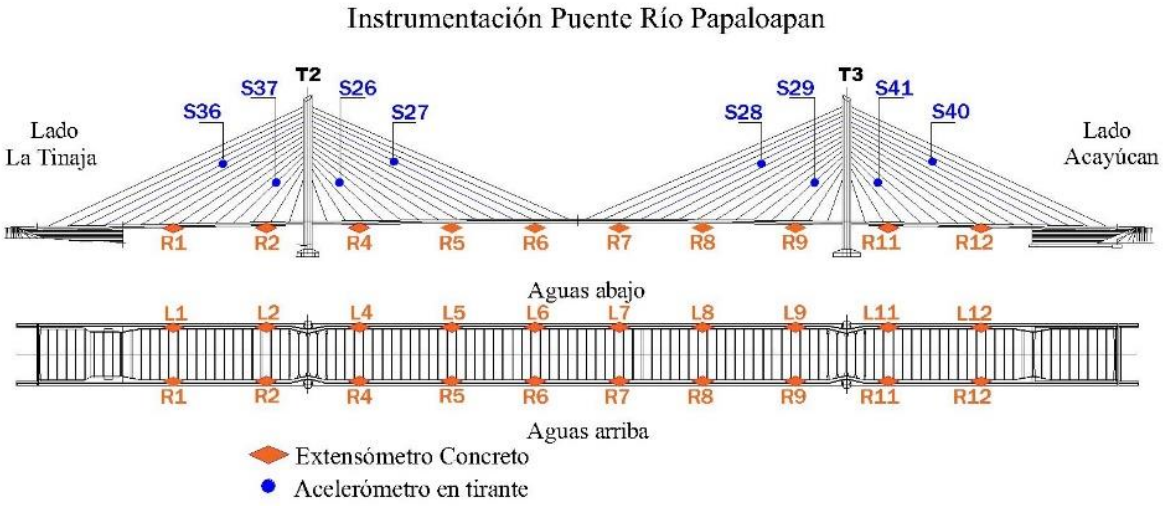

Figura 1.3 Instrumentación del puente Río Papaloapan

1.2 Monitoreo del puente Río Papaloapan

Desde la puesta en servicio del sistema de monitoreo se ha dado seguimiento a los valores de referencia de cada uno de los sensores (valor promedio de la señal) identificando si hay variaciones o cambios en la tendencia atribuibles a ciclos térmicos o daños (figura 1.4), así como también se ha dado seguimiento a las respuestas estructurales producto de las cargas vivas vehiculares que transitan sobre el puente (figura 1.5).

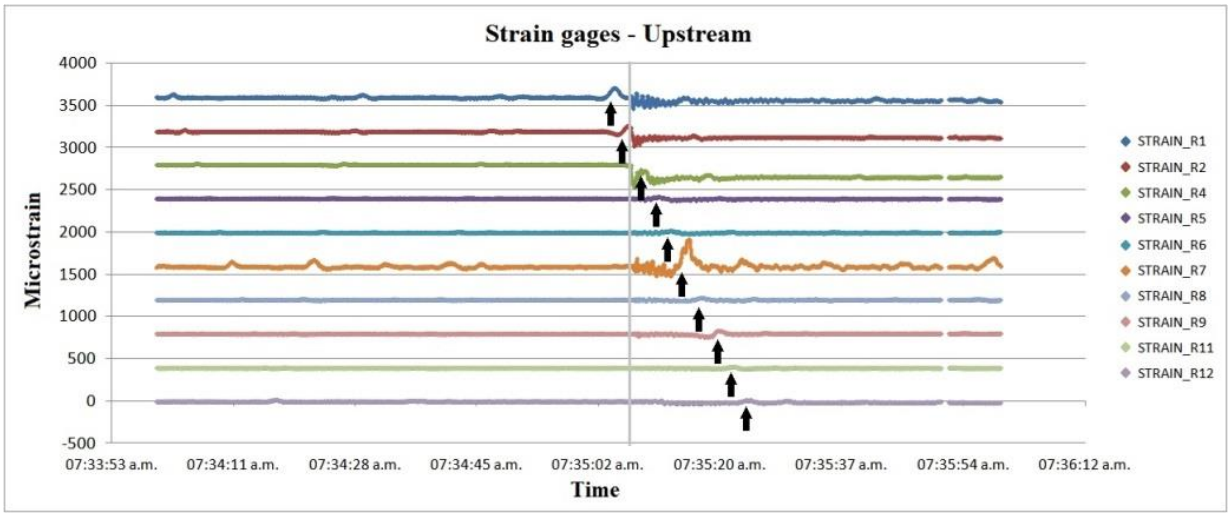

Figura 1.4 Cambios en los valores de referencia de los extensómetros producto de la falla del T1S5

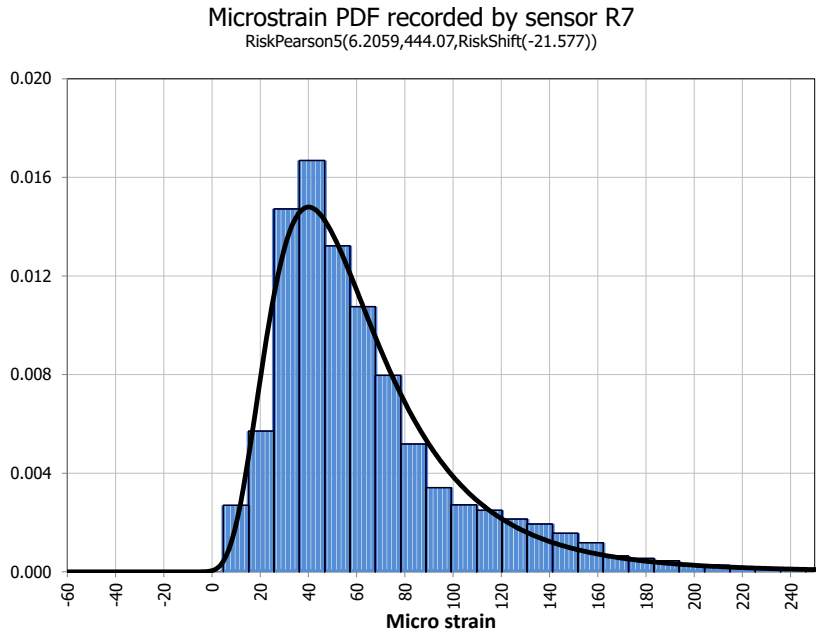

Figura 1.5 Distribución estadística de las deformaciones producto de las cargas vivas vehiculares del sensor R7

1.2.1 Identificación de los parámetros modales

Otra de las actividades realizadas utilizando las señales obtenidas del sistema de monitoreo ha sido la de caracterizar el comportamiento dinámico del puente a través de la identificación y el posterior seguimiento a los parámetros modales como lo son las frecuencias naturales, formas modales y razón de amortiguamiento de los principales modos naturales de vibración del puente.

Para lo anterior, se han analizado las señales de los extensómetros instalados en las vigas principales del puente. Del análisis que se realizó en 2018, se identificaron 3 modos naturales de vibración en un rango de 0 a 1 Hz, la técnica implementada para identificar los modos fue la NExT (James y Carne, 1993) en conjunto con MUSIC (Amezquita *et.al*, 2013), esta última se utilizó para estimar con más precisión el valor de las frecuencias naturales. La frecuencia de muestreo del sistema de monitoreo es de 125 Hz y la computadora guarda los datos en bloques de 2 minutos de duración, con lo cual, los bloques contienen un total de 15,000 datos por sensor.

El pseudo-espectro MUSIC obtenido de los bloques de datos del sistema de monitoreo se muestra en la figura 1.6. Las formas modales fueron obtenidas de los espectros correlacionados (figura 1.7).

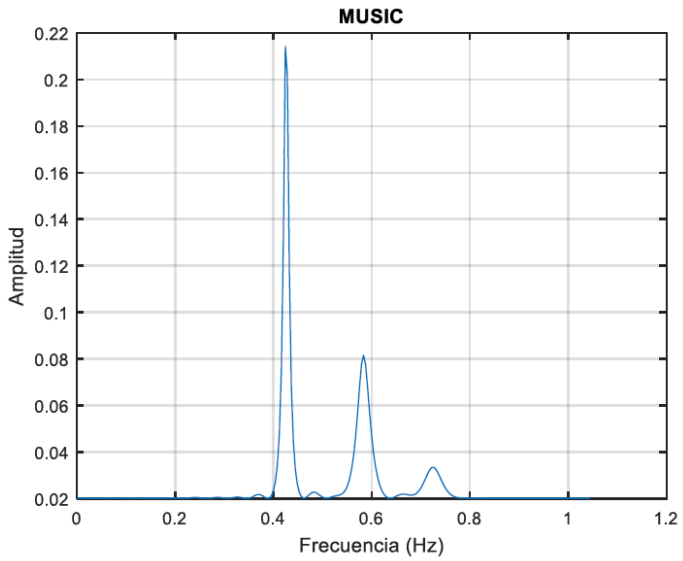

Figura 1.6 Espectro MUSIC para la señal de deformación

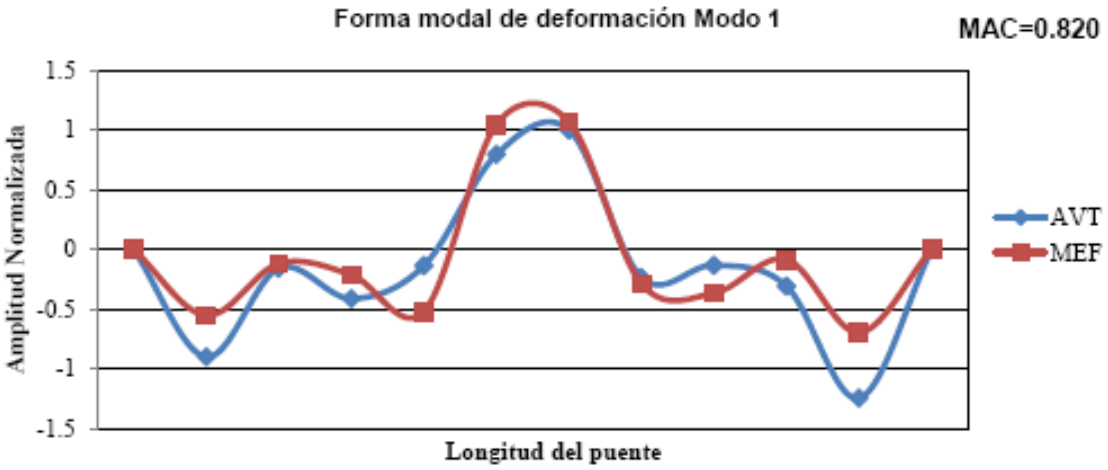

Figura 1.7 Forma modal del primer modo natural de vibración

Los valores de los 3 modos identificados se muestran en la tabla 1.1. Si bien, los parámetros obtenidos establecen una referencia para el monitoreo, aún es necesario identificar modos superiores a 1 Hz con el objetivo de calibrar un modelo de elementos finitos del puente y tener mayor información para el desarrollo de técnicas de detección de daño.

Por lo anterior, en esta investigación se propuso la implementación de la técnica EFDD (*Enhanced Frequency Domain Decomposition*) (Brincker, 2001a) para mejorar la estimación de las frecuencias naturales, formas modales y la razón de amortiguamiento.

Tabla 1.1 Parámetros modales identificados

Modo	Frecuencia (Hz)	MAC (%)	Descripción del Modo
1	0.416	82	Flexión del tablero
2	0.571	62	Flexión del tablero
3	0.651	71	Torsión del tablero

2. Marco Teórico

2.1 Análisis Modal Operacional

En el análisis modal tradicional, se requiere la medición de la respuesta estructural, así como de la fuerza de excitación con el objetivo de obtener las funciones de respuesta en frecuencia (FRF), de las que se pueden obtener los parámetros modales de la estructura (Marwala, 2010). No obstante, para estructuras civiles de gran tamaño, es difícil conseguir los medios de excitación contralada con la magnitud suficiente para excitar la estructura, esto aunado a la necesidad de cerrar la estructura al tráfico. Una alternativa cada vez más utilizada, es a través de la excitación bajo condiciones de operación normal o ambiental, como son: el flujo vehicular, el viento, el oleaje o los sismos. La gran ventaja de este tipo de pruebas, es su relativo bajo costo, debido a que no es necesario cerrar la estructura al tráfico, ni de conseguir medios controlados de excitación.

La idea fundamental dentro del análisis modal operacional, es que las excitaciones naturales de la estructura se aproximen a las características de un ruido blanco, es decir, que tengan una energía sobre las frecuencias naturales de la estructura, o al menos, que excite el rango de frecuencias de los modos de interés (Brincker y Ventura, 2015).

2.1.1 Descomposición Mejorada en el Dominio de la Frecuencia (EFDD)

En la técnica FDD (*Frequency Domain Decomposition*) el primer paso es estimar la matriz de Densidad Espectral de Potencia (PSD), la cual se define como la relación que existe entre las fuerzas desconocidas $f(t)$ y las respuestas $x(t)$, y puede expresarse como:

$$\left[\hat{G}_{xx}(i\omega)\right]=[\bar{H}(i\omega)]\left[\hat{G}_{ff}(i\omega)\right][H(i\omega)]^{T} \tag{2.1}$$

Donde la matriz $\hat{G}_{xx}(i\omega)$ es de tamaño *m* x *m,* siendo m el número de sensores, la matriz $\hat{G}_{ff}(i\omega)$ es de tamaño r x r, siendo r el número de entradas y $H(i\omega)$ es la matriz FRF.

En el caso en el que las funciones de excitación sean ruido blanco y que el amortiguamiento del sistema sea ligero, la matriz PSD puede descomponerse en un conjunto de funciones auto densidad espectral, cada una correspondiente a un sistema de un solo grado de libertad (SDOF) mediante:

$$\left[\hat{G}_{xx}(i\omega)\right]=[U_i]\ [S_i]\ \ [U_i]^{H} \tag{2.2}$$

Donde la matriz $[U_i] = [u_{i1}, u_{i2}, \ldots u_{im}]$ es una matriz unitaria de vectores singulares, y $[S_i]$ es una matriz diagonal de valores singulares. En el caso de que solo un modo sea dominante en determinada frecuencia *i*, el vector singular será una estimación cercana a la forma modal:

$$\hat{\varphi} = u_{i1} \tag{2.3}$$

Se puede decir que en este paso termina la técnica FDD, un segundo nivel en la implementación de este algoritmo consiste en estimar la función de auto densidad espectral correspondiente a un sistema SDOF, esta técnica es conocida como EFDD (*Enhanced Frequency Domain Decomposition*).

Para obtener la función SDOF, se comparan los valores de los vectores singulares cercanos al pico con respecto a la forma modal $\hat{\varphi}$. Mientras se encuentren vectores singulares con un valor MAC elevado, entonces los correspondientes valores singulares forman parte de la función SDOF. Una vez obtenidos los valores singulares S_1, que forman parte de la SDOF, estos son llevados de nuevo al dominio del tiempo a través de la transformada inversa de Fourier (IFFT), donde la frecuencia natural y el amortiguamiento pueden ser estimados mediante la transformada Hilbert (Sumali y Kellog, 2011).

2.1.2 Estimación de la frecuencia natural y amortiguamiento mediante la transformada Hilbert

La ecuación que describe el comportamiento libre de una función SDOF es:

$$v(t) = A_0 \exp(-\zeta\omega_n t) \cos(\omega_d t + \theta_0) \tag{2.4}$$

Donde A_0 es la amplitud inicial, ζ es el factor de amortiguamiento, ω_n es la frecuencia natural, ω_d es la frecuencia natural amortiguada, dada por $\omega_d = \omega_n\sqrt{1-\zeta^2}$ y θ_0 es el ángulo de fase. Para obtener un envolvente de la Ec. 2.7, la transformada Hilbert convierte la señal real *v(t)* a una forma compleja, llamada representación analítica, definida por:

$$V(t) = v(t) + i\tilde{v}(t) \tag{2.5}$$

La magnitud de la representación analítica es el envolvente de la señal real:

$$|V(t)| = A_0 \exp(-\zeta\omega_n t) \tag{2.6}$$

Al ajustar mediante mínimos cuadrados el envolvente de Hilbert se obtiene:

$$\zeta\omega_n = -C \tag{2.7}$$

Donde C es la constante de ajuste determinada por regresión lineal. Por otra parte, el ángulo de fase puede ser obtenido de la representación analítica mediante:

$$\theta(t)=\tan^{-1}\left(\tilde{v}(t)/v(t)\right) \tag{2.8}$$

Donde, en principio, la frecuencia natural amortiguada ω_d puede ser obtenida numéricamente al derivar en ángulo de fase mediante:

$$\omega_d=\frac{d\theta(t)}{dt} \tag{2.9}$$

Por lo que, al conocer la frecuencia natural amortiguada y la constante C, se obtiene:

$$\omega_n=\sqrt{\omega_d{}^2+C^2} \tag{2.10}$$

Y con la frecuencia natural conocida, se obtiene el valor del factor de amortiguamiento mediante:

$$\zeta = -C/\omega_n \tag{2.11}$$

2.2 Correlación de la información modal y calibración del modelo de elementos finitos

Como se mencionó anteriormente, el seguimiento a los modos naturales de vibración del puente se realiza utilizando las señales de deformación de los extensómetros de las vigas principales, por lo que, las formas modales obtenidas del análisis corresponden a las deformaciones asociadas a los desplazamientos verticales del puente. Para correlacionar las formas modales del monitoreo con sus contrapartes del modelo de elementos finitos es necesario establecer la relación que existe entre desplazamientos y deformaciones, que puede expresarse como (Doyle, 1991):

$$\epsilon=-y\cdot\frac{d^2v}{dx^2} \tag{2.12}$$

Esta relación es válida para pequeños desplazamientos, situación que se cumple en el análisis modal, por lo cual podemos expresar las formas modales de deformación como (Marques, 2015):

$$\varphi= -y \cdot \hat{x}'' \tag{2.13}$$

Donde φ es el vector propio relacionado con la forma modal de deformación, $\hat{x}$ es el vector de forma modal de desplazamiento y es la distancia del centroide del elemento al punto donde se desea conocer la deformación unitaria. Al utilizar la Ec. 2.13 pueden calcularse las formas modales de deformación del modelo de elemento finito y compararlas con las obtenidas del monitoreo a través del criterio MAC (Allemang, 1982). Una vez identificados los modos de vibración del modelo que corresponden a los obtenidos del monitoreo se procede a comprar los valores de las frecuencias naturales y determinar si se requiere ajustar las propiedades de los

parámetros estructurales del modelo. Para ajustar los valores de los parámetros estructurales del modelo, en esta investigación fue utilizado el algoritmo de Gauss-Newton (Friswell y Mottershead, 1995) (Anaya *et. al*, 2018), el cual consiste primeramente en evaluar el cambio que produce un pequeño incremento $\boldsymbol{h}$ en los parámetros del modelo $\boldsymbol{a}$ en las respuestas estructurales $\boldsymbol{u}$, lo que se conoce como sensibilidad $\boldsymbol{S}$, la cual se obtiene mediante:

$$S_{i,j}=\frac{u_i(a_j^0+h)-u_i(a_j^0)}{h} \tag{2.14}$$

Donde el incremento $\boldsymbol{h}$ se fija usualmente del 5% del valor inicial del parámetro estructural. Debido a que las unidades de la sensibilidad de la Ec. 2.14 pueden derivar en cantidades poco manejables, usualmente se procede a normalizar el valor de la sensibilidad con respecto a los parámetros y a las respuestas estructurales como sigue:

$$\psi_{i,j}=S_{i,j}a_j \tag{2.15}$$

$$\boldsymbol{\Psi}_{i,j}=V_j\frac{\psi_{i,j}}{u_i} \tag{2.16}$$

Donde V_j es el coeficiente de variación de los parámetros. La ecuación matricial del método Gauss-Newton para ajustar los parámetros del modelo de elemento finito se muestra a continuación:

$$\left[[\psi]^T[W_z][\psi]+\lambda\left[W_p\right]\right]\{\tilde{P}_{k+1}\}=\left[[\psi]^T[W_z]\right]\{d-u_k+\psi\tilde{P}_n\}+\lambda\left[W_p\right]\{\tilde{P}_k\} \tag{2.17}$$

Donde $\tilde{P}$ es el valor de las escalas de los parámetros estructurales en la k-ésima iteración, $\boldsymbol{d}$ y $\boldsymbol{u}$ son los vectores de respuestas estructurales de medición y del modelo respectivamente, W_z es la matriz diagonal de pesos de las mediciones experimentales, la cual se definió como el reciproco de la varianza de cada una de las mediciones experimentales (Friswell y Mottershead, 1995) como sigue:

$$W_z=\mathrm{diag}\left(\frac{1}{(V_id_i)^2},\ldots,\frac{1}{(V_nd_n)^2}\right) \tag{2.18}$$

Donde V_i es el coeficiente de variación de la i-ésima medición. Por último, W_p es la matriz diagonal de pesos de los parámetros estructurales, la cual se definió como el reciproco de la varianza del valor de los parámetros estructurales del modelo (Schlune y Plos, 2008) tal que:

$$W_p=\mathrm{diag}\left(\frac{1}{V_j^2},\ldots,\frac{1}{V_n^2}\right) \tag{2.19}$$

3. Análisis Modal Operacional del Puente Río Papaloapan

En este capítulo se presenta la metodología implementada para identificar los parámetros modales del puente Río Papaloapan utilizando la técnica EFDD con la información del sistema de monitoreo. En la figura 3.1 se muestra el esquema de la metodología.

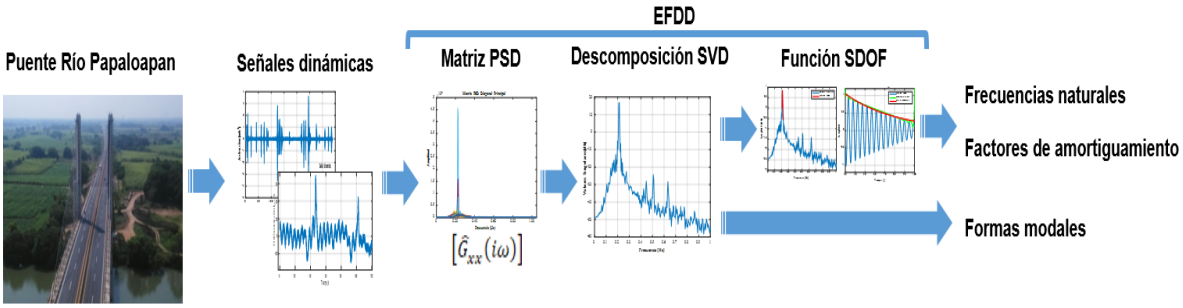

Figura 3.1 Metodología para identificar los parámetros modales

La identificación de los parámetros modales del puente Río Papaloapan se realizó utilizando las señales de los extensómetros colocados en las vigas principales, por lo que solamente pudieron identificarse modos de verticales de flexión y torsión del tablero. Desafortunadamente, debido al daño de los lazos de fibra óptica por trabajos de mantenimiento del puente, se ha perdido información de algunos sensores del puente. Ante esta situación, se propuso analizar los datos del año 2016, año en el que se contaba con la información de todos los extensómetros para identificar la mayor cantidad posible de modos naturales de vibrar y establecer una referencia para el seguimiento de sus parámetros modales.

3.1 Proceso de análisis

Las señales del sistema de monitoreo fueron adquiridas con una frecuencia de muestreo de 125 Hz en el año 2016, mientras que de 2017 en adelante se decidió reducir esta frecuencia a 62.5 Hz. Para su análisis, se consideraron arreglos de 6000 segundos de duración. La respuesta típica producto de excitaciones ambientales se muestra en la figura 3.2.

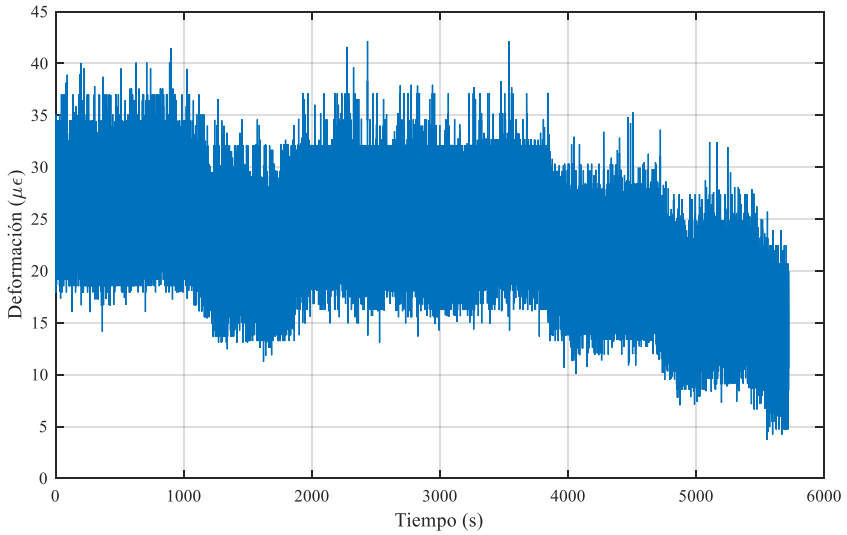

Figura 3.2 Señal de deformación producto de excitaciones ambientales

Con el objetivo de disminuir los efectos (frecuencias bajas) producidos por el paso de los vehículos y el cambio en la tendencia de la señal, se aplicó un filtro tipo *Butterworth* pasa altas de orden 2, con una frecuencia de corte de 0.30 Hz. Al aplicar el filtro con las características mencionadas a la señal mostrada en la figura 3.2 se obtiene la siguiente señal (Figura 3.3):

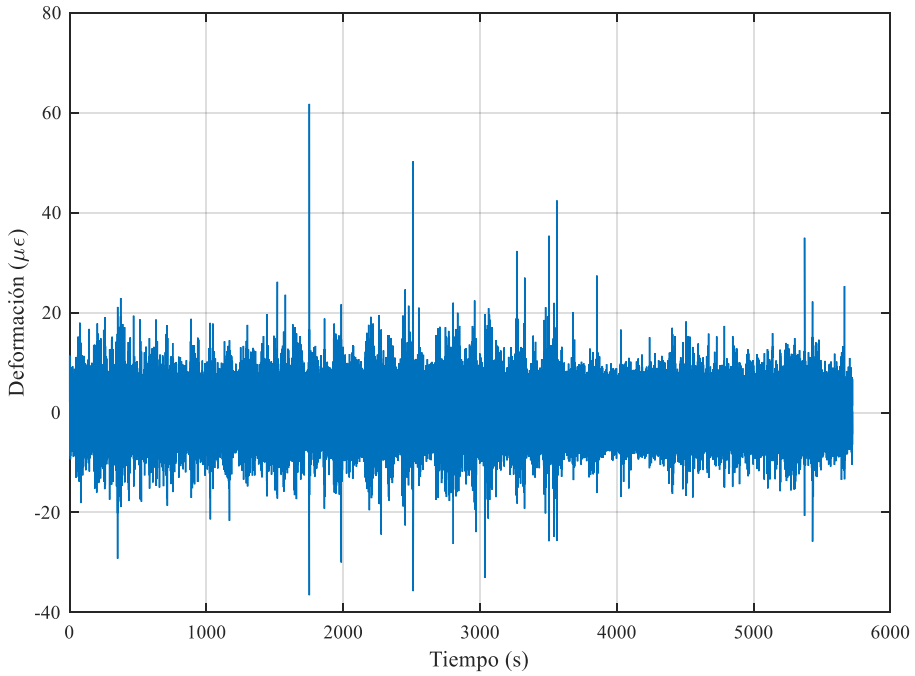

Figura 3.3 Señal de deformación tras el filtrado pasa altas

Tras el filtrado, se procedió a calcular la matriz PSD $\left[\hat{G}_{xx}(i\omega)\right]$ a través de la correlación auto y cruzada de todos los sensores considerados en el dominio de la frecuencia. Este procedimiento involucró aplicar una ventana tipo Hanning a cada señal en periodos de 60 segundos, por lo que los componentes de la matriz $\hat{G}_{xx}(i\omega)$ son el promedio de las correlaciones. En total, la matriz PSD de cada bloque de datos tiene un tamaño de 20 x 20 en cada punto de frecuencia. La diagonal principal de la matriz PSD consta de las auto-correlaciones de todos los sensores, mientras que los elementos fuera de la diagonal representan todas las correlaciones cruzadas de los sensores. Al descomponer la matriz PSD en cada punto de frecuencia mediante la técnica SVD, fueron obtenidos los valores y vectores singulares. El espectro obtenido se muestra en la figura 3.4, los valores en azul y en anaranjado representan a los primeros y segundos valores singulares respectivamente.

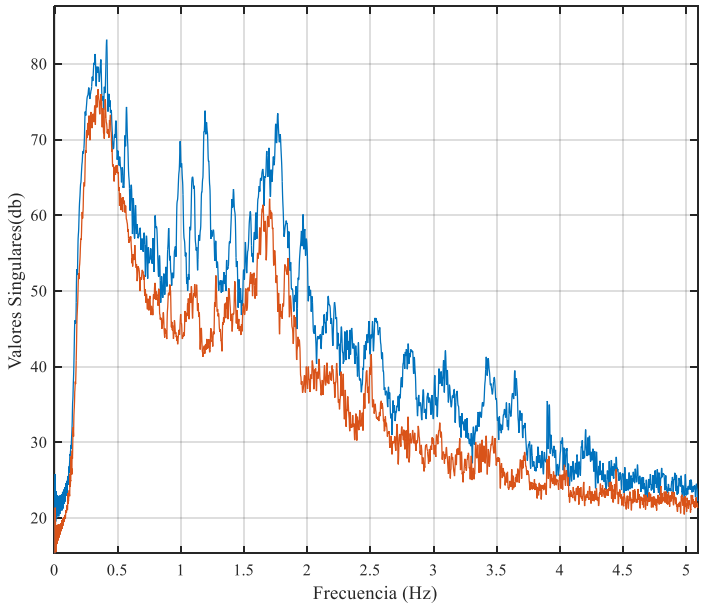

Figura 3.4 Espectro de valores singulares

En el espectro de la figura 3.4, se pueden apreciar los picos que corresponden a los modos naturales de vibración del puente, donde la mayor densidad de estos, se concentra en un rango de frecuencias de 0.4 a 4.5 Hz. Para estimar el valor de la frecuencia natural y amortiguamiento de cada modo, una vez identificados los picos del espectro, se procedió a calcular las funciones SDOF del sistema, al transformar al dominio del tiempo la parte de los picos del espectro asociados a la función SDOF, mediante la transformada inversa de Fourier (IFFT).

La parte del pico asociada a la función SDOF fue identificada con el criterio MAC, donde se comparó el vector singular correspondiente al pico, con los vectores correspondientes a las frecuencias aledañas. Si el valor MAC de un vector aledaño

supera el 90% de correlación, este se considera parte de la función SDOF. Al identificar estos valores, se procedió a poner en ceros todos los demás valores que no fueran parte de la función SDOF y aplicar la IFFT. En la figura 3.5 se muestra en rojo la parte del espectro utilizada para calcular la función SDOF correspondiente al primer pico, así como la parte de la función SDOF en el dominio del tiempo la cual exhibe un solo componente de frecuencia y un decaimiento asociado a la razón de amortiguamiento. Para calcular el valor de los parámetros modales, se utilizó la transformada Hilbert en una zona donde se puede apreciar un decaimiento logarítmico, es decir, se dejó fuera de la identificación la parte inicial y final de la función SDOF, con el fin de evitar los efectos de ruido de la señal.

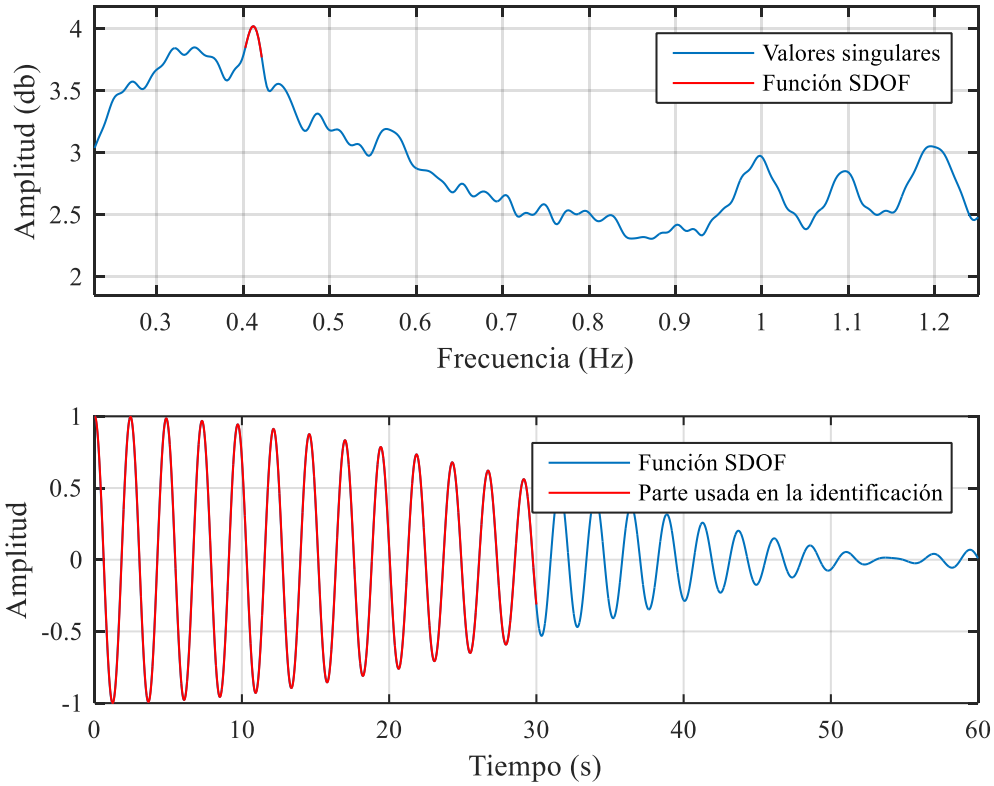

Figura 3.5 Función SDOF analizada para obtener los parámetros modales

3.2 Identificación de los modos naturales de vibración del puente Río Papaloapan

De los datos analizados de 2016, se identificaron 14 modos naturales de vibración al comparar las formas modales de vibración asociadas a cada modo con las del modelo de elemento finito a través del MAC. Las formas modales de deformación de los 14 modos se muestran en las figs. 3.6 a 3.19, donde cada punto representa

la amplitud de un sensor de deformación instalado en las vigas principales del puente, tanto aguas arriba como aguas abajo.

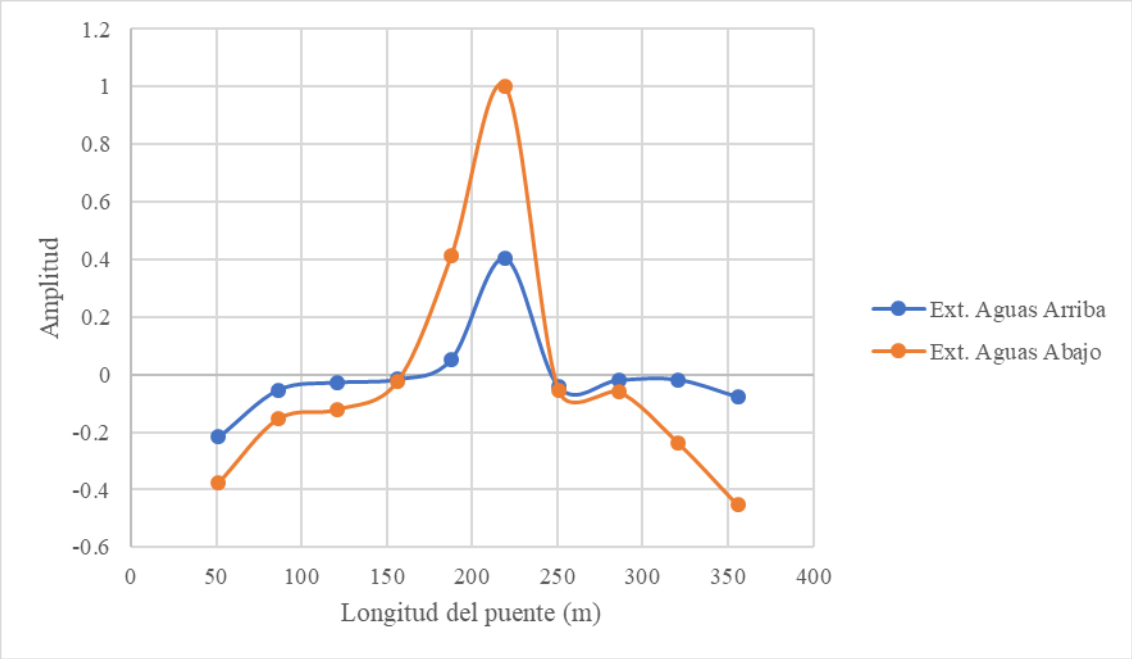

Figura 3.6 Forma modal del modo 1 (Flexión vertical del tablero)

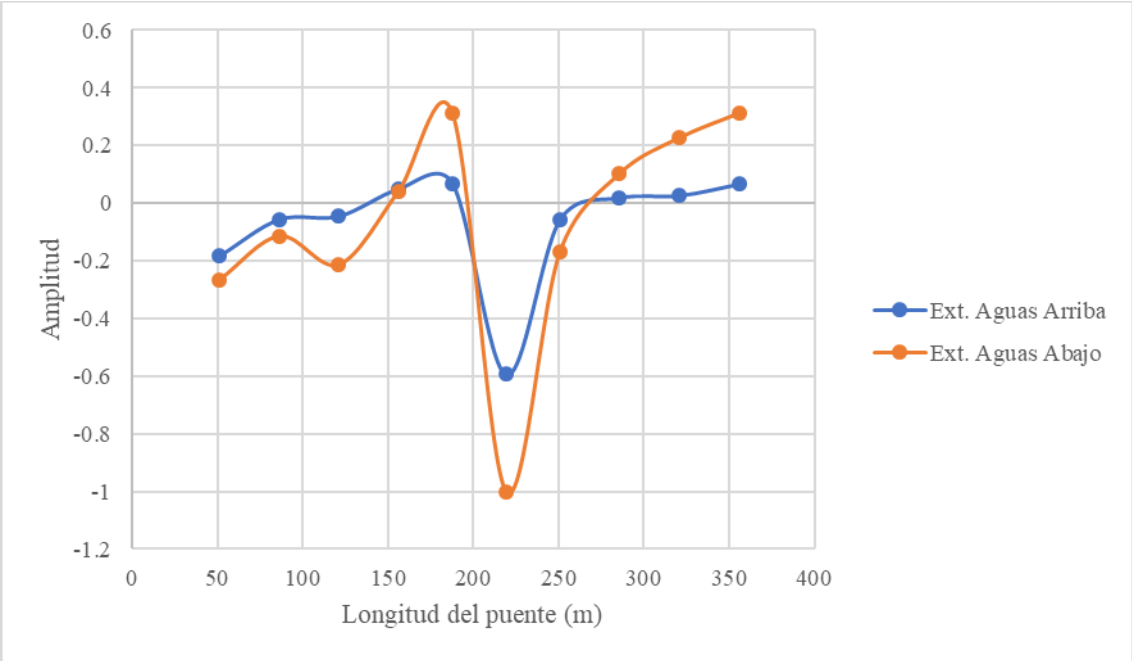

Figura 3.7 Forma modal del modo 2 (Flexión vertical del tablero)

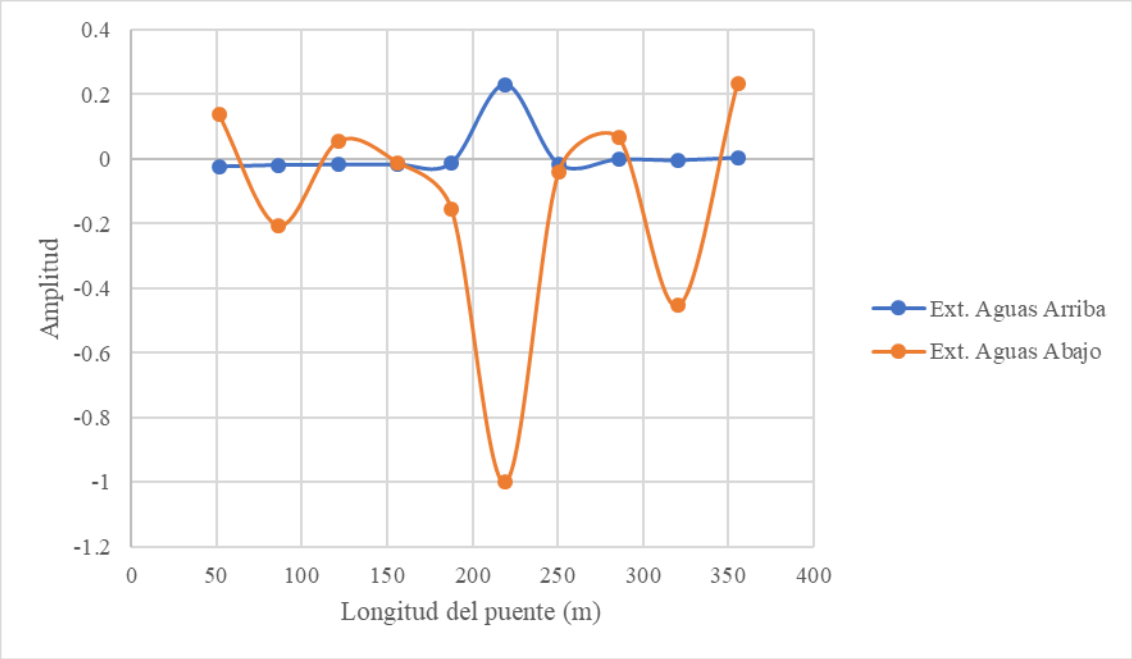

Figura 3.8 Forma modal del modo 3 (Torsión del tablero)

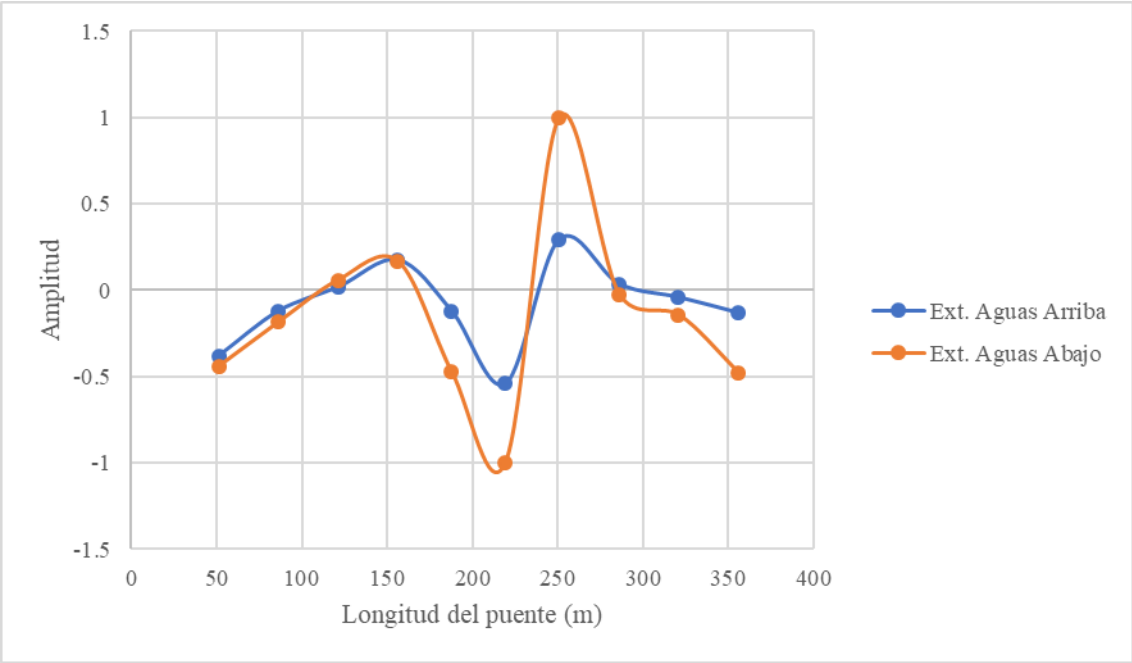

Figura 3.9 Forma modal del modo 4 (Flexión vertical del tablero)

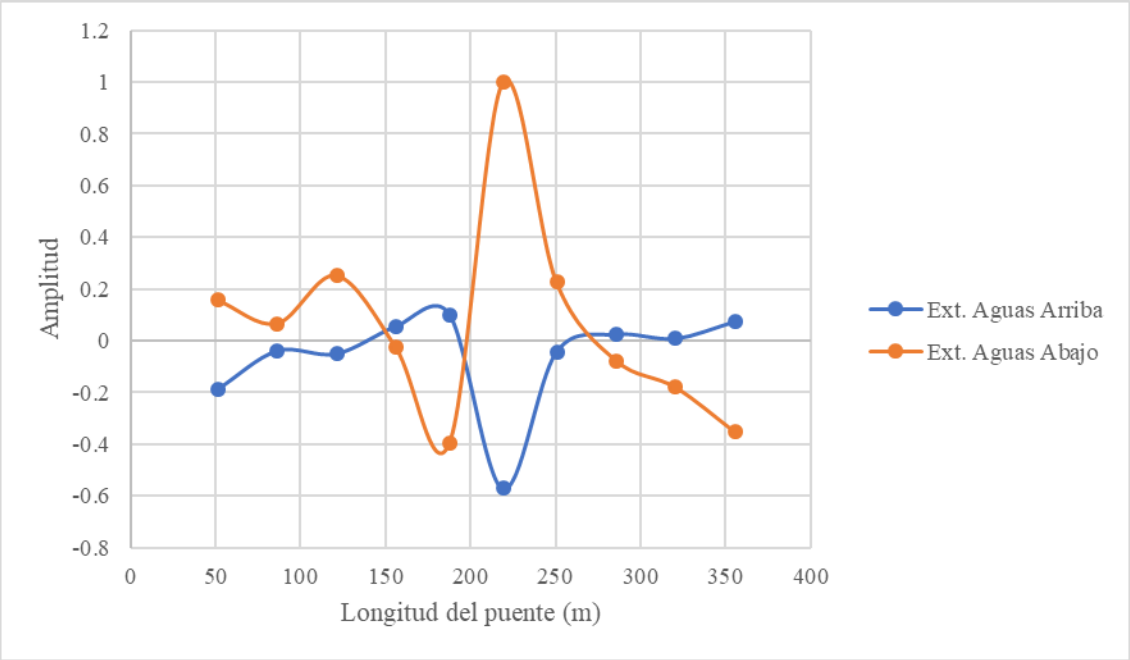

Figura 3.10 Forma modal del modo 5 (Torsión del tablero)

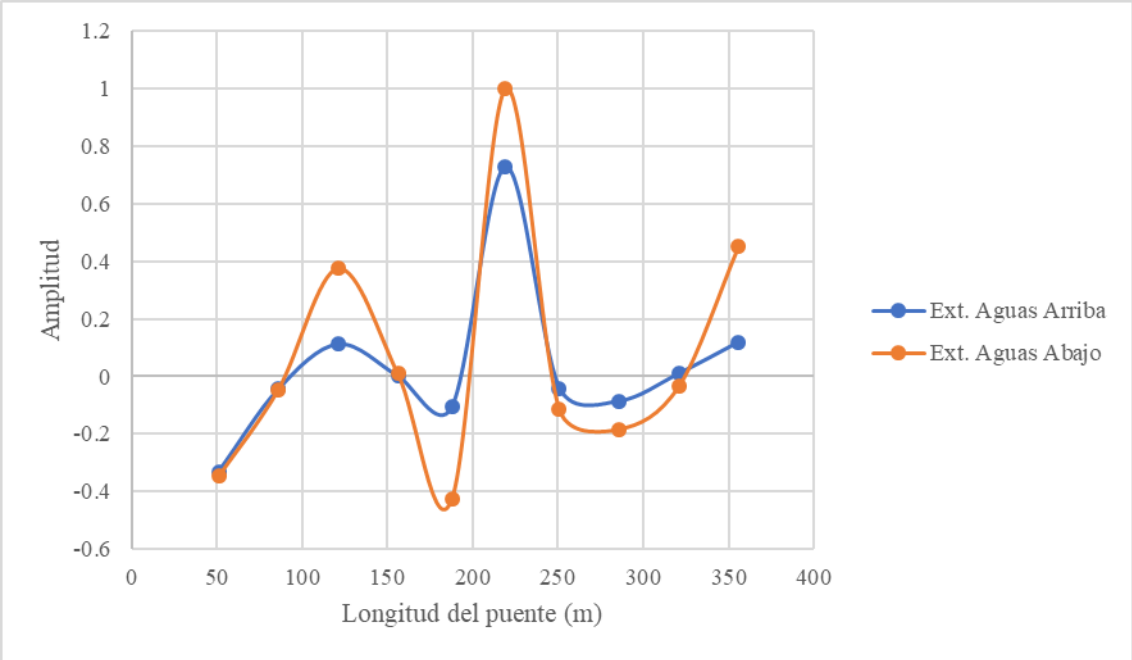

Figura 3.11 Forma modal del modo 6 (Flexión vertical del tablero)

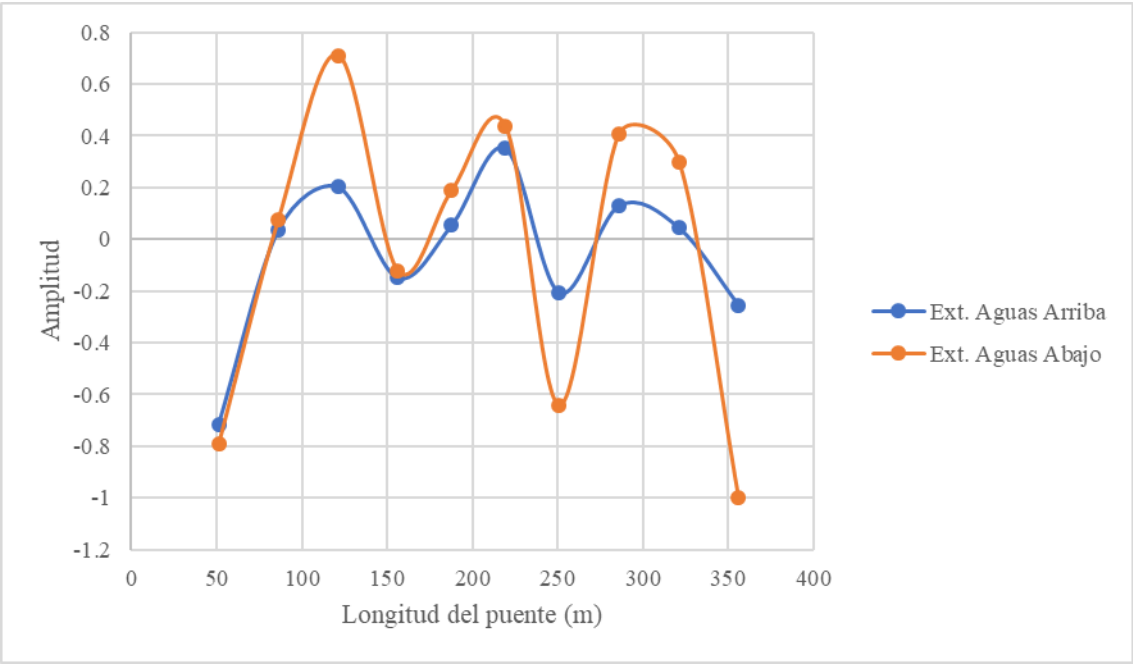

Figura 3.12 Forma modal del modo 7 (Flexión vertical del tablero)

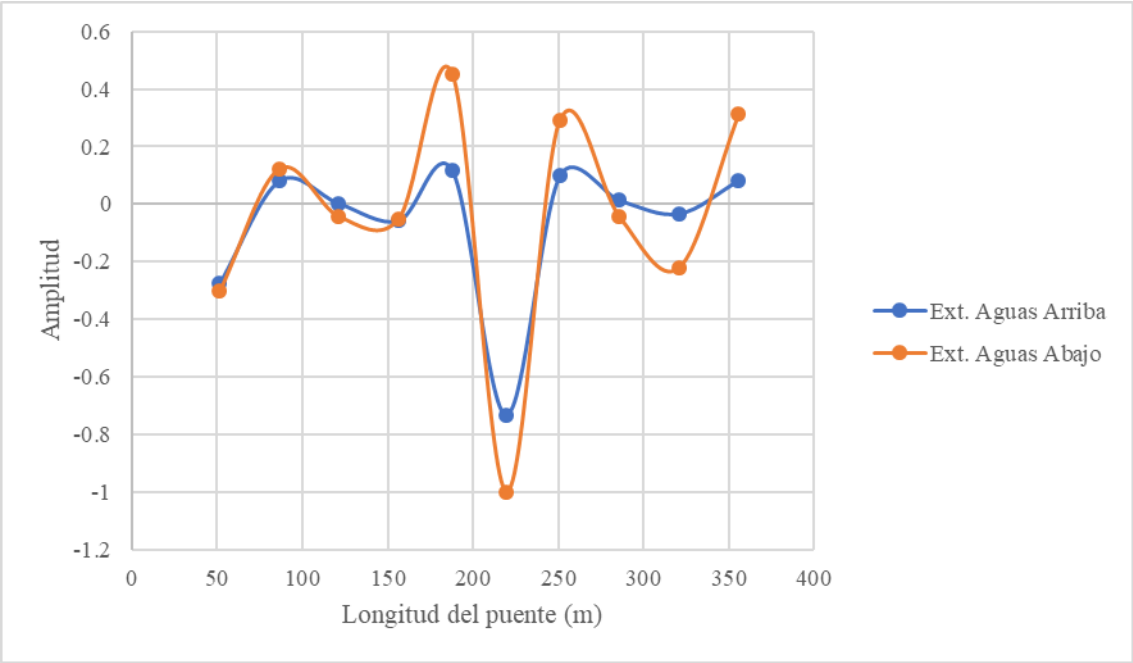

Figura 3.13 Forma modal del modo 8 (Flexión vertical del tablero)

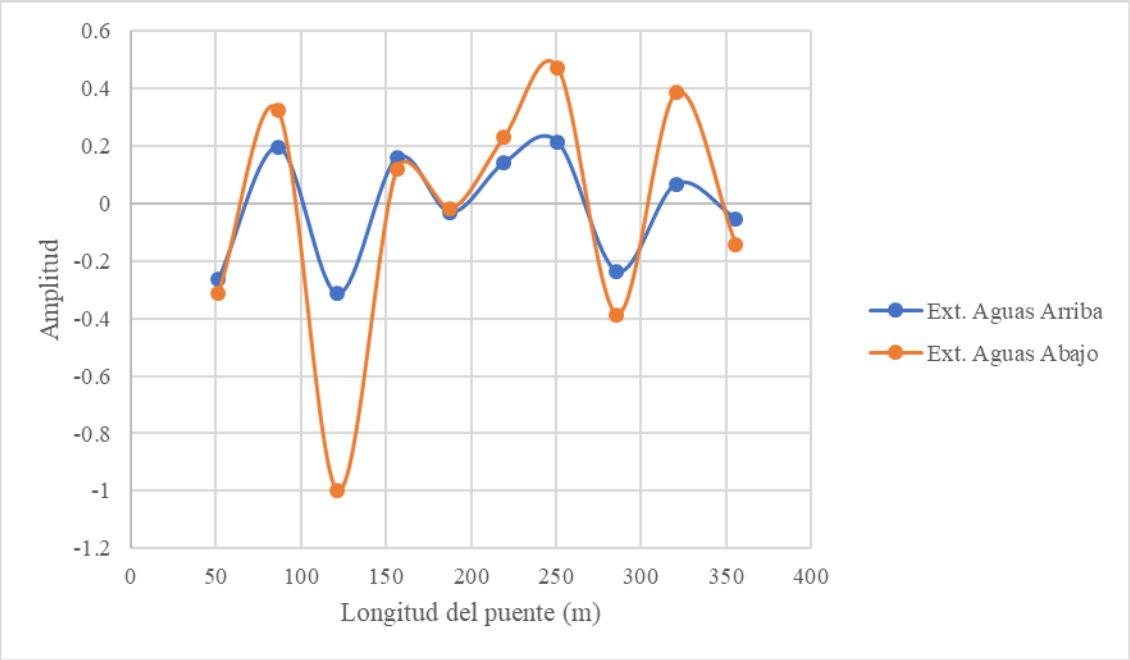

Figura 3.14 Forma modal del modo 9 (Flexión vertical del tablero)

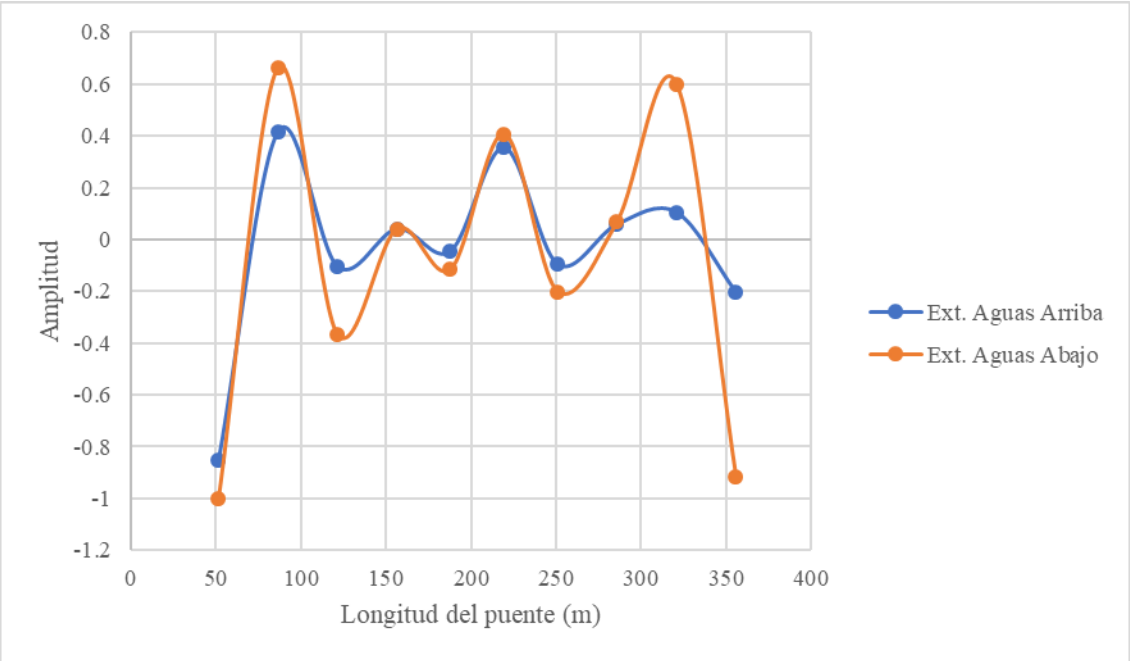

Figura 3.15 Forma modal del modo 10 (Flexión vertical del tablero)

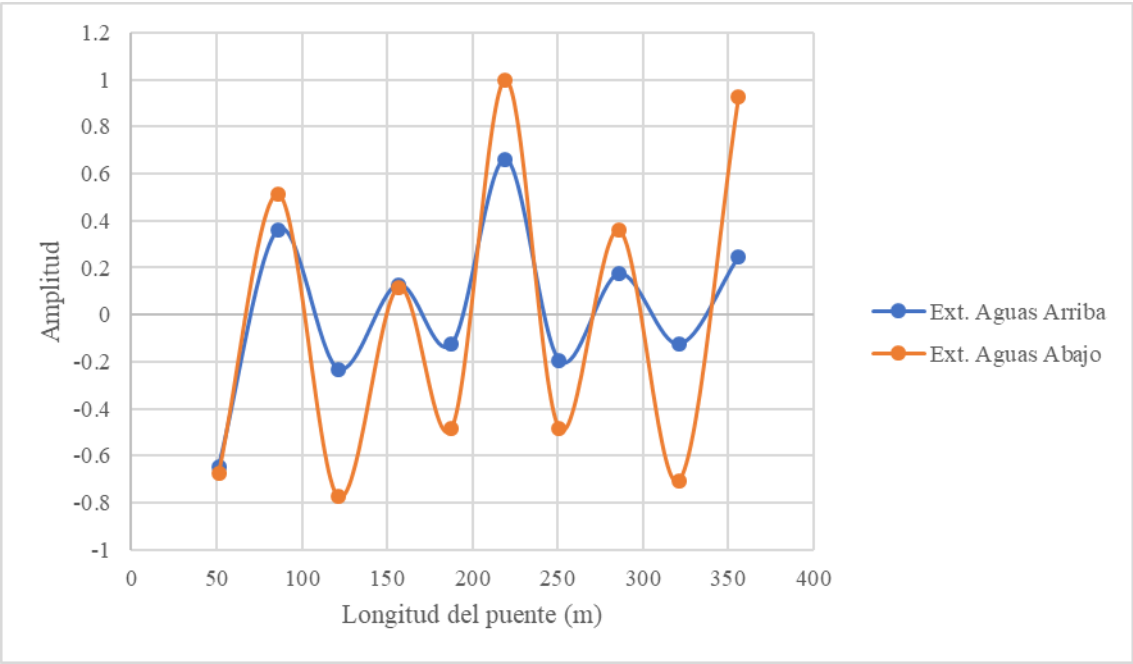

Figura 3.16 Forma modal del modo 11 (Flexión vertical del tablero)

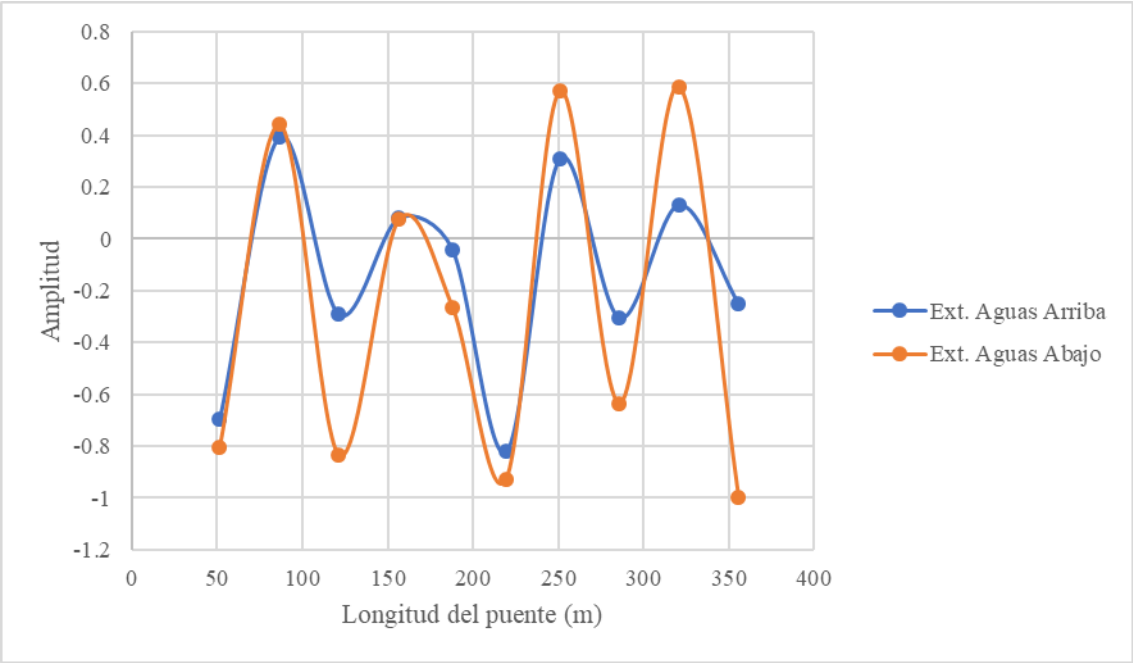

Figura 3.17 Forma modal del modo 12 (Flexión vertical del tablero)

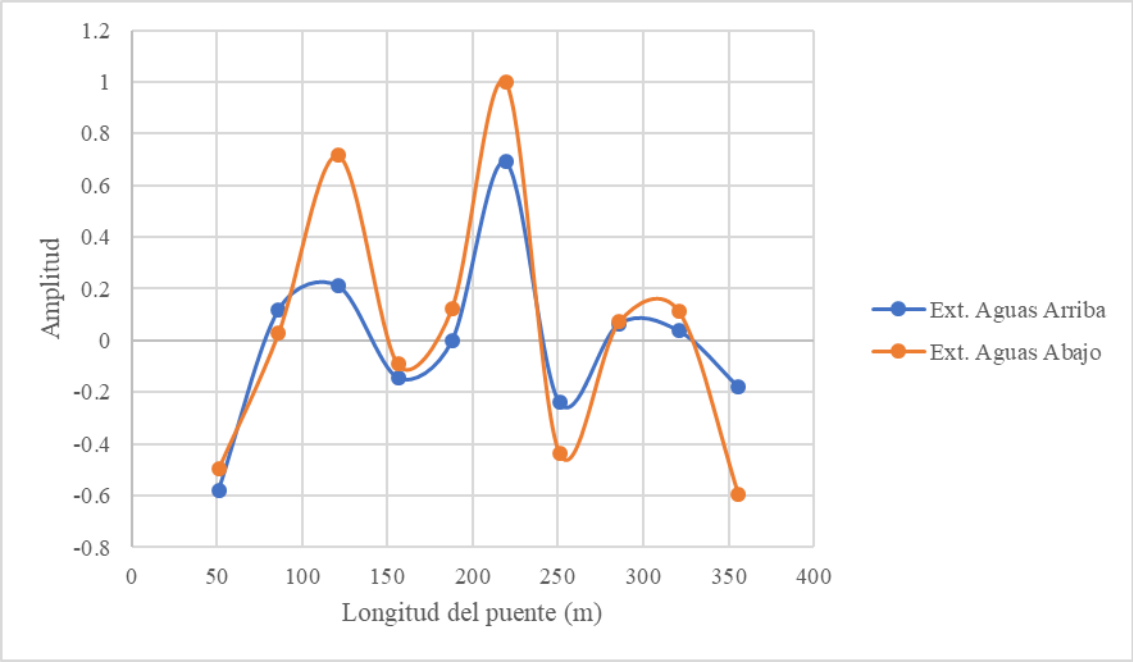

Figura 3.18 Forma modal del modo 13 (Flexión vertical del tablero)

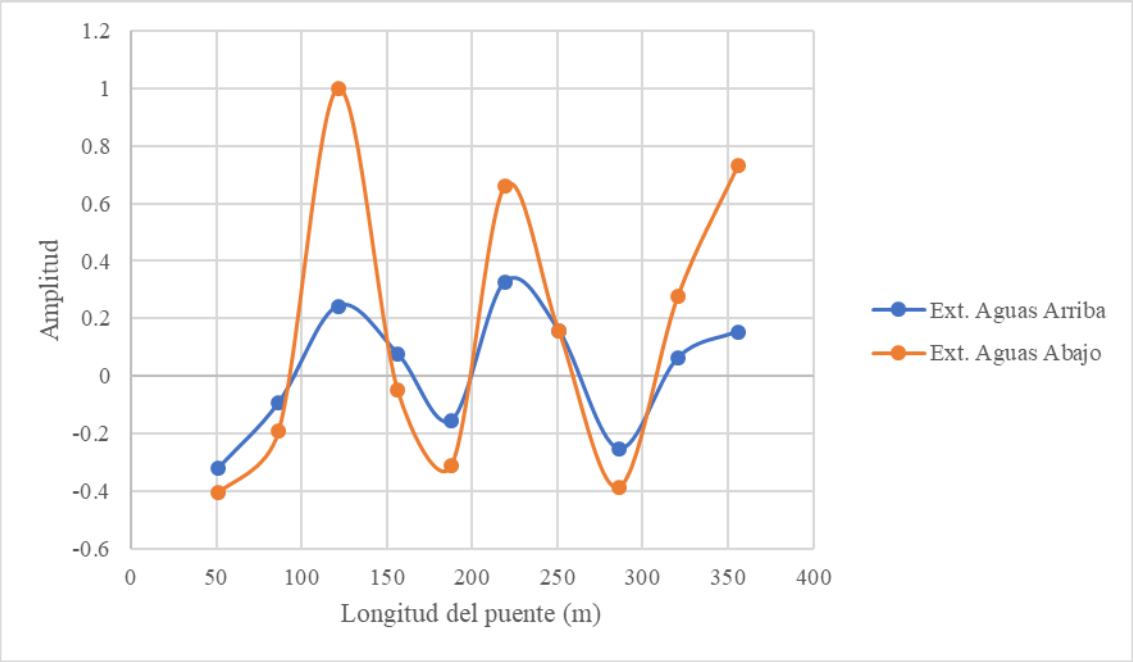

Figura 3.19 Forma modal del modo 14 (Flexión vertical del tablero)

3.3 Desarrollo del modelo de elementos finitos del puente Río Papaloapan

Con el objetivo de correlacionar y evaluar los parámetros obtenidos del análisis de la información del sistema de monitoreo se procedió a actualizar el modelo de elementos finitos desarrollado en anteriores investigaciones (Quintana *et.al*, 2012) en el software StaDyn (Doyle, 1991). Una vista del modelo se muestra en la figura 3.20.

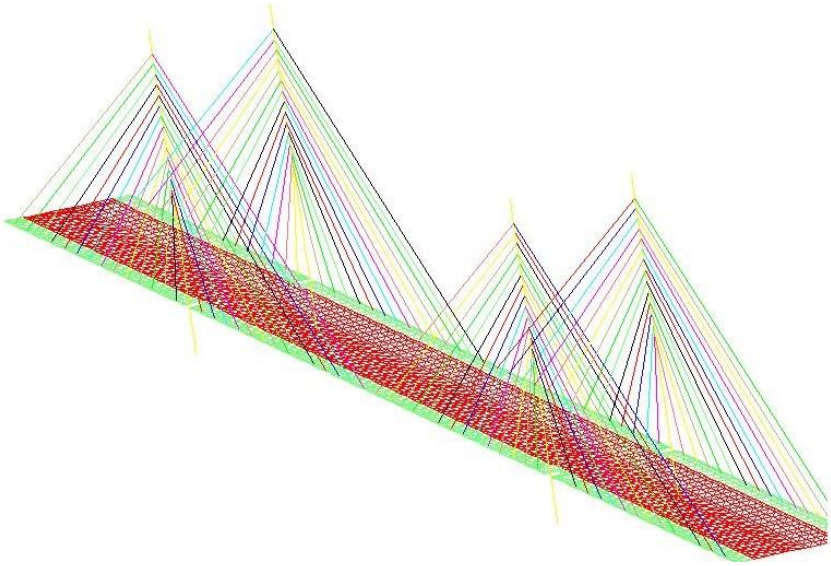

Figura 3.20 Modelo de elementos finitos del puente Río Papaloapan

Para su análisis, en este modelo se representan la losa del puente a través de elementos tipo placa, mientras que las vigas principales, vigas transversales (costillas) y torres se simulan a través de elementos tipo viga. Por último, para representar los 112 tirantes del puente, se utilizaron elementos tipo armadura, donde un único elemento, con un módulo de elasticidad equivalente, se emplea para modelar el tirante (Ernst, 1984). En total, se emplearon 119 materiales para asignar a cada uno de los elementos del modelo las propiedades mecánicas de los elementos estructurales que representan.

En cuanto a las condiciones de frontera, el estribo del puente, lado Acayucan, se consideró restringido en la dirección del puente longitudinal (X), transversal (Y) y vertical (Z) por constantes elásticas que dependen de la rigidez del neopreno, mientras que, el estribo lado La Tinaja, se consideró como un apoyo móvil restringido únicamente en el sentido vertical y transversal. Las torres del puente se consideraron totalmente empotradas en su base.

3.4 Calibración del modelo de EF

Tras identificar los modos del modelo de EF que corresponden a los obtenidos del análisis de la información del monitoreo del puente, se calcularon los porcentajes de diferencia de las frecuencias naturales de estos a través de la siguiente ecuación:

$$Diferencia = 100 * \left(\frac{frec.\ mef - frec.\ monitoreo}{frec.\ monitoreo}\right) \tag{3.1}$$

Los porcentajes de diferencia para el modelo inicial se muestran en la tabla 3.1. Como se puede apreciar, existen diferencias significativas en la mayoría de las frecuencias naturales, por lo que se procedió a calibrar el modelo de elementos finitos.

Tabla 3.1 Porcentajes de diferencia para el modelo inicial

Modo	Frec. Monitoreo (Hz)	Frec. Mef (Hz)	Diferencia (%)
1	0.4101	0.4011	-2.18
2	0.5700	0.5236	-8.14
3	0.6471	0.5998	-7.32
4	0.7997	0.7482	-6.44
5	0.9032	0.8527	-5.60
6	0.9925	0.9046	-8.86
7	1.0978	0.9864	-10.15
8	1.1985	1.0755	-10.27
9	1.4149	1.2634	-10.71
10	1.6785	1.4558	-13.27
11	1.7655	1.7477	-1.01
12	1.9794	1.8037	-8.88
13	2.5574	2.1530	-15.81
14	2.7993	2.3656	-15.49

Para identificar los parámetros estructurales del modelo que influyen en la respuesta estructural de interés, se calcularon los valores de sensibilidad de cada uno de ellos. Del análisis, se determinaron 5 parámetros que influyen en la mayoría de modos identificados, los cuales son:

1) Módulo de elasticidad del concreto de las torres (30 GPa).
2) Módulo de elasticidad del concreto de las vigas principales (30 GPa).
3) Módulo de elasticidad del concreto de las vigas transversales (30 GPa).
4) Módulo de elasticidad del concreto de la losa (30 GPa).
5) Peso volumétrico del concreto de la losa (2400 kg/m^3).

Tras 6 iteraciones se consiguió la convergencia de los valores de los parámetros del modelo (figura 3.21). En la Tabla 3.2 se muestran las diferencias obtenidas tras la calibración del modelo.

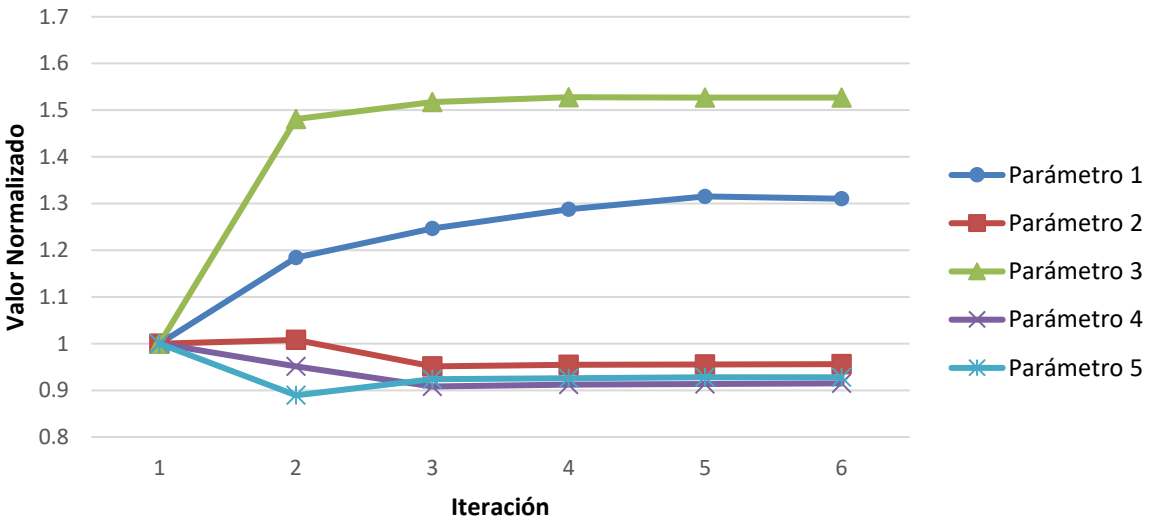

Figura 3.21 Convergencia de los valores de los parámetros estructurales

Tabla 3.2 Porcentajes de diferencia para el modelo calibrado

Modo	Frec. Monitoreo (Hz)	Frec. Mef (Hz)	Diferencia (%)
1	0.4101	0.4140	0.95
2	0.5700	0.5542	-2.77
3	0.6471	0.6314	-2.44
4	0.7997	0.7992	-0.06
5	0.9032	0.9169	1.51
6	0.9925	0.9663	-2.64
7	1.0978	1.0394	-5.31
8	1.1985	1.1280	-5.88
9	1.4149	1.3383	-5.41
10	1.6785	1.7228	2.64
11	1.7655	1.8117	2.62
12	1.9794	1.9683	-0.56
13	2.5574	2.3758	-7.10
14	2.7993	2.6508	-5.31

Adicionalmente a las frecuencias naturales, se ajustarón los valores de las tensiones de los tirantes del puente. Para la calibración, se consideraron los pesajes directos realizados por la empresa contratista. La calibración de las fuerzas de tensión en los tirantes terminó hasta que se obtuvieron valores aceptables, la comparación de

las tensiones para los tirantes aguas arriba y aguas abajo se muestran en las figuras 3.22 y 3.23 respectivamente.

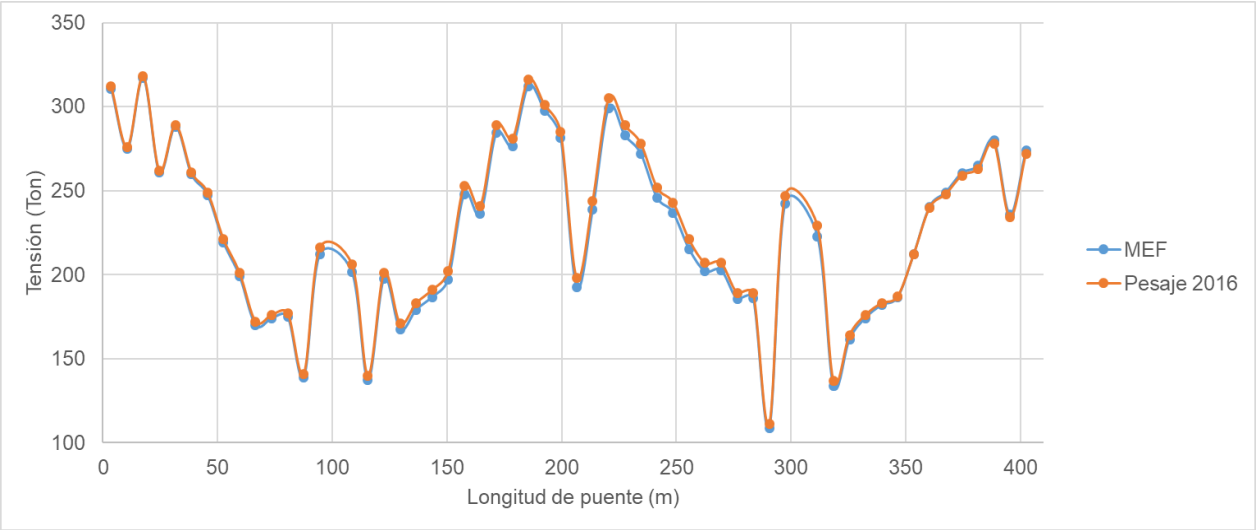

Figura 3.22 Comparación de las tensiones de los tirantes lado aguas arriba

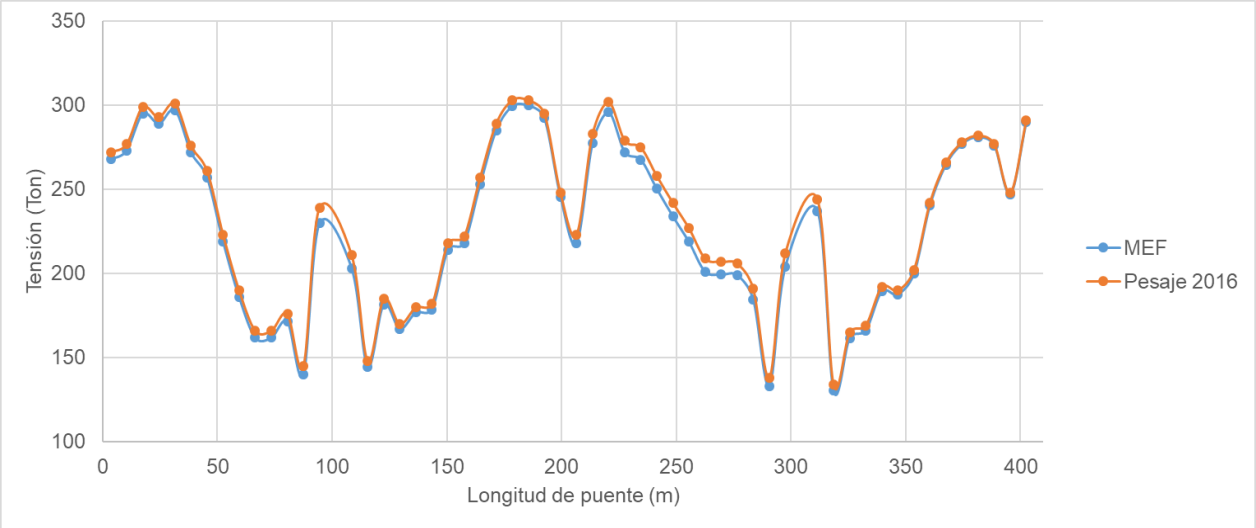

Figura 3.23 Comparación de las tensiones de los tirantes lado aguas abajo

4. Seguimiento del comportamiento de las respuestas estructurales

A continuación, se presenta el seguimiento realizado en el tiempo a los valores de las respuestas estructurales como son las frecuencias naturales de los modos identificados con los datos de 2016. Los valores reportados corresponden al periodo comprendido desde finales de 2018 a hasta el 2021. Para cada gráfico se muestran las fechas donde ocurrieron las maniobras de tensado y destensado de tirantes del proceso de rehabilitación del puente. El monitoreo de las frecuencias naturales de los 14 primeros modos de vibración del puente Río Papaloapan se muestran en las figuras 4.1 a 4.14.

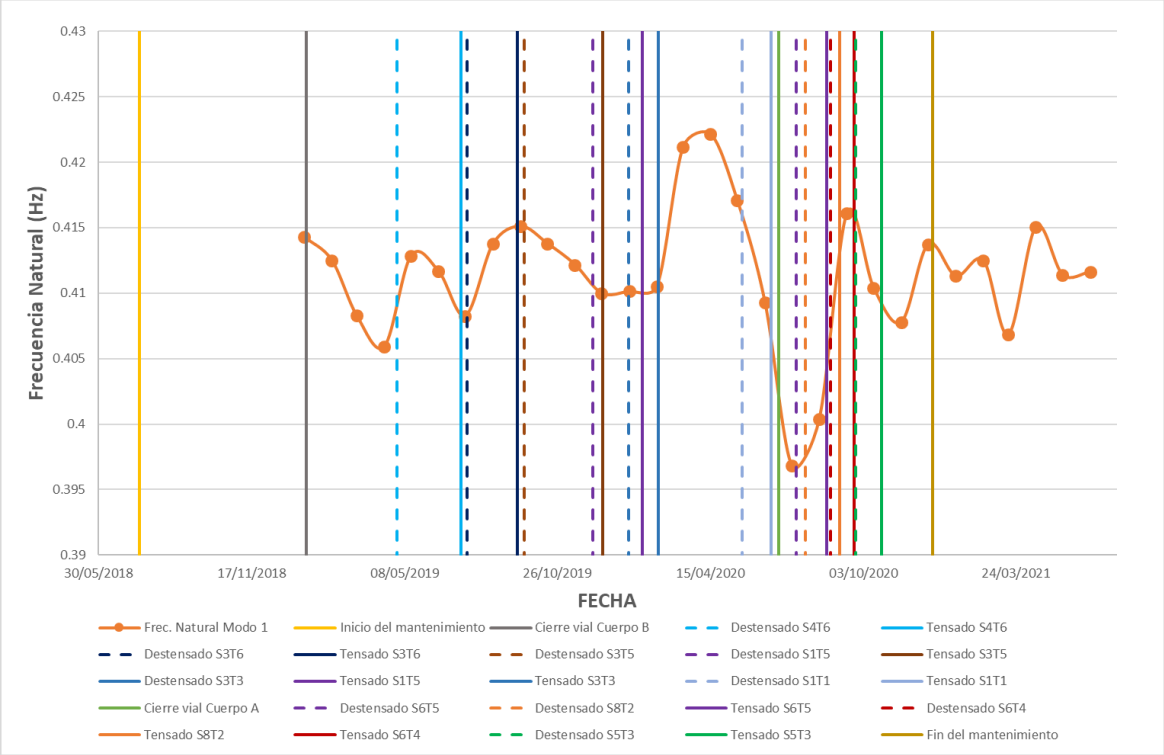

Figura 4.1 Seguimiento a la frecuencia natural del modo 1

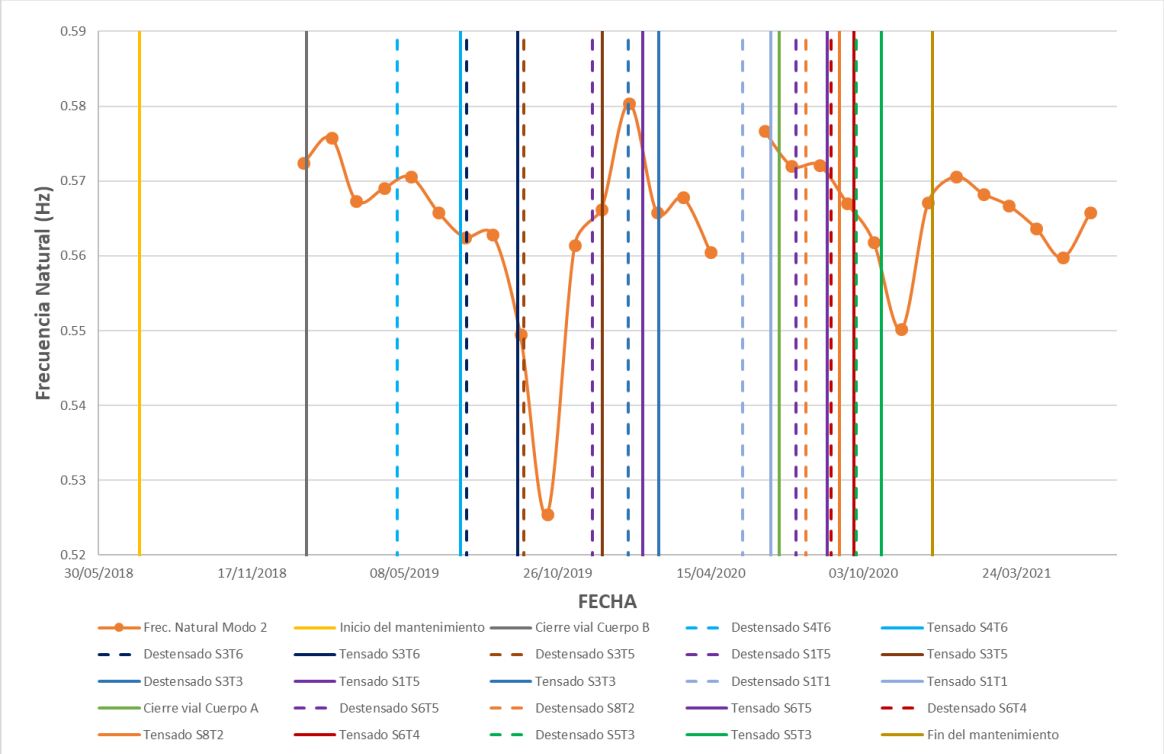

Figura 4.2 Seguimiento a la frecuencia natural del modo 2

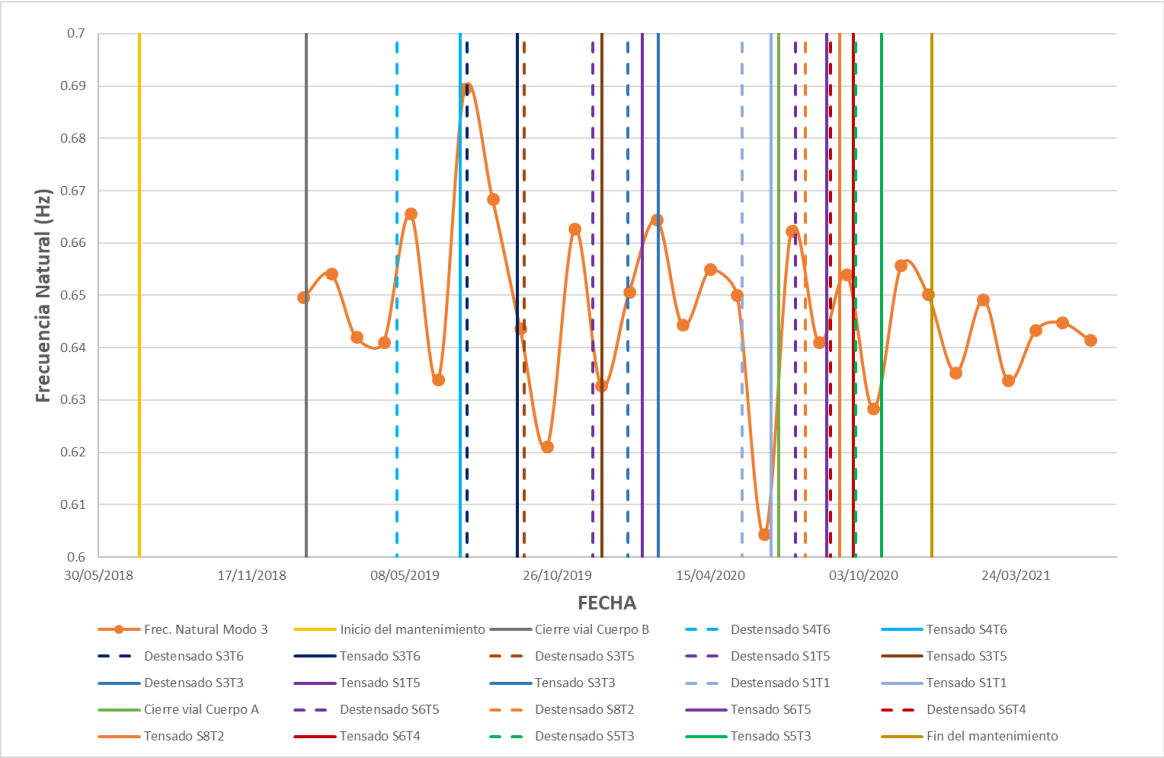

Figura 4.3 Seguimiento a la frecuencia natural del modo 3

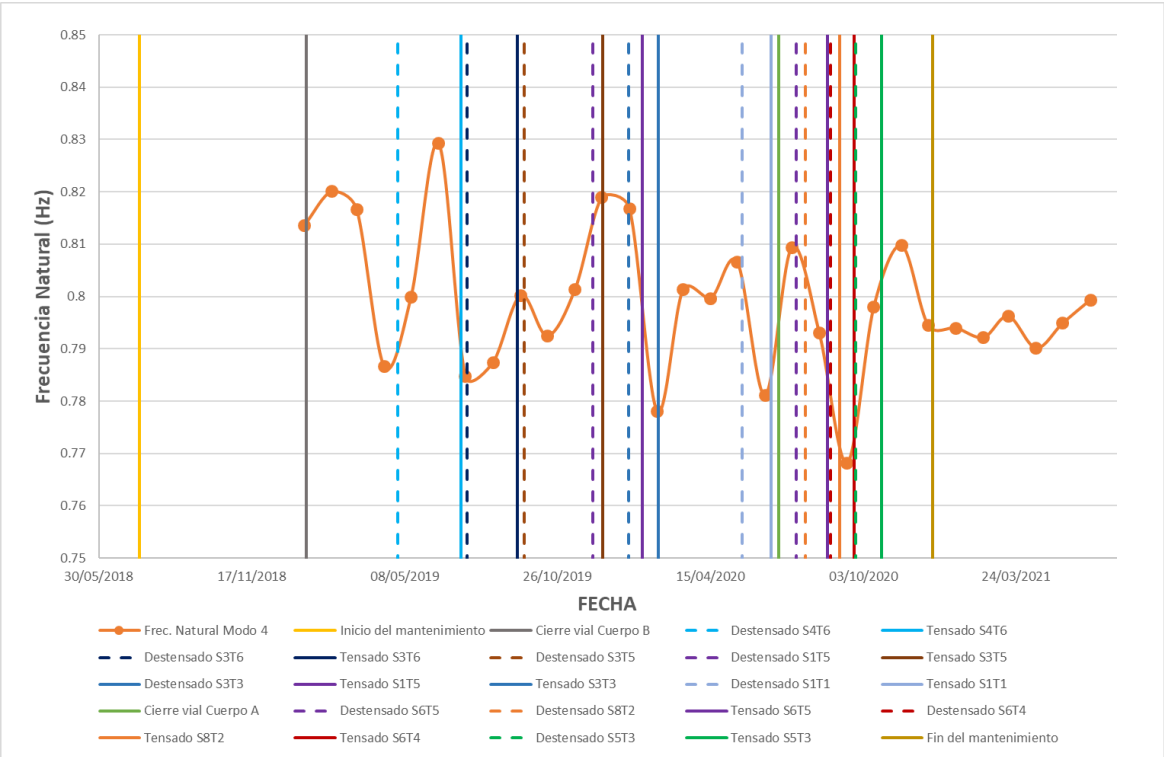

Figura 4.4 Seguimiento a la frecuencia natural del modo 4

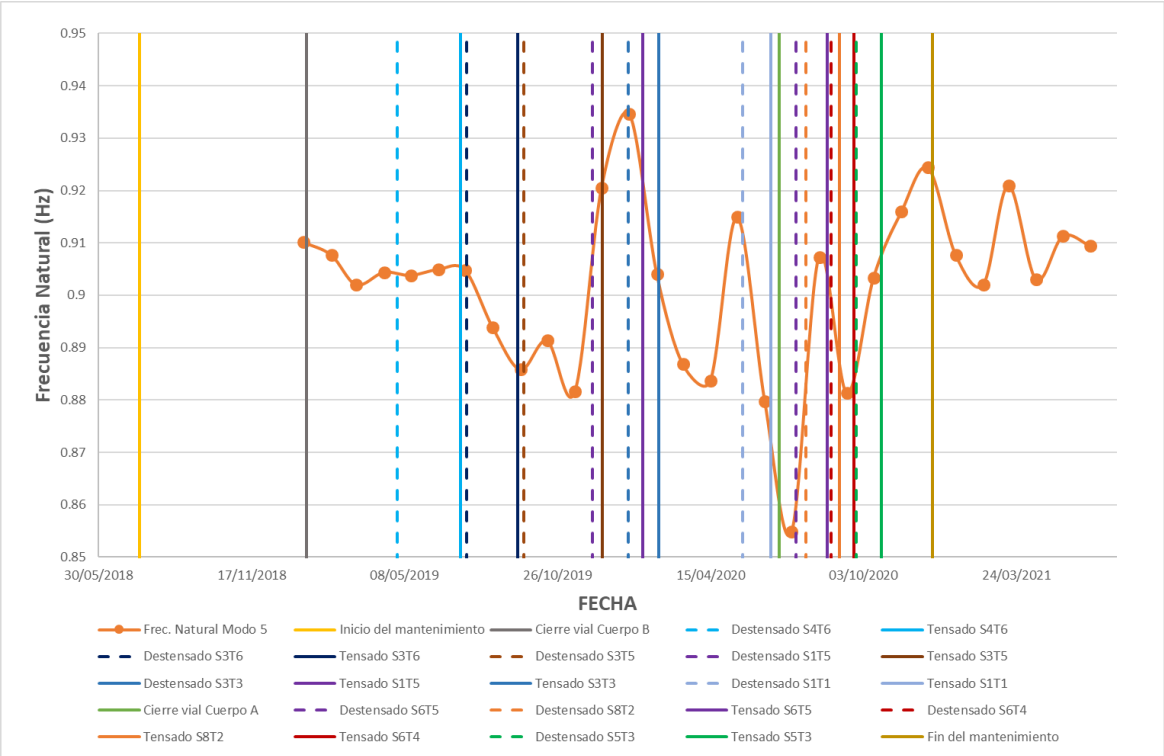

Figura 4.5 Seguimiento a la frecuencia natural del modo 5

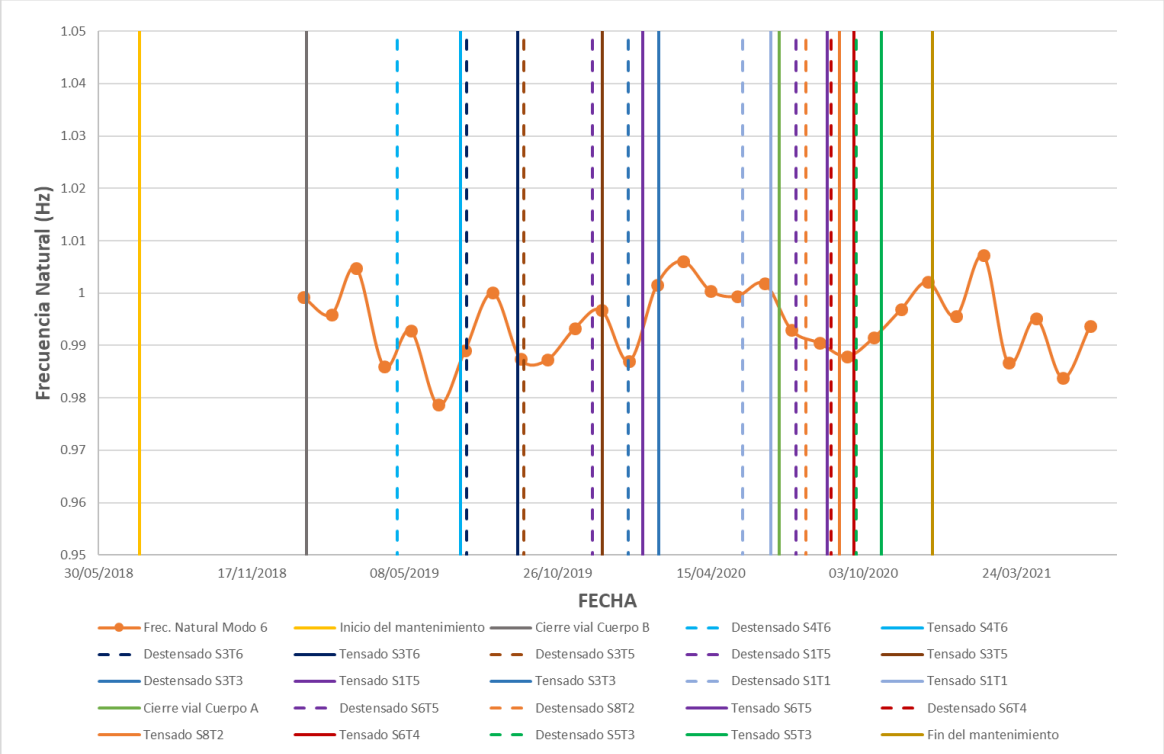

Figura 4.6 Seguimiento a la frecuencia natural del modo 6

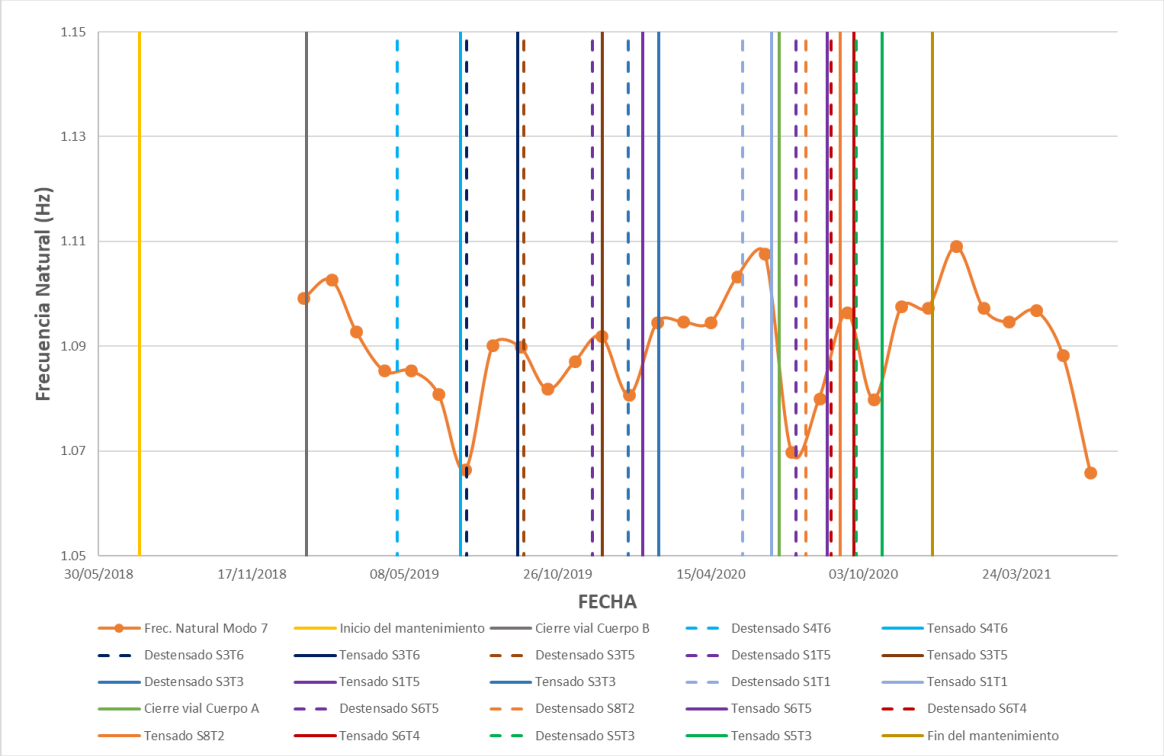

Figura 4.7 Seguimiento a la frecuencia natural del modo 7

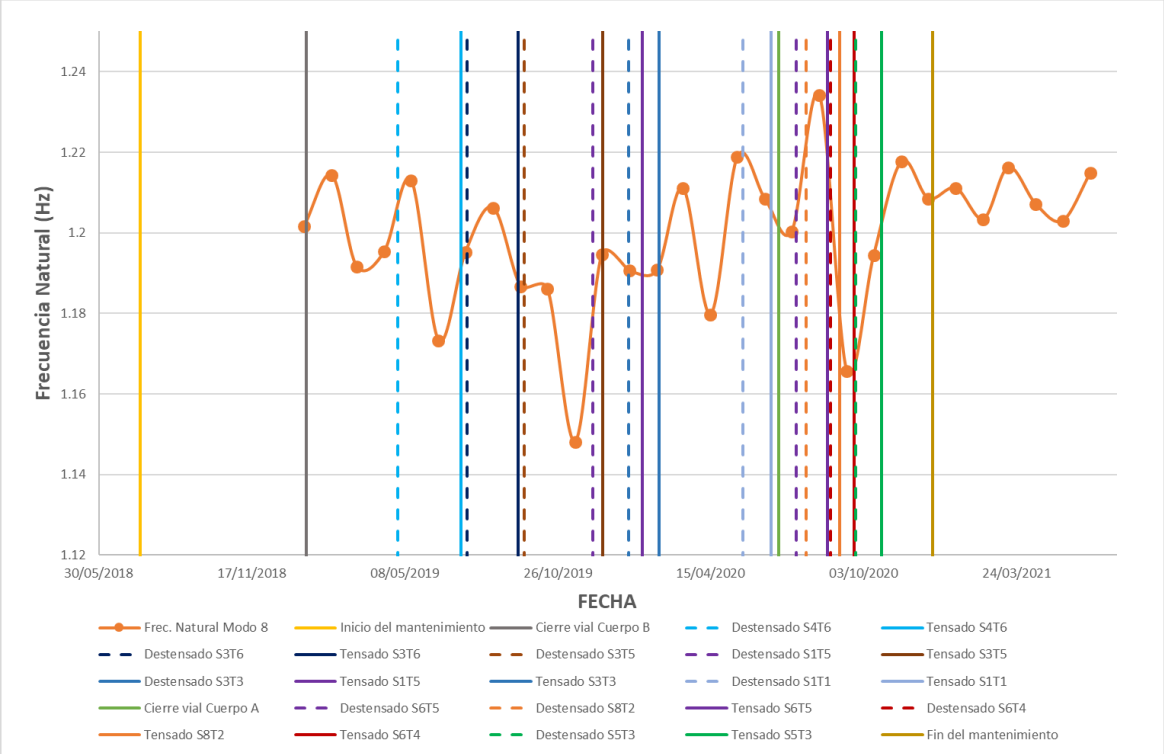

Figura 4.8 Seguimiento a la frecuencia natural del modo 8

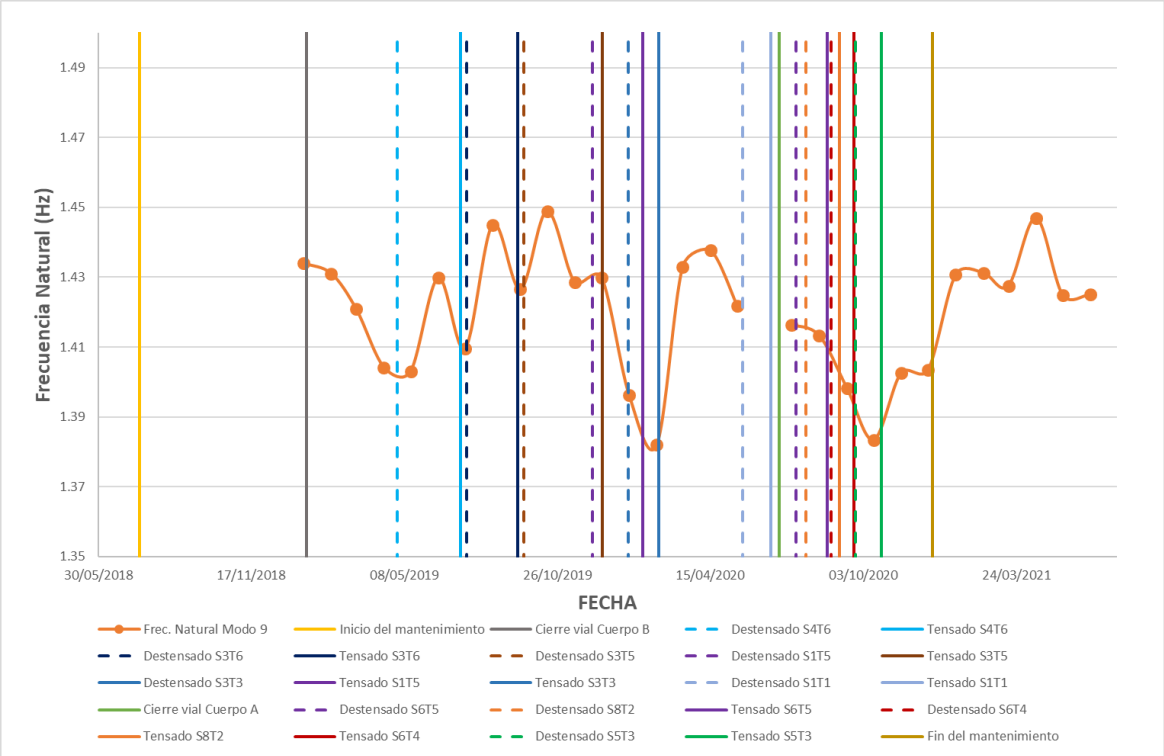

Figura 4.9 Seguimiento a la frecuencia natural del modo 9

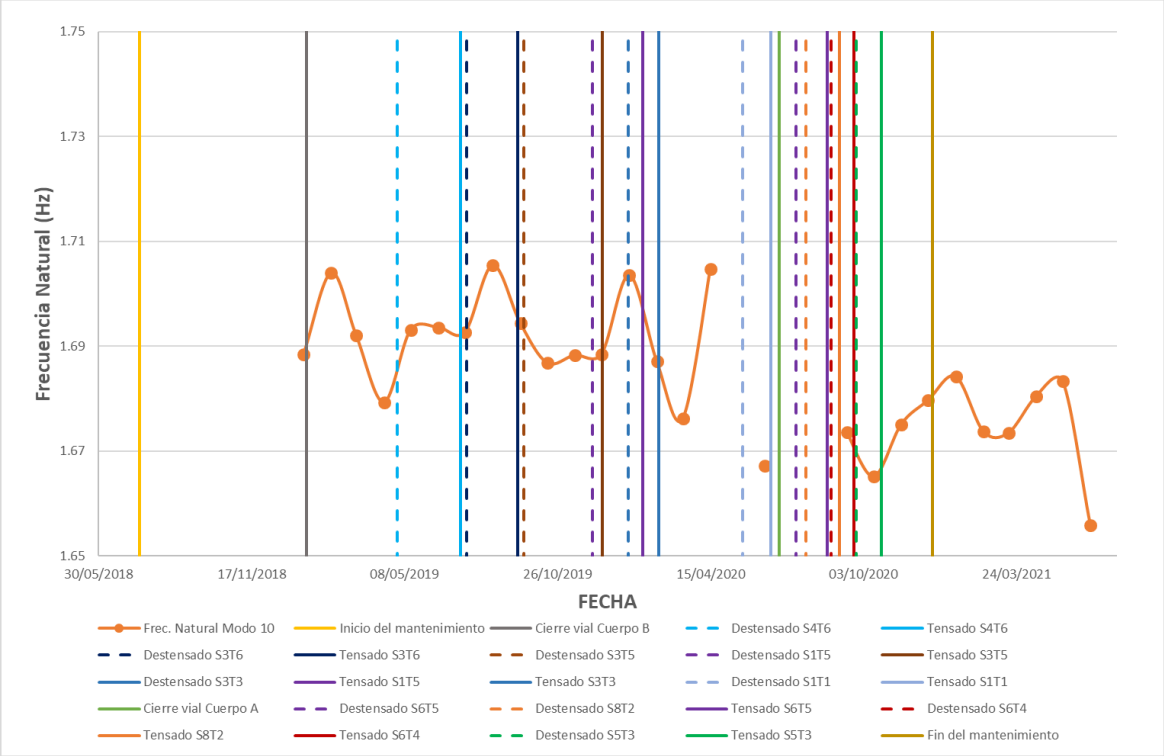

Figura 4.10 Seguimiento a la frecuencia natural del modo 10

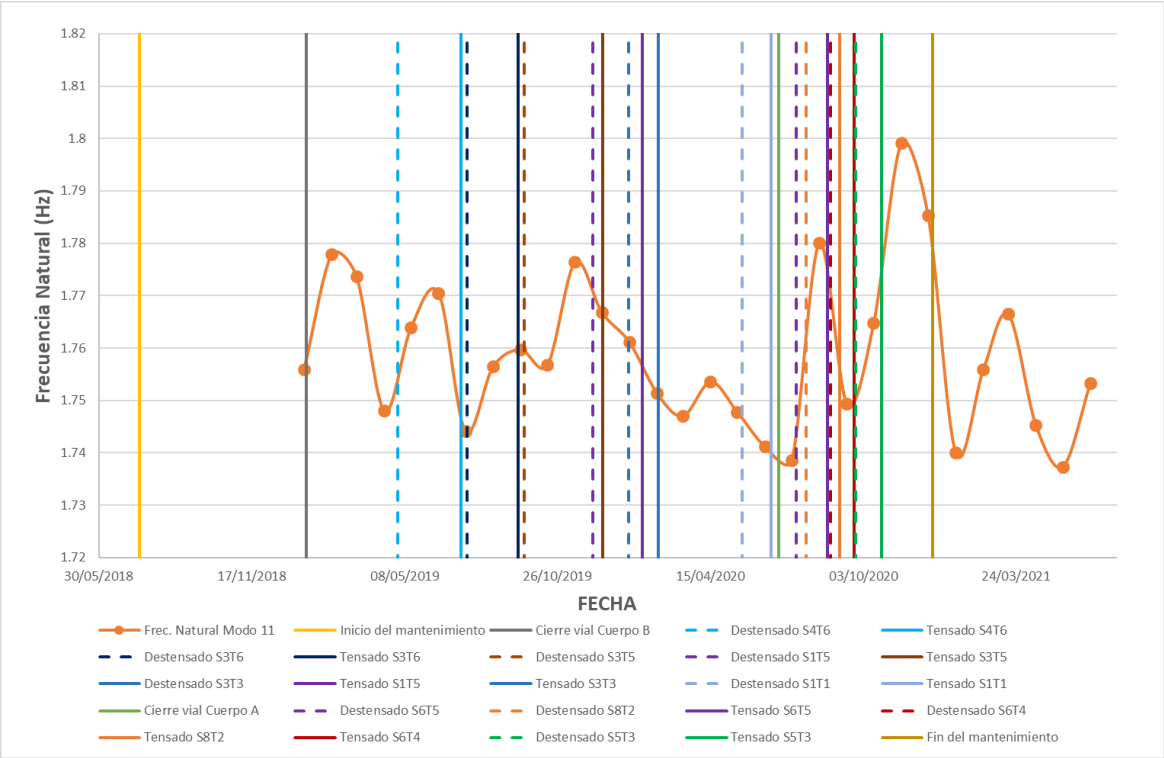

Figura 4.11 Seguimiento a la frecuencia natural del modo 11

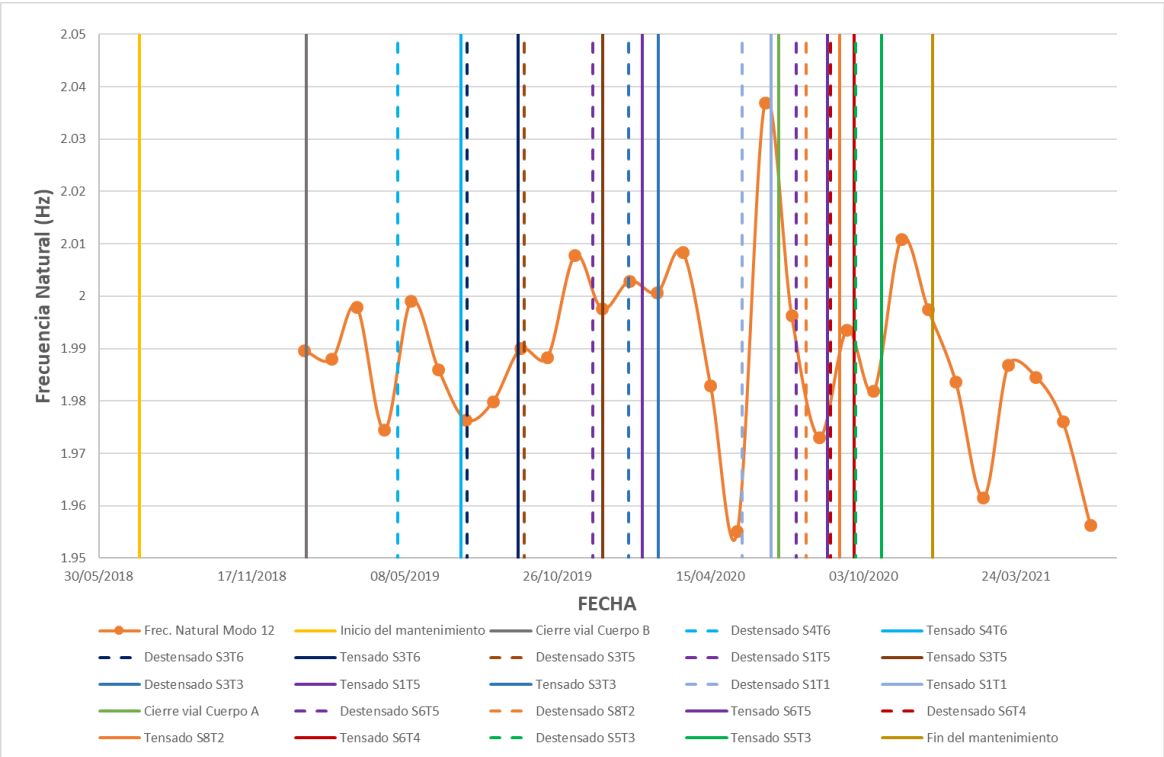

Figura 4.12 Seguimiento a la frecuencia natural del modo 12

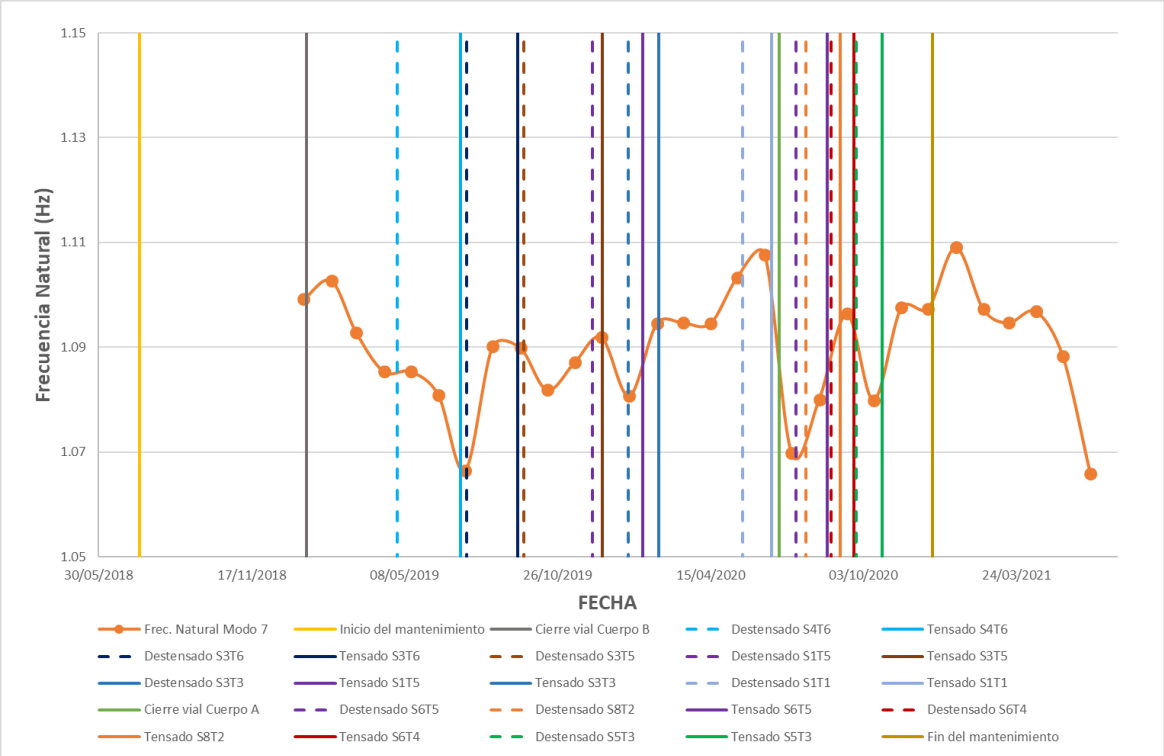

Figura 4.13 Seguimiento a la frecuencia natural del modo 13

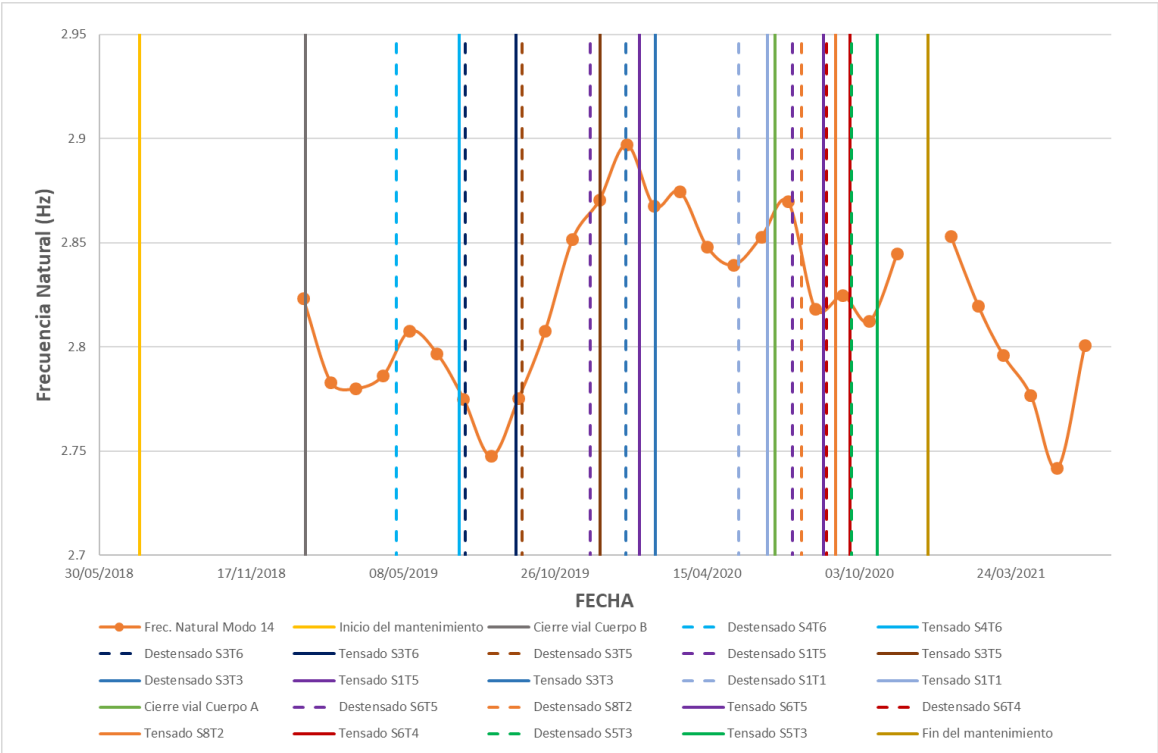

Figura 4.14 Seguimiento a la frecuencia natural del modo 14

Para el caso de la razón de amortiguamiento, en la figura 4.15 se muestran los valores promedio obtenidos del monitoreo para cada modo. Cabe destacar que se obtuvieron variaciones considerables durante el monitoreo, las cuales presumiblemente sean producto de las condiciones de excitación, a los efectos de la temperatura, ruido de la señal.

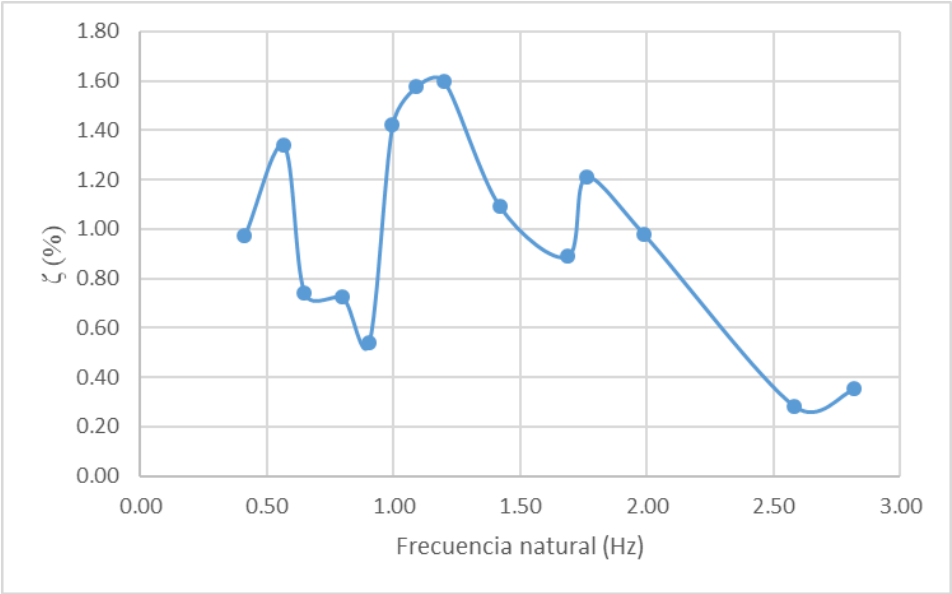

Figura 4.15 Valores promedio de la razón de amortiguamiento modal

En las figuras 4.16 a 4.39 se muestran los valores de referencia de cada sensor. El seguimiento a estos valores provee de un indicativo del estado de esfuerzos permanente del puente, desafortunadamente, por daños en la fibra o en los sensores, se ha perdido la información temporal o permanentemente de algunos sensores.

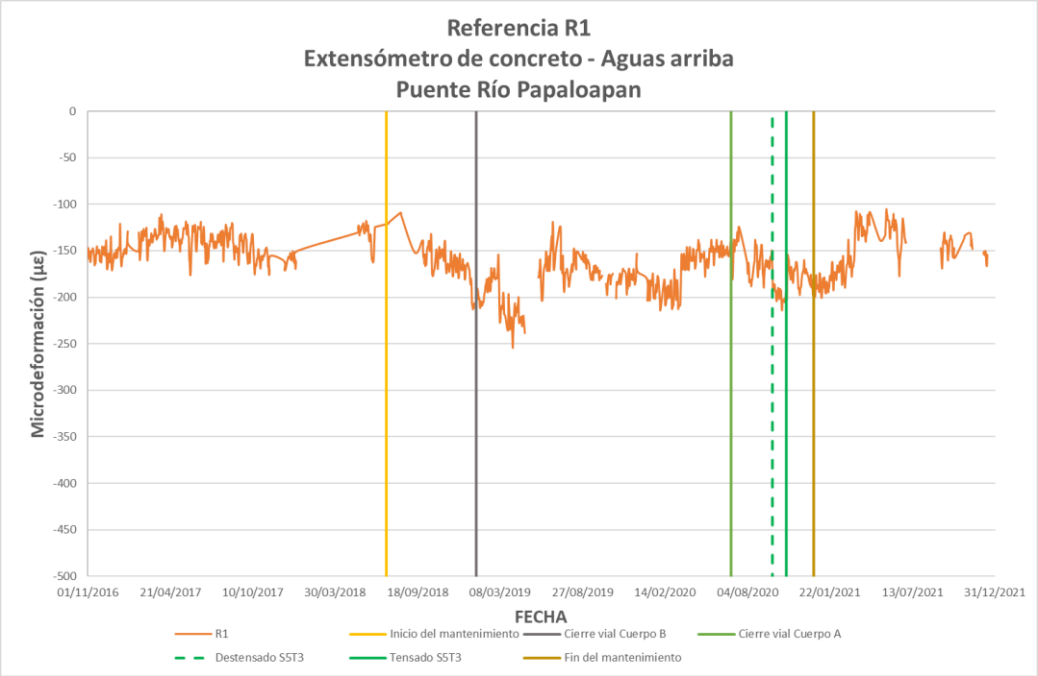

Figura 4.16 Seguimiento del valor de referencia del sensor R1

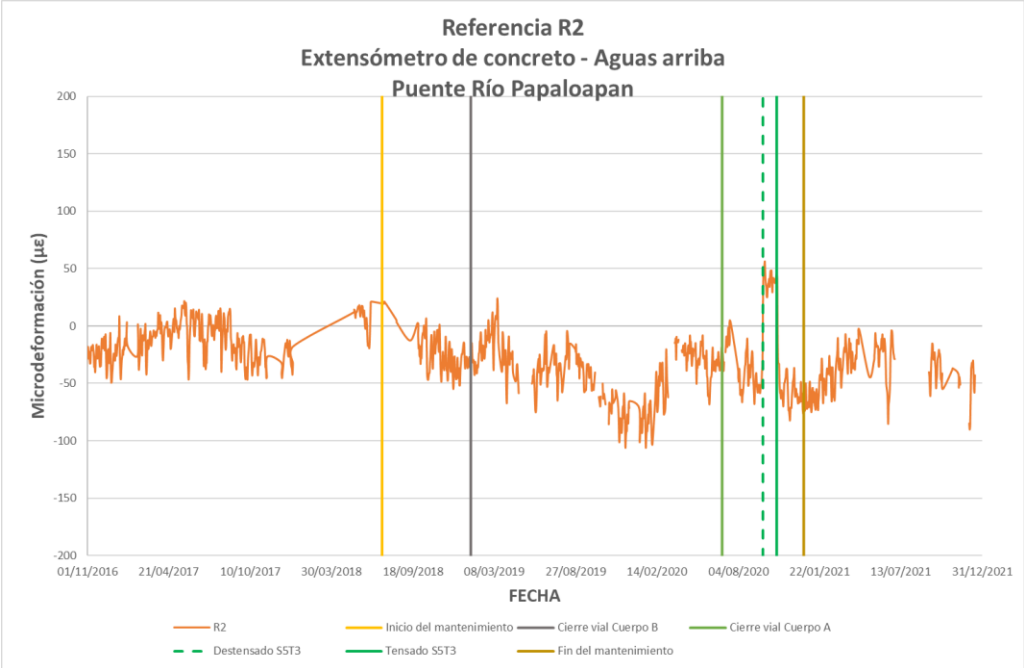

Figura 4.17 Seguimiento del valor de referencia del sensor R2

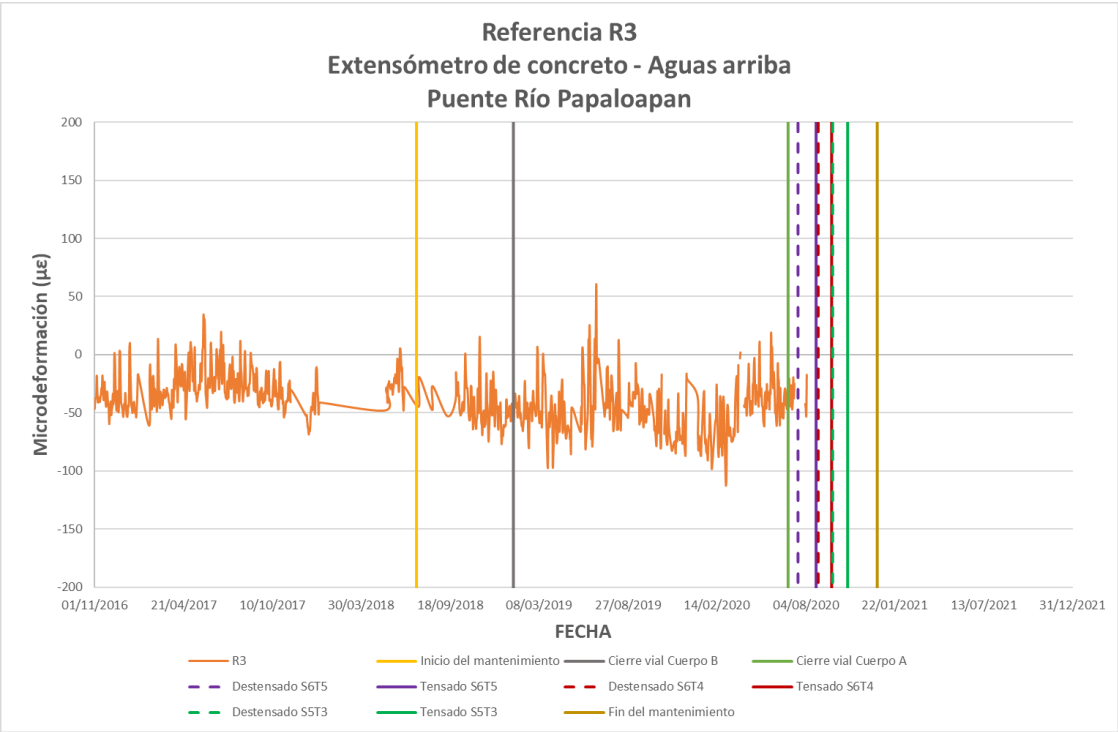

Figura 4.18 Seguimiento del valor de referencia del sensor R3

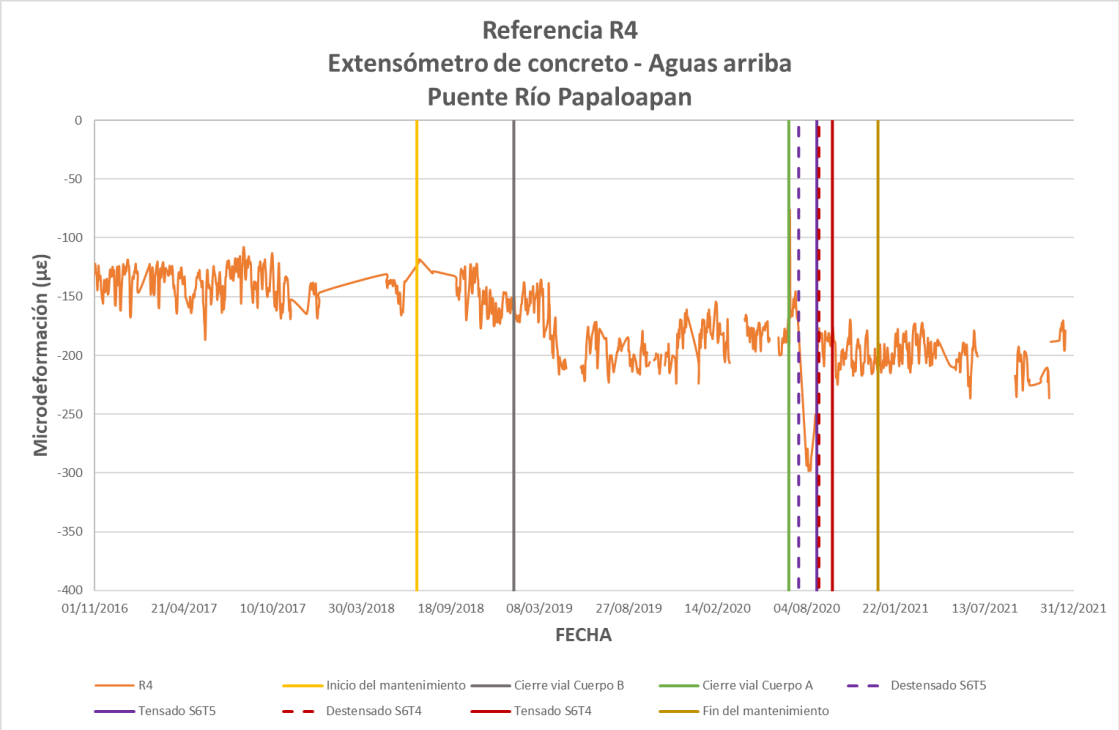

Figura 4.19 Seguimiento del valor de referencia del sensor R4

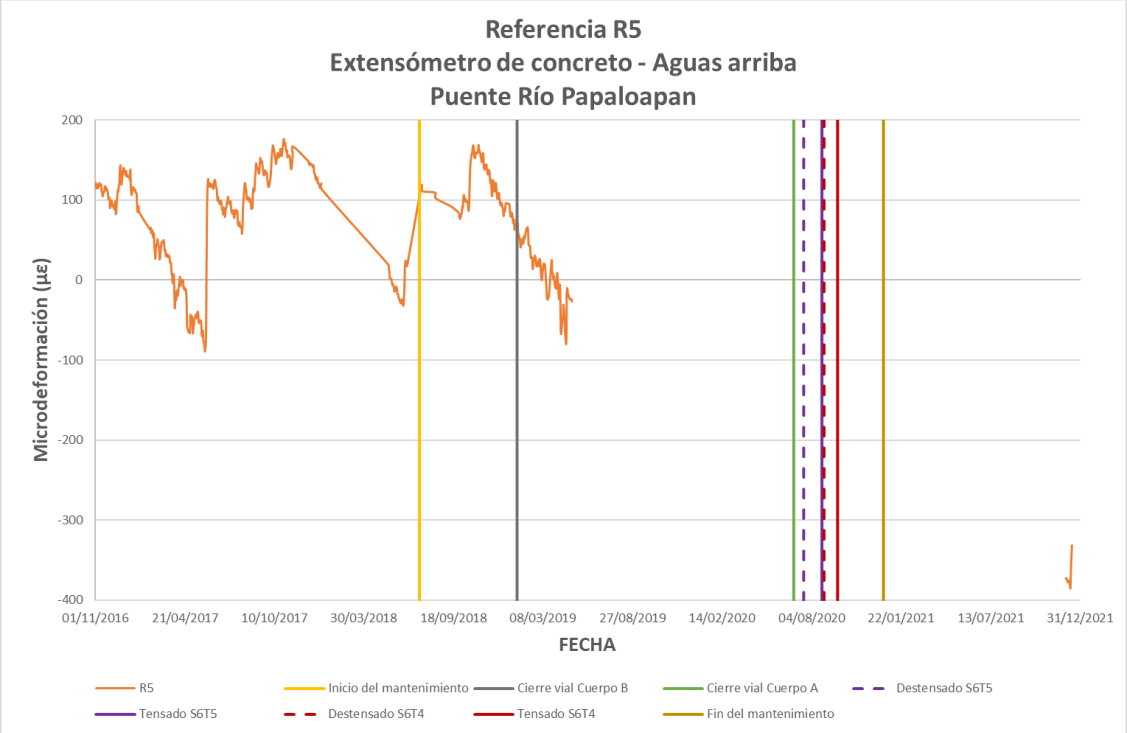

Figura 4.20 Seguimiento del valor de referencia del sensor R5

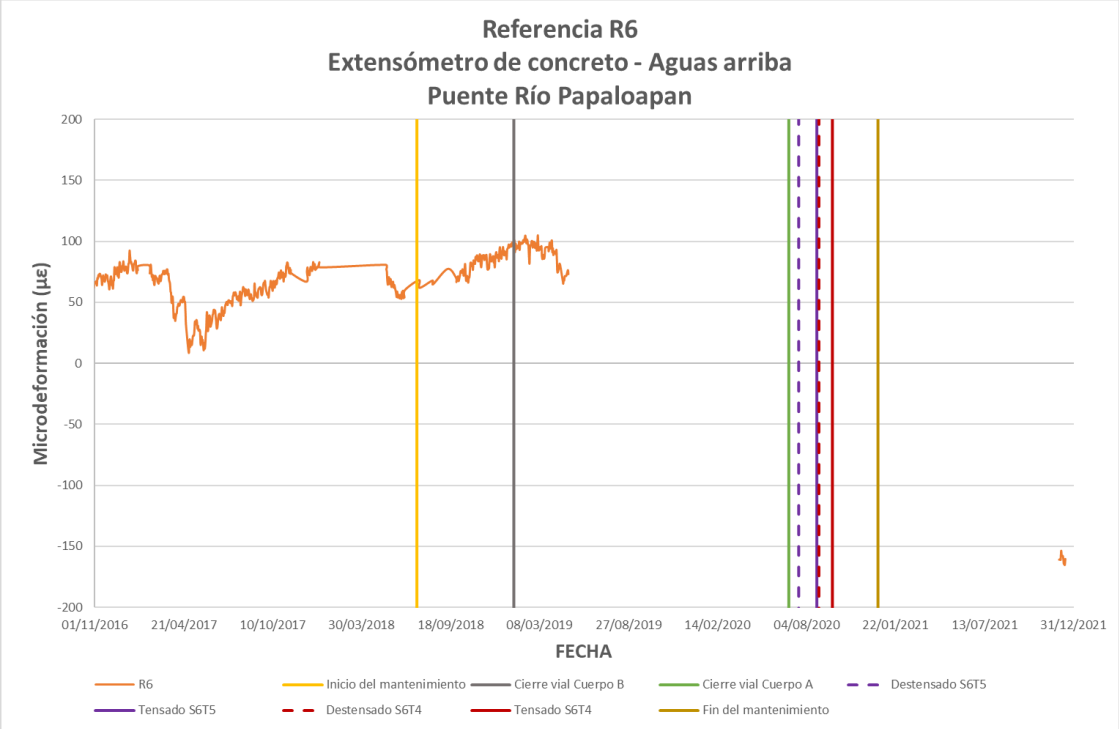

Figura 4.21 Seguimiento del valor de referencia del sensor R6

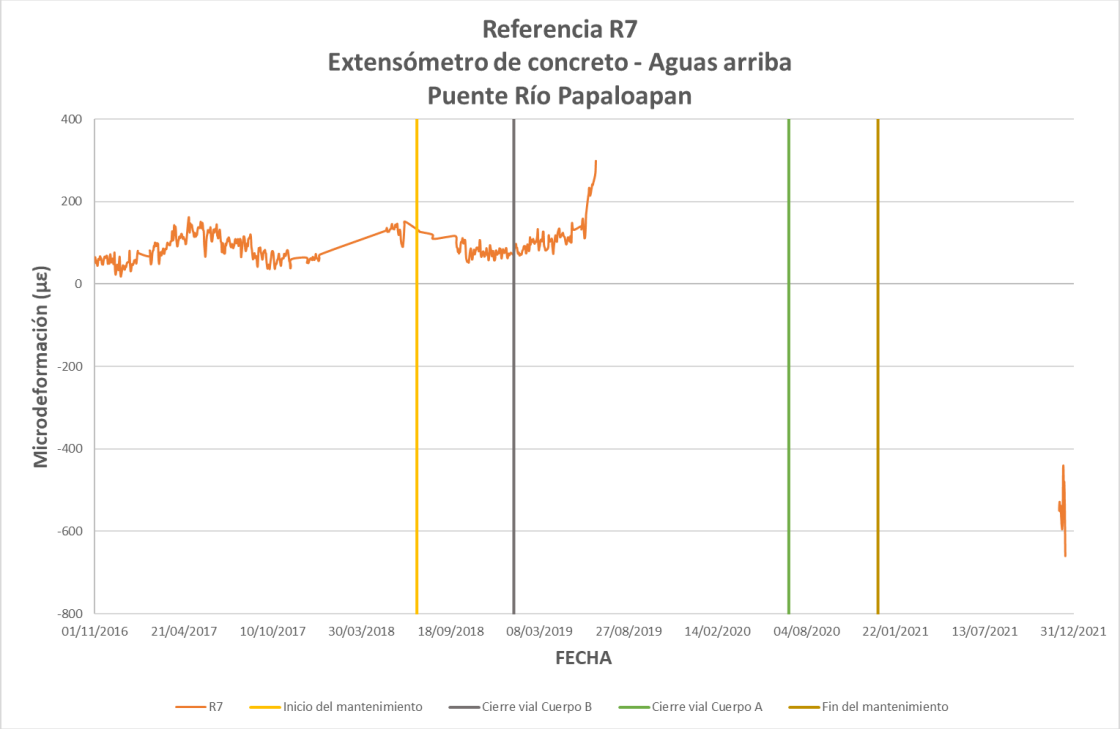

Figura 4.22 Seguimiento del valor de referencia del sensor R7

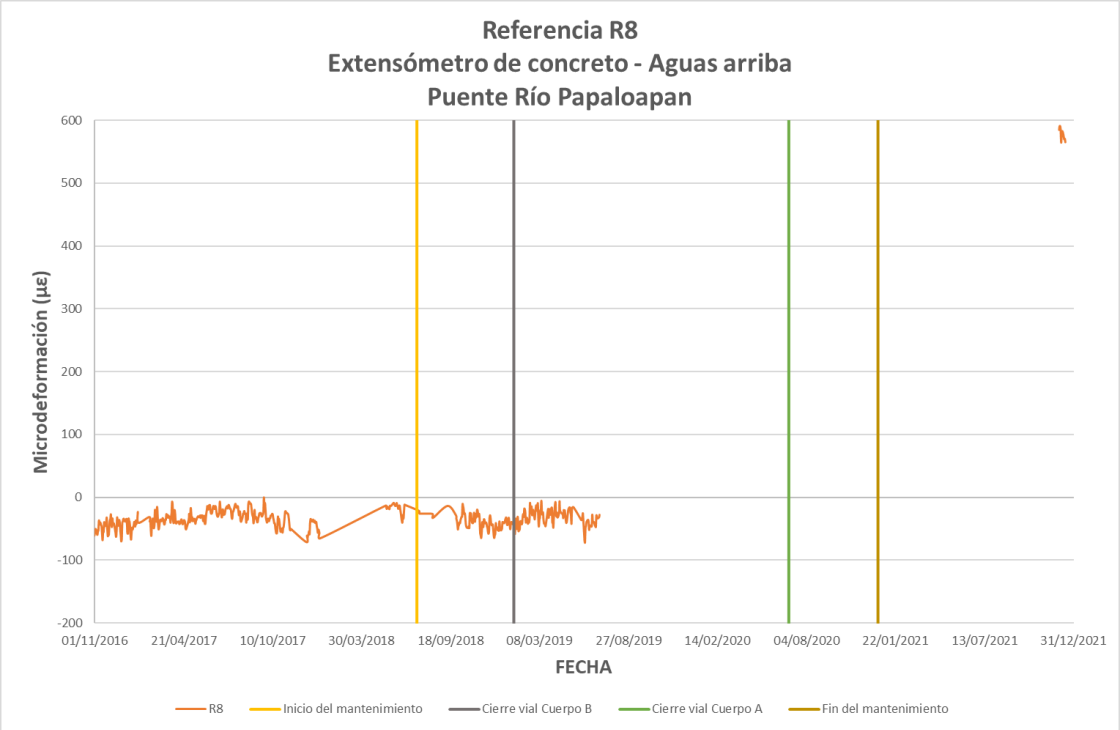

Figura 4.23 Seguimiento del valor de referencia del sensor R8

Figura 4.24 Seguimiento del valor de referencia del sensor R9

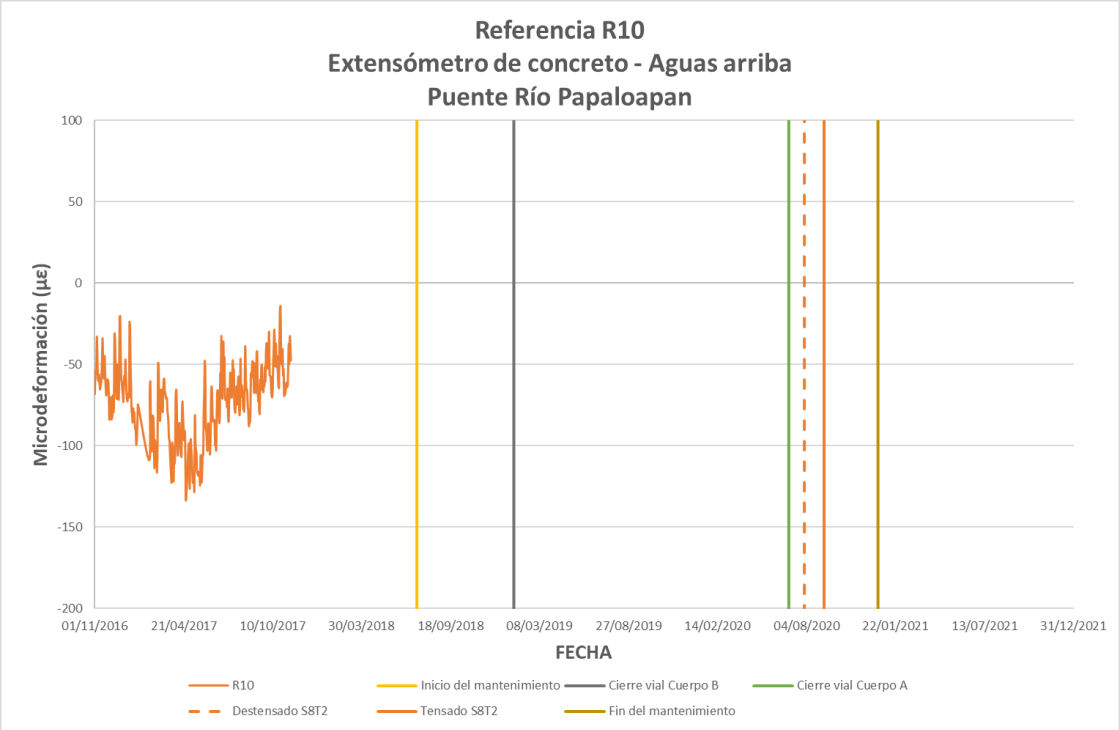

Figura 4.25 Seguimiento del valor de referencia del sensor R10

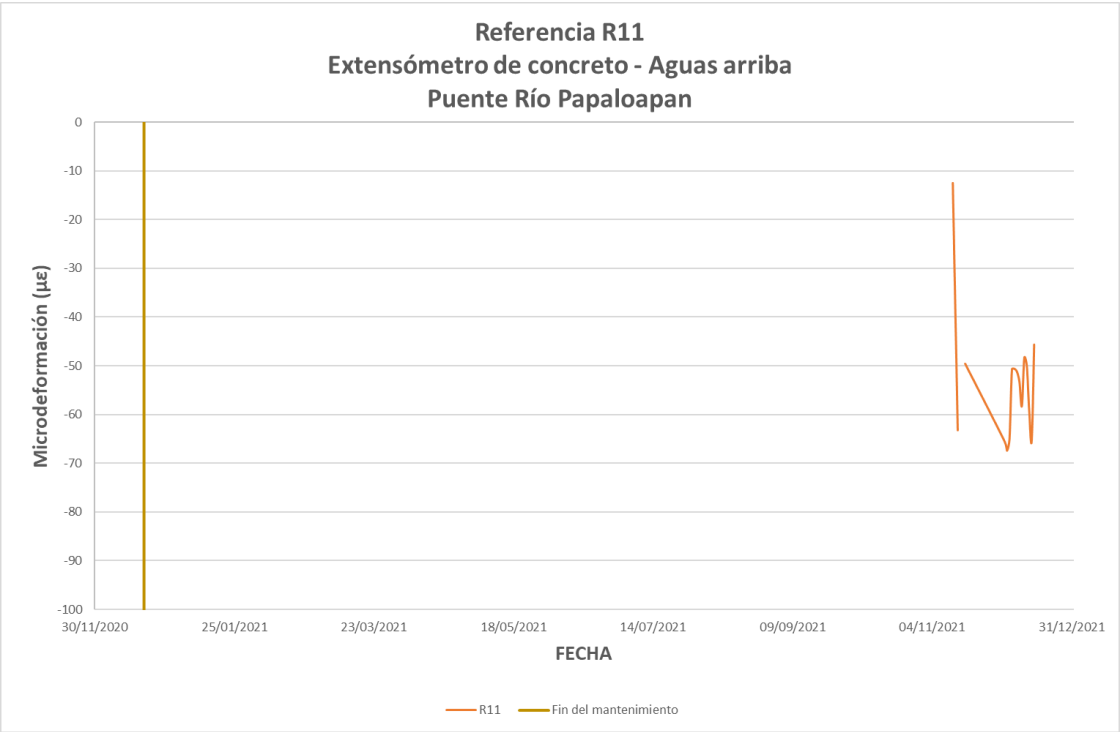

Figura 4.26 Seguimiento del valor de referencia del sensor R11

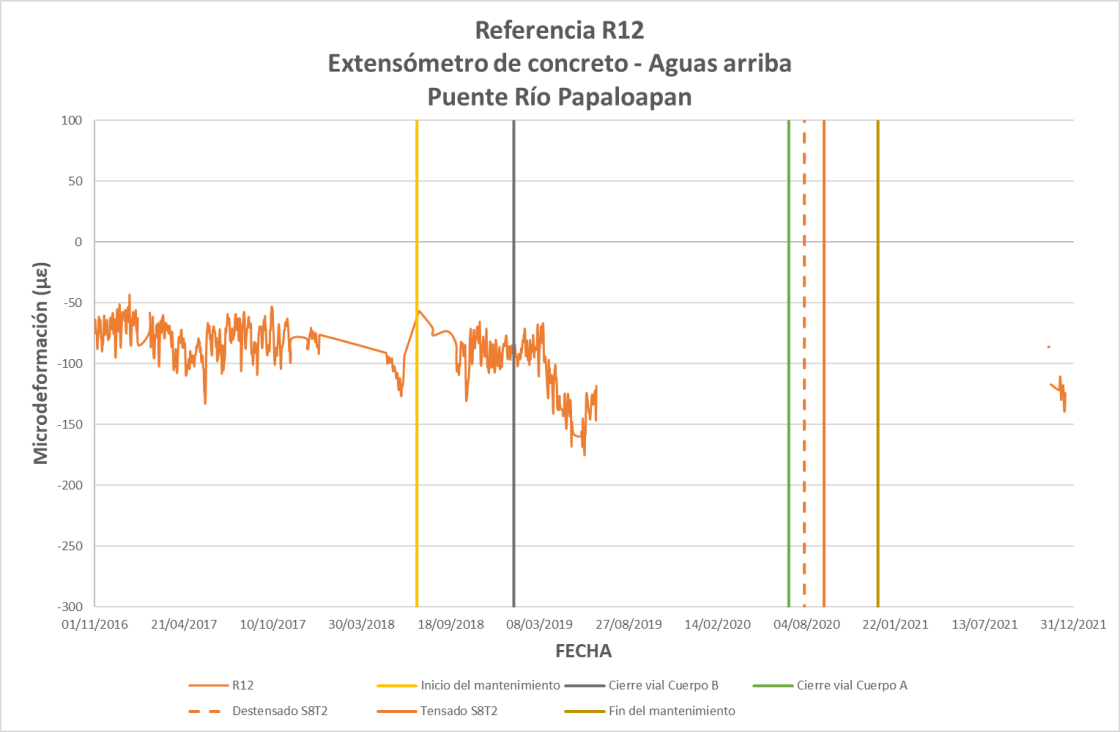

Figura 4.27 Seguimiento del valor de referencia del sensor R12

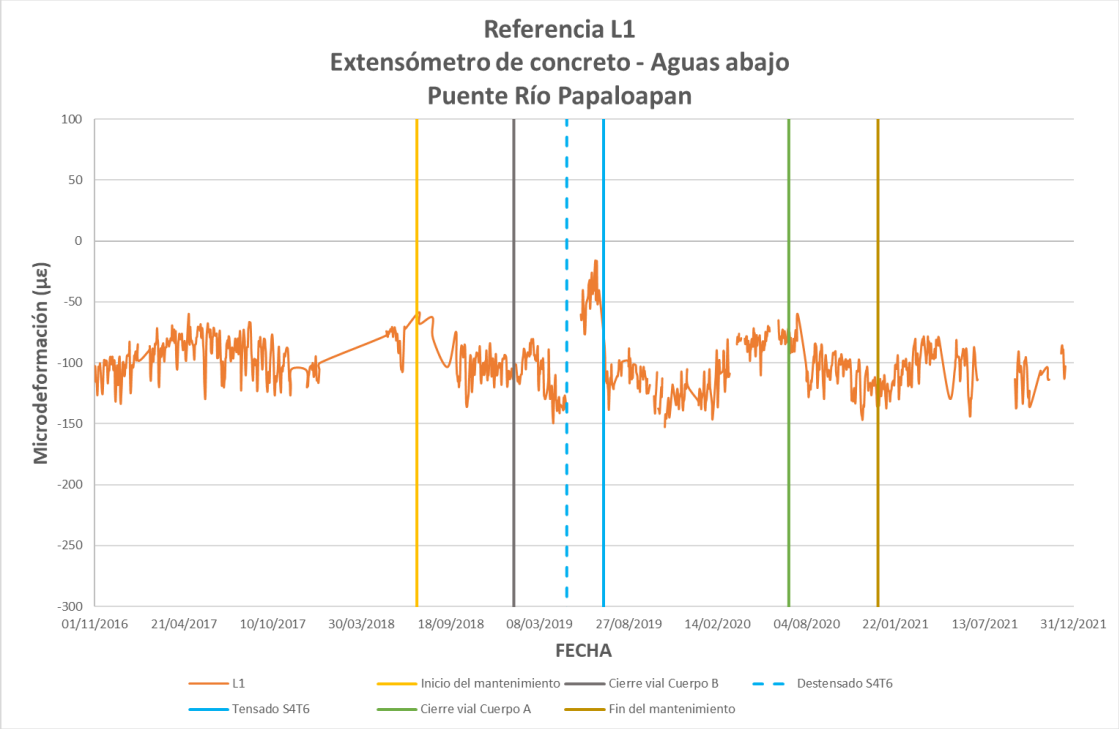

Figura 4.28 Seguimiento del valor de referencia del sensor L1

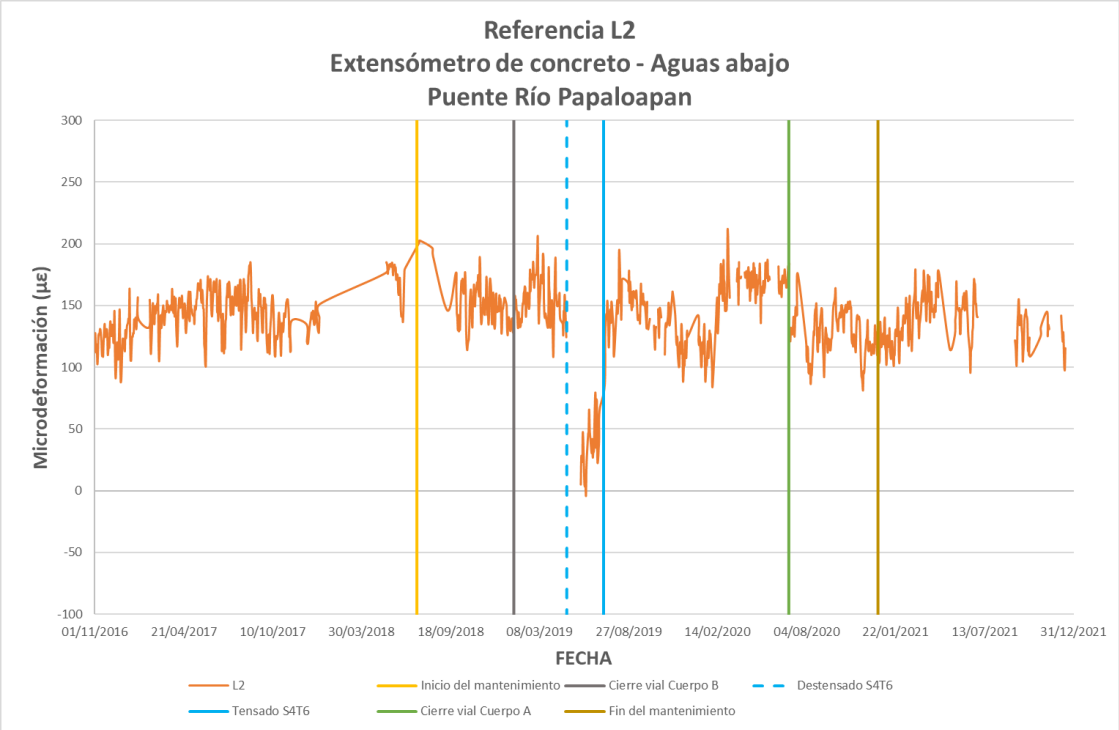

Figura 4.29 Seguimiento del valor de referencia del sensor L2

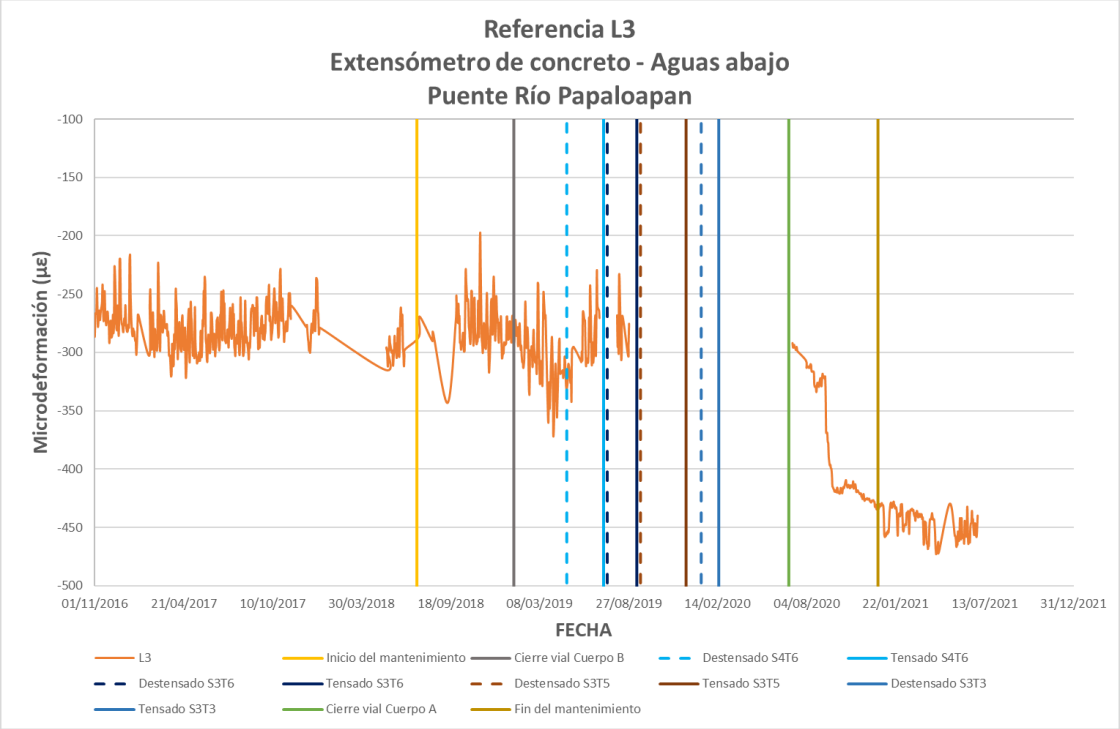

Figura 4.30 Seguimiento del valor de referencia del sensor L3

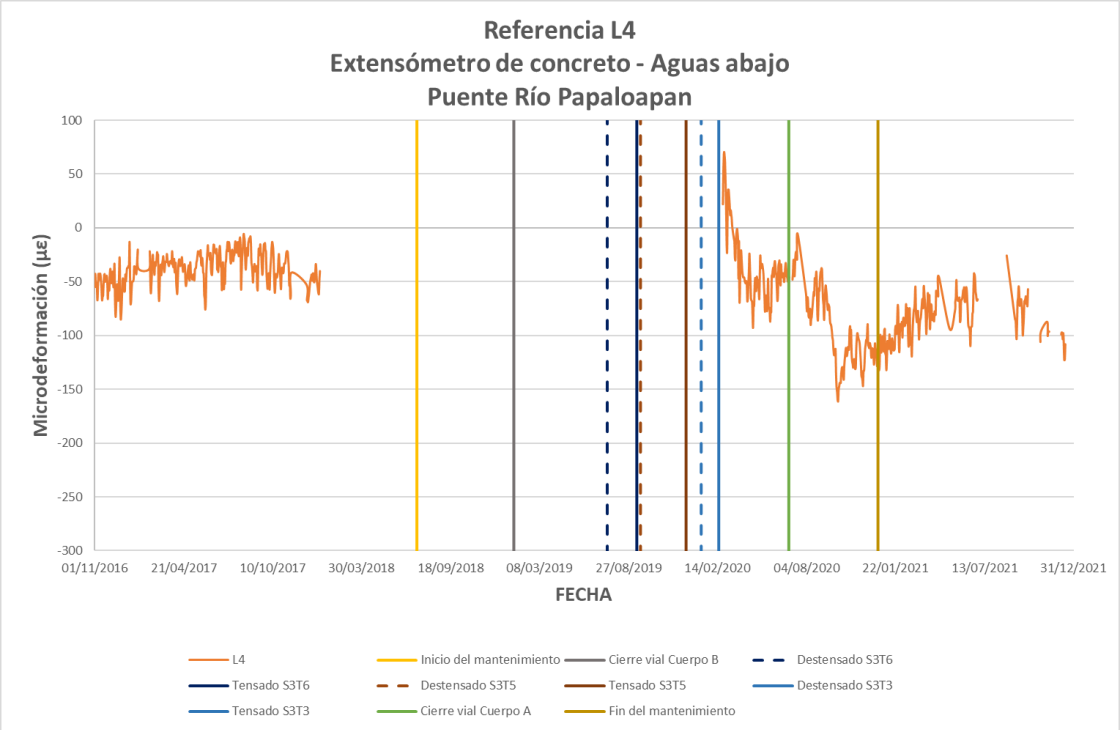

Figura 4.31 Seguimiento del valor de referencia del sensor L4

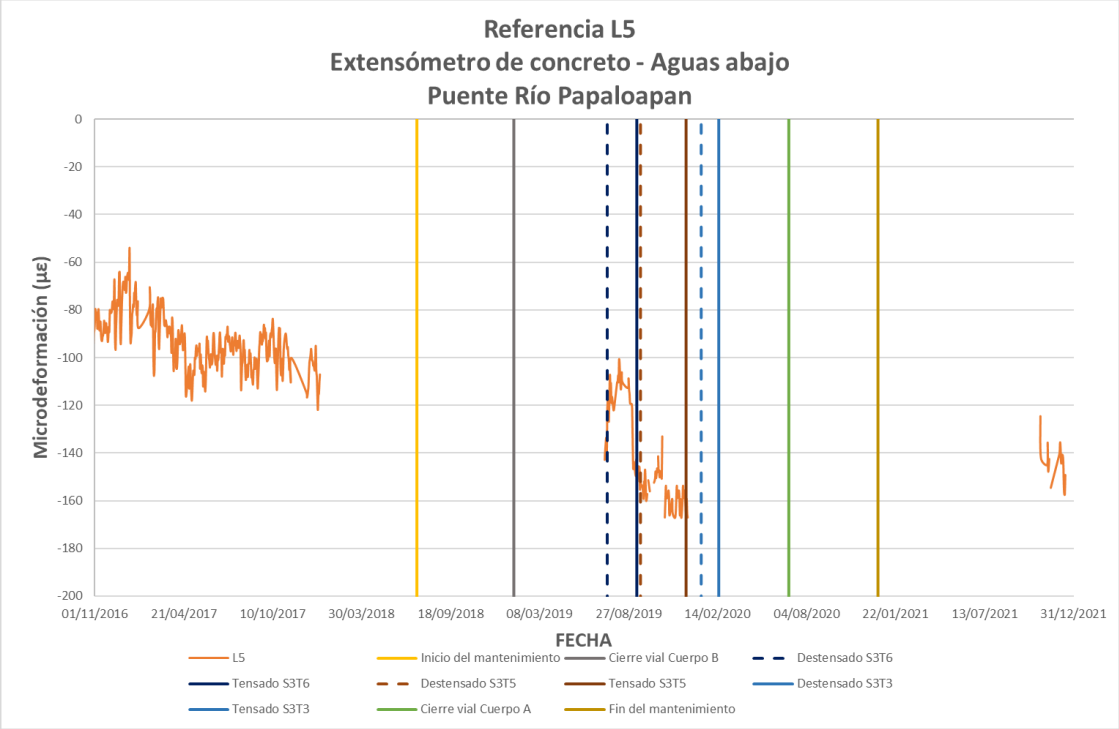

Figura 4.32 Seguimiento del valor de referencia del sensor L5

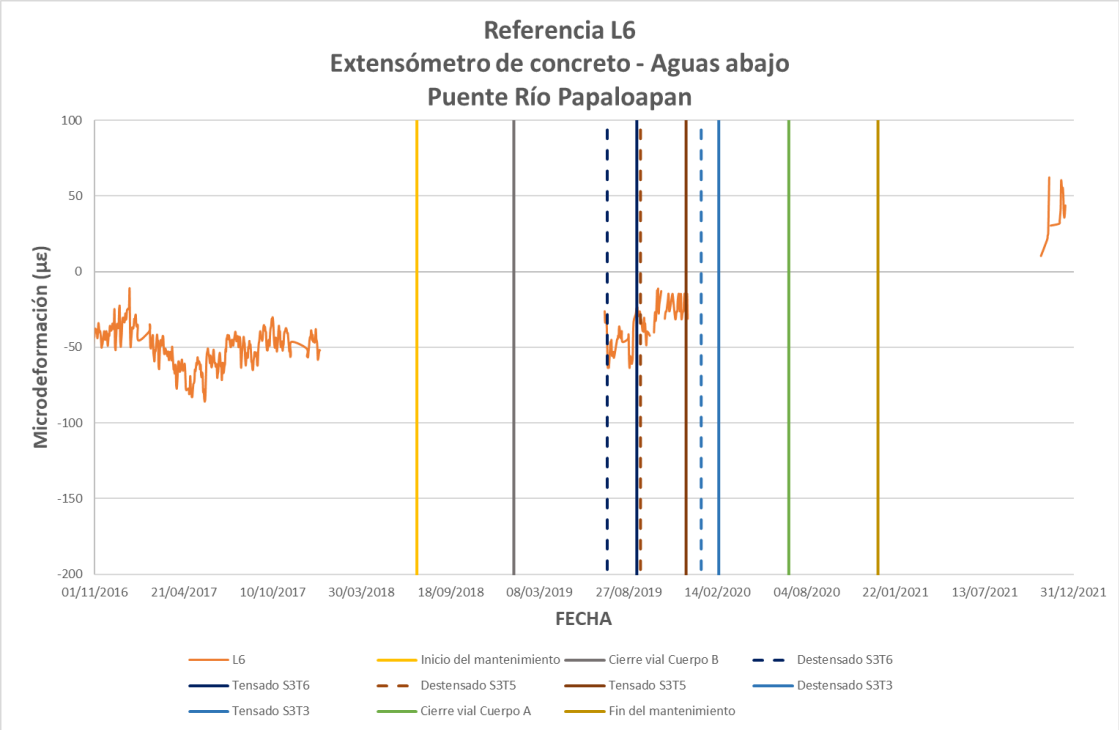

Figura 4.33 Seguimiento del valor de referencia del sensor L6

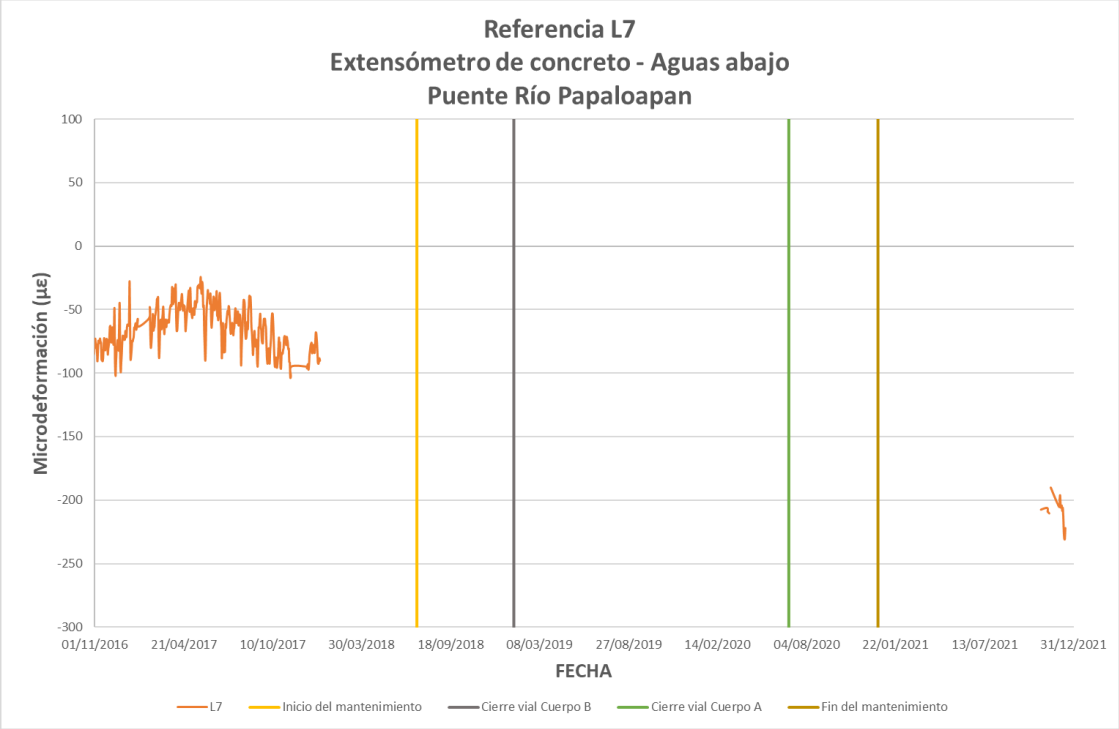

Figura 4.34 Seguimiento del valor de referencia del sensor L7

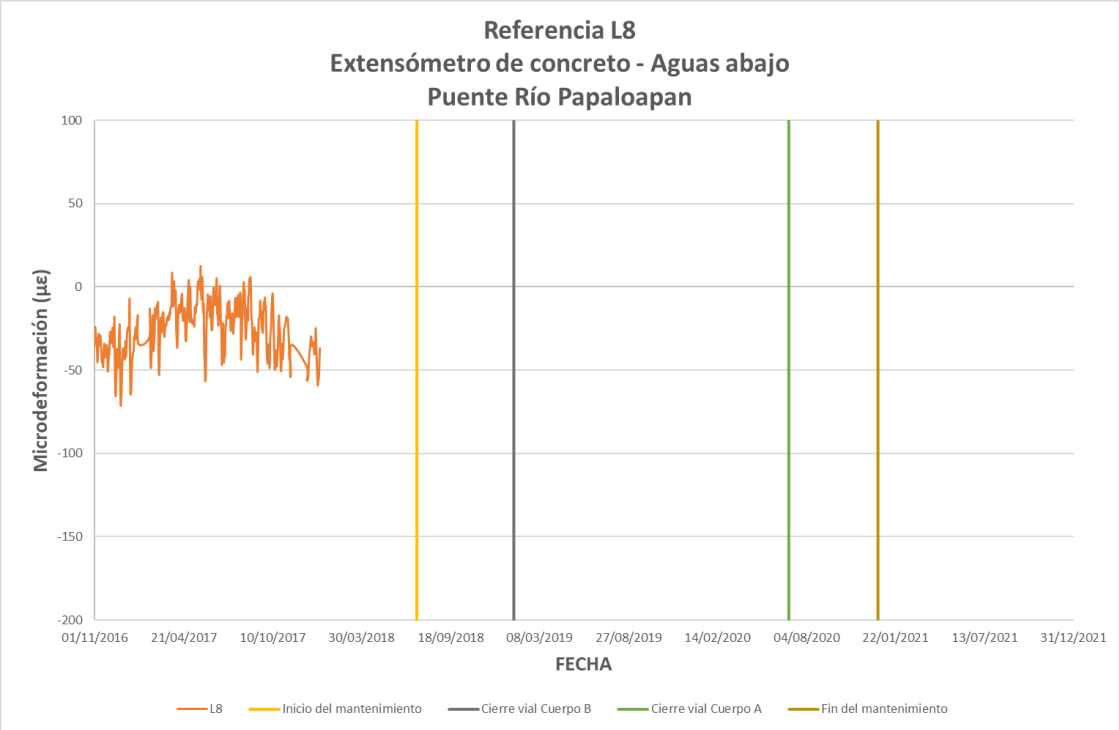

Figura 4.35 Seguimiento del valor de referencia del sensor L8

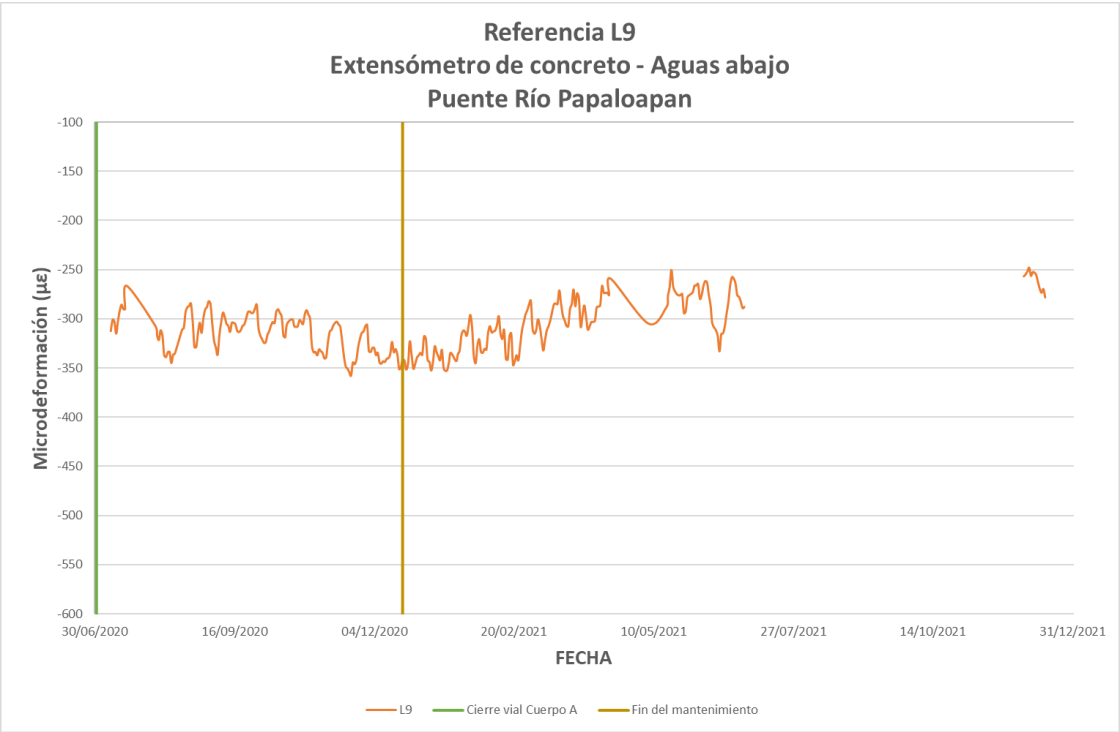

Figura 4.36 Seguimiento del valor de referencia del sensor L9

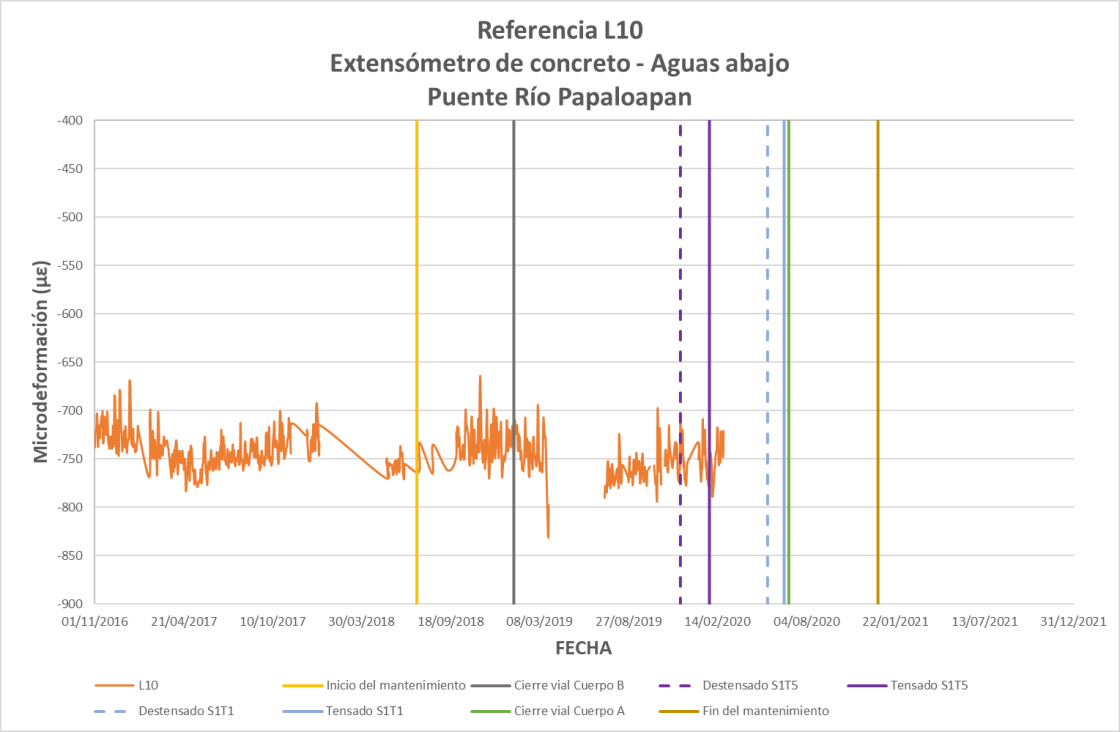

Figura 4.37 Seguimiento del valor de referencia del sensor L10

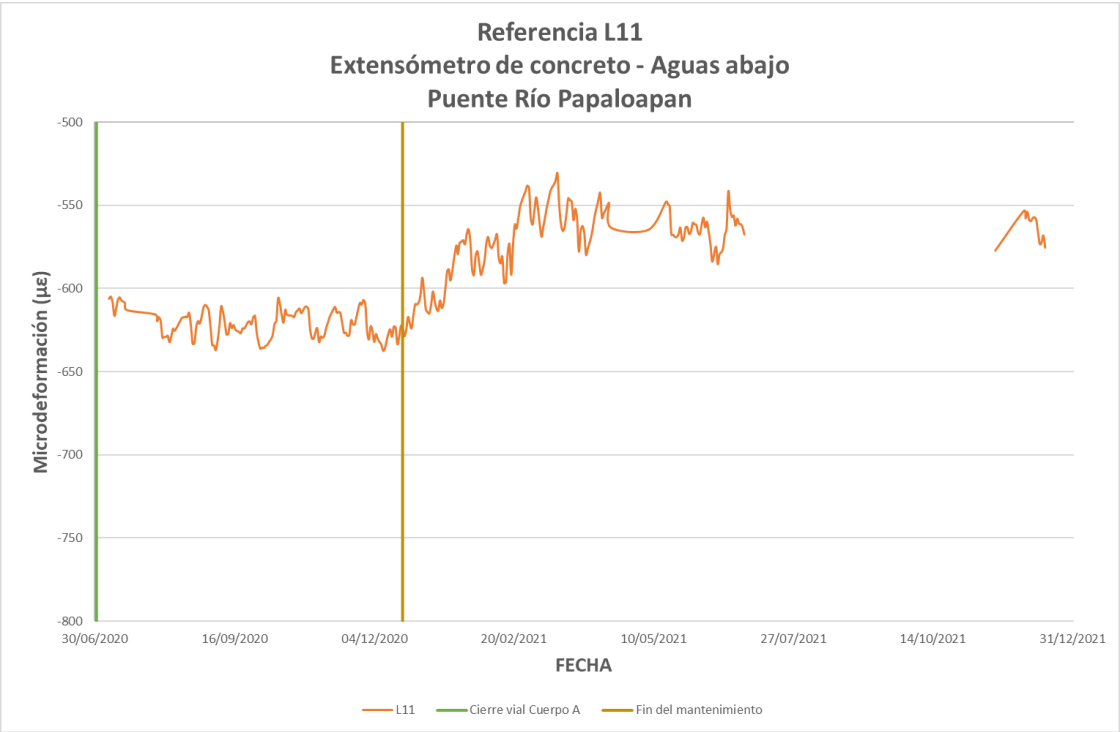

Figura 4.38 Seguimiento del valor de referencia del sensor L11

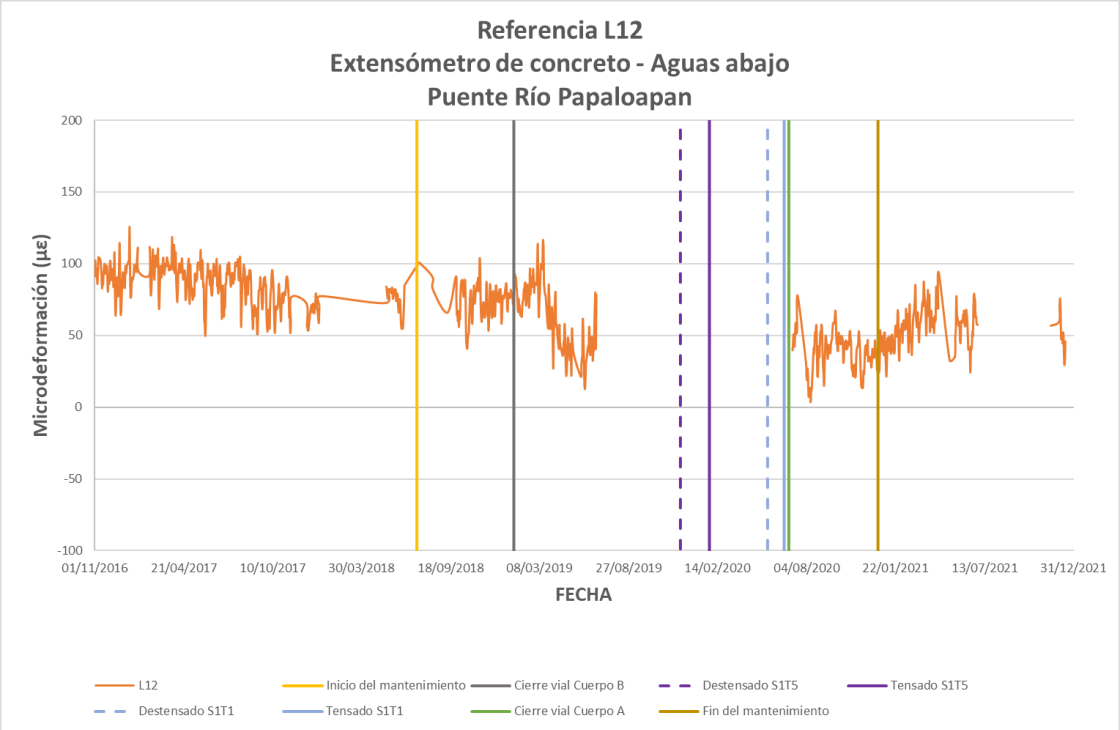

Figura 4.39 Seguimiento del valor de referencia del sensor L12

De la información del comportamiento de las frecuencias naturales y los valores de referencia de los extensómetros, se aprecia que durante las etapas de rehabilitación algunas respuestas presentaron valores más bajos con respecto a sus valores normales de operación, este efecto puede ser atribuible a las maniobras de tensado/destensado de tirantes. No obstante, también se puede apreciar que estos valores volvieron a sus condiciones normales de acuerdo al monitoreo de 2021.

Por otro lado, en las figuras 4.40 a 4.47 muestran la información de ocho inclinómetros instalados en el puente Río Papaloapan.

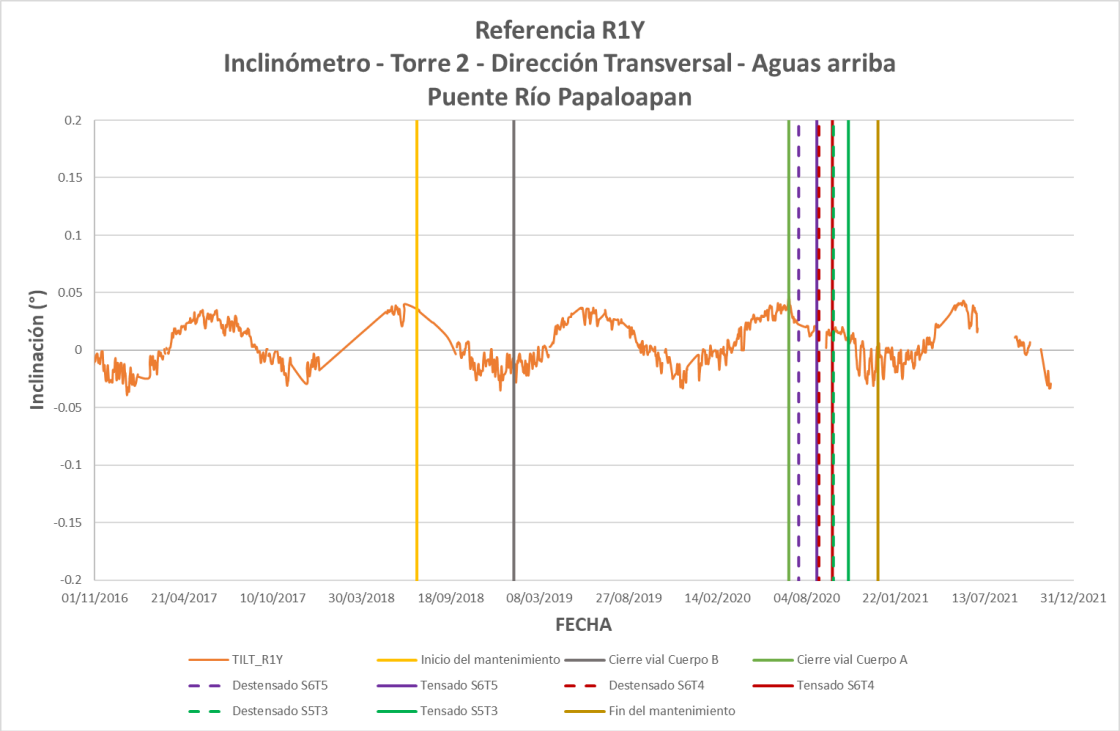

Figura 4.40 Seguimiento al valor de referencia del inclinómetro R1Y

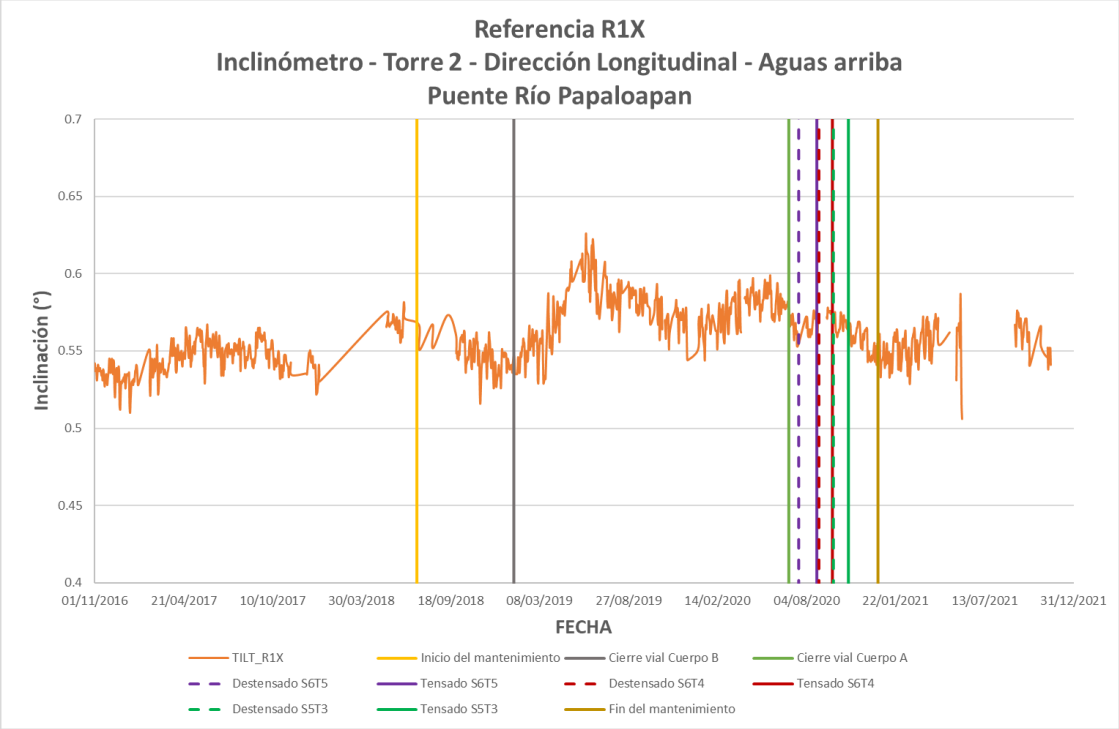

Figura 4.41 Seguimiento al valor de referencia del inclinómetro R1X

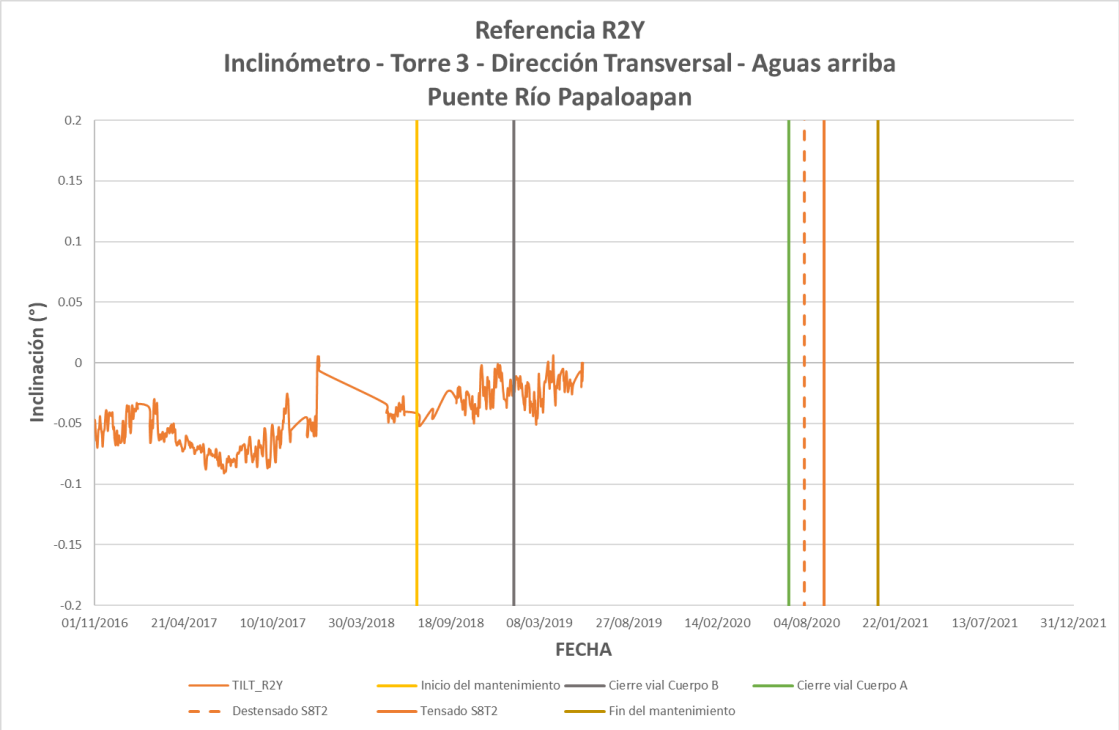

Figura 4.42 Seguimiento al valor de referencia del inclinómetro R2Y

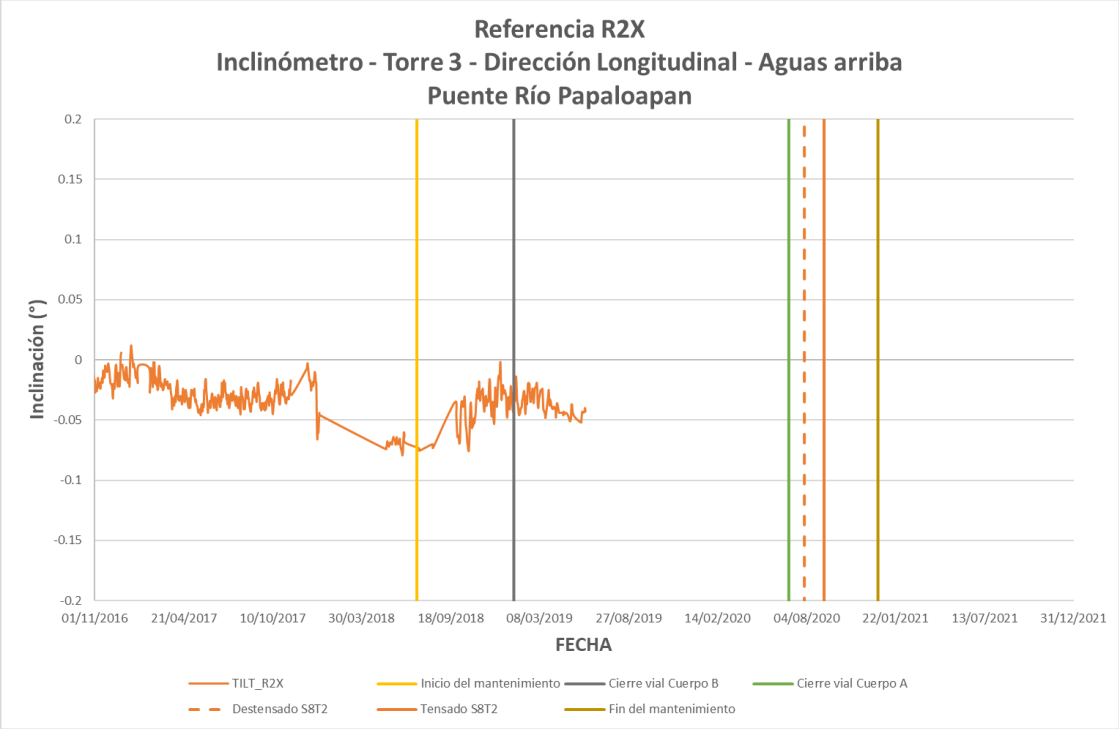

Figura 4.43 Seguimiento al valor de referencia del inclinómetro R2X

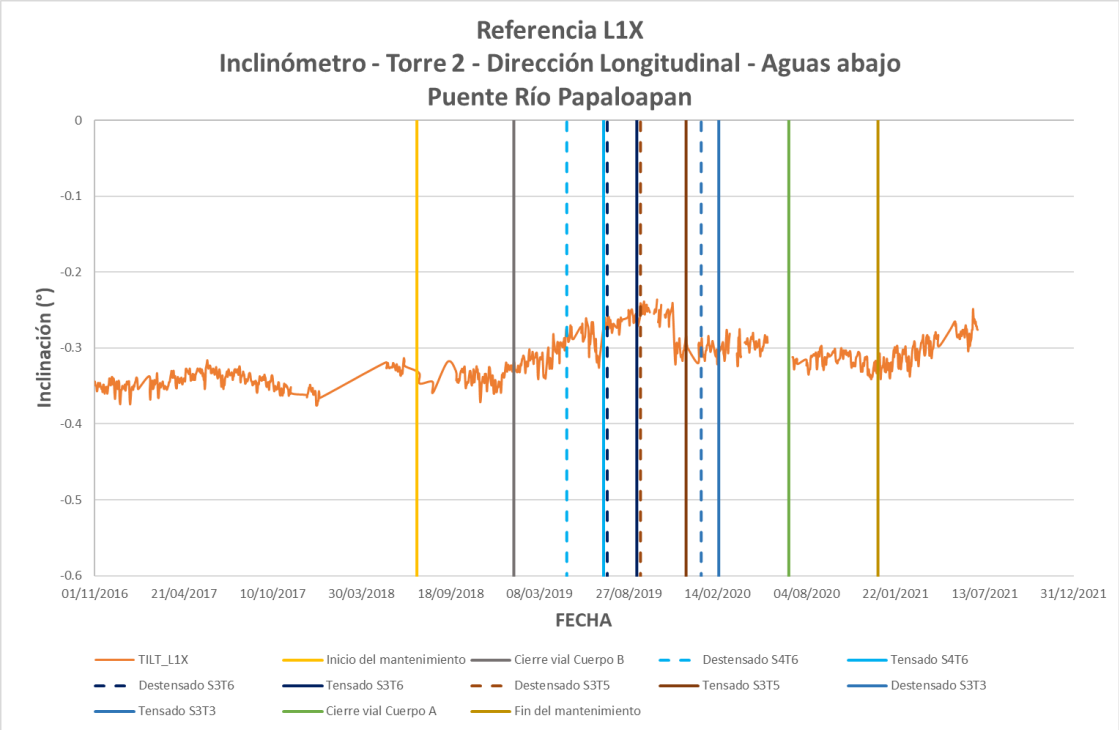

Figura 4.44 Seguimiento al valor de referencia del inclinómetro L1X

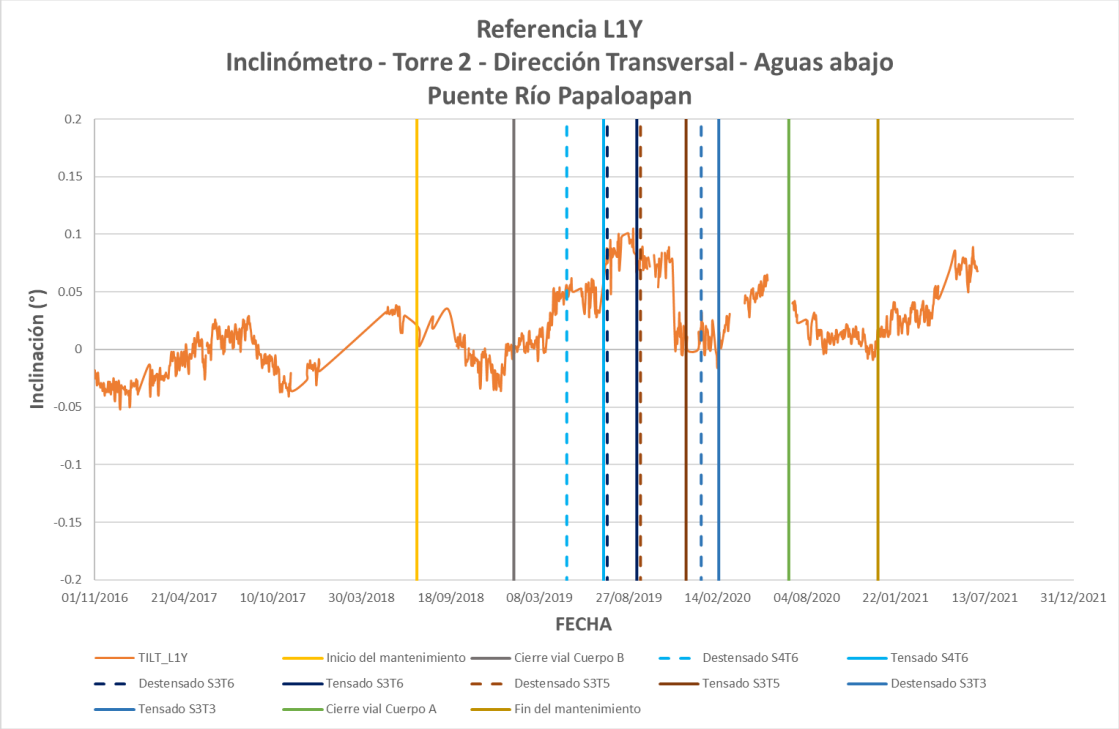

Figura 4.45 Seguimiento al valor de referencia del inclinómetro L1Y

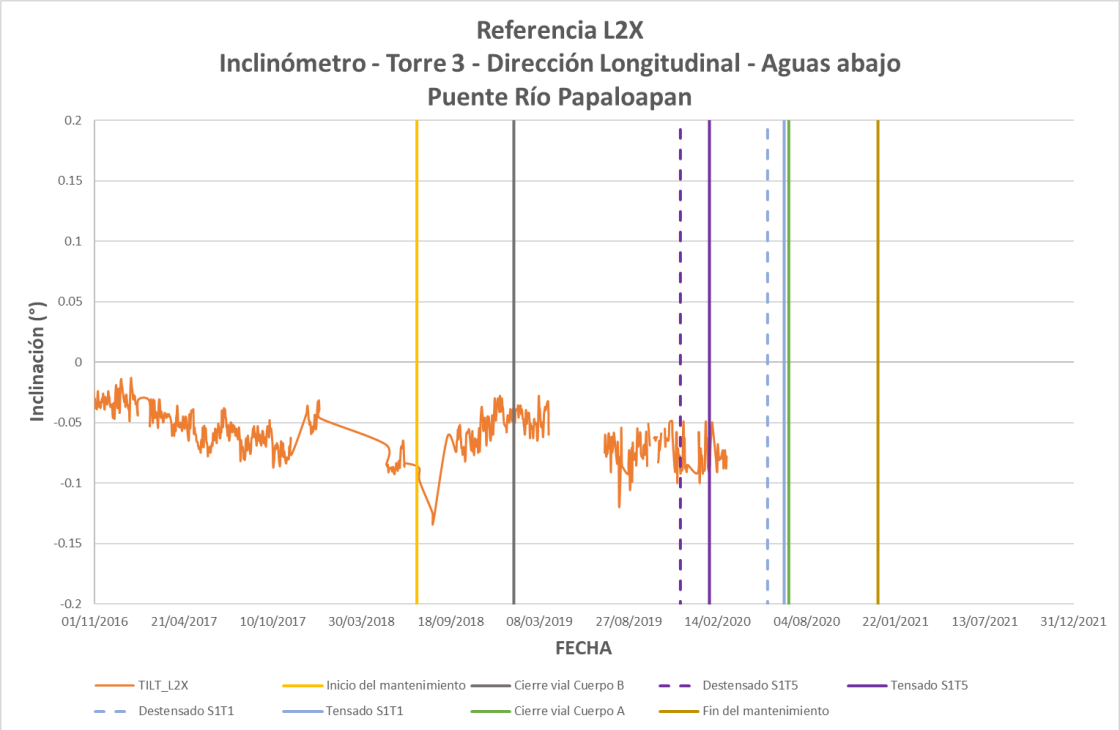

Figura 4.46 Seguimiento al valor de referencia del inclinómetro L2X

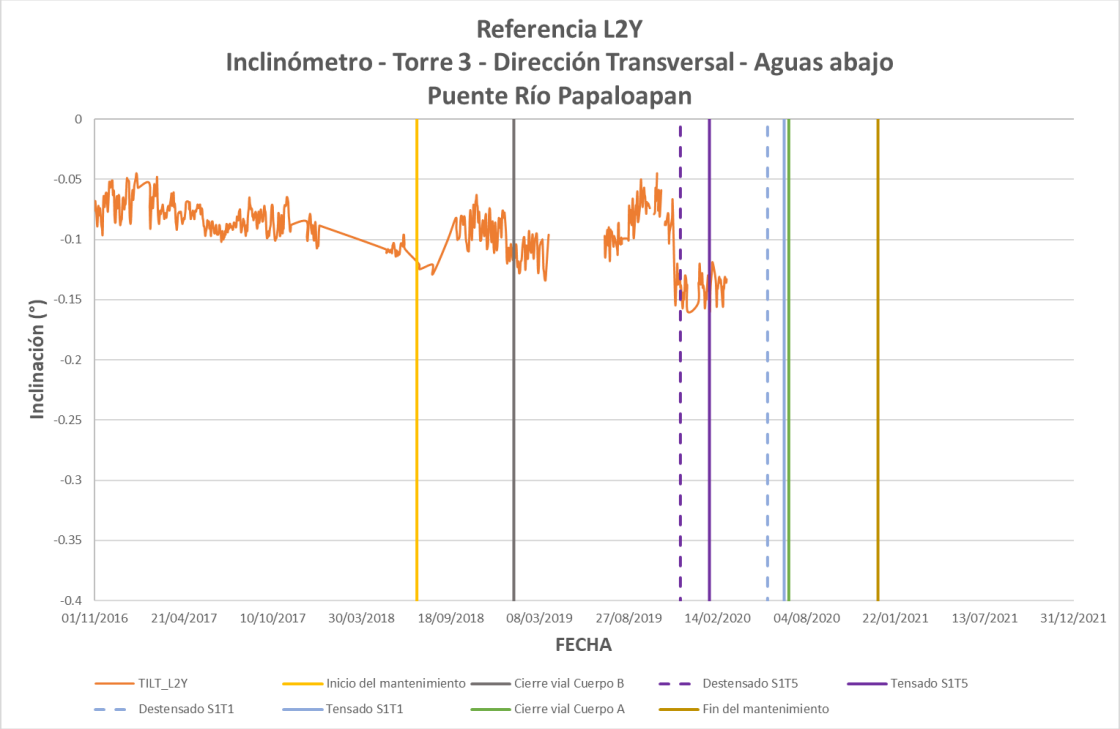

Figura 4.47 Seguimiento al valor de referencia del inclinómetro L2Y

La instalación del sistema de monitoreo incluye 16 acelerómetros, ocho de ellos colocados en los tirantes 4 y 11 de las ocho semi-arpas (ver figura 1.3), de la información obtenida de estos ocho sensores se ha realizado el monitoreo de las tensiones de los tirantes instrumentados en forma continua y se han detectado dos eventos importantes: el primero, en junio de 2014, cuando se hizo el mantenimiento de la carpeta asfáltica del puente que provocó un incremento de tensión de los tirantes en aproximadamente 1.5 toneladas; y el segundo, la falla del tirante 1, semi-arpa 5, el 10 de junio de 2015.

En las figuras 4.48 a 4.63, se muestran las gráficas de los valores de la media estadística de las tensiones calculadas en periodos de 15 días, con mediciones de 3 minutos cada una. Cabe aclarar que, para cada tirante, el análisis se hace según el tipo de distribución que mejor ajusta en cada caso; por lo tanto, las distribuciones estadísticas pueden ser distintas para cada tirante, pero el valor reportado corresponde a la media de esas distribuciones.

Como puede observarse de los gráficos, durante las etapas de rehabilitación, los tirantes presentaron cambios considerables debido a las maniobras de tensado/destensado de tirantes, así como de un aumento en la carga muerta debido a pasarelas y a estructuras provisionales. Cabe destacar que para cada tensado/destensado se calculó la redistribución de tensiones con el modelo calibrado para evaluar el estado de carga de cada tirante.

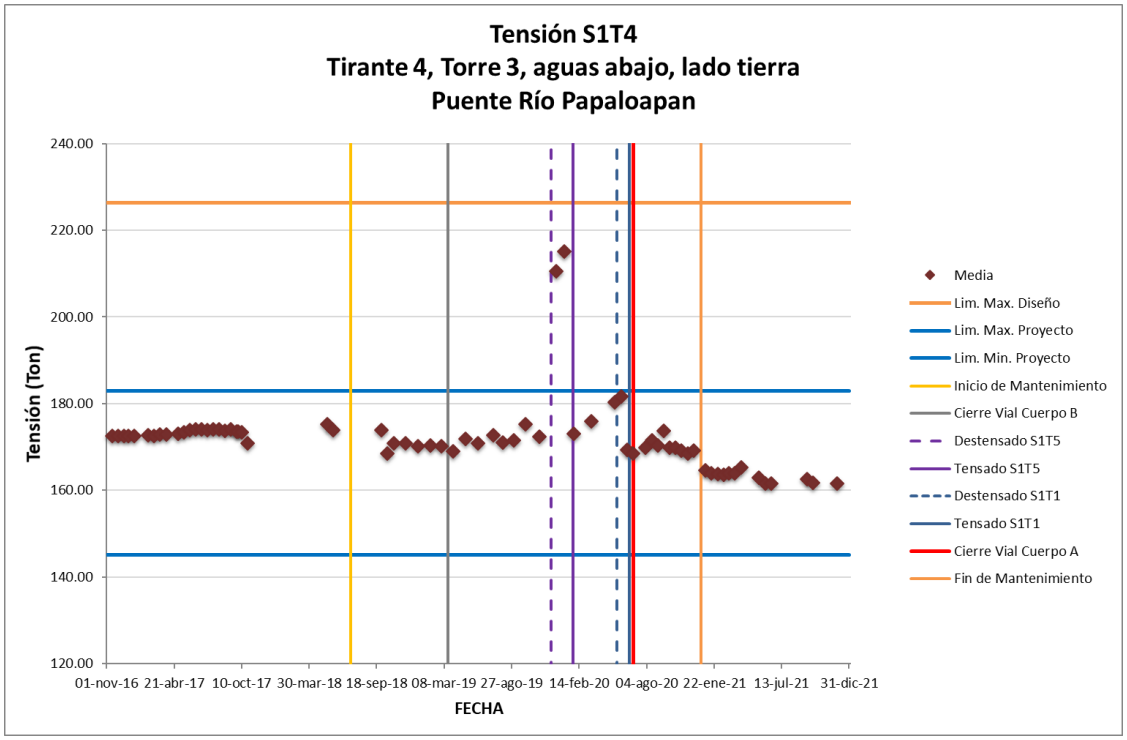

Figura 4.48 Seguimiento de la tensión del tirante T4S1

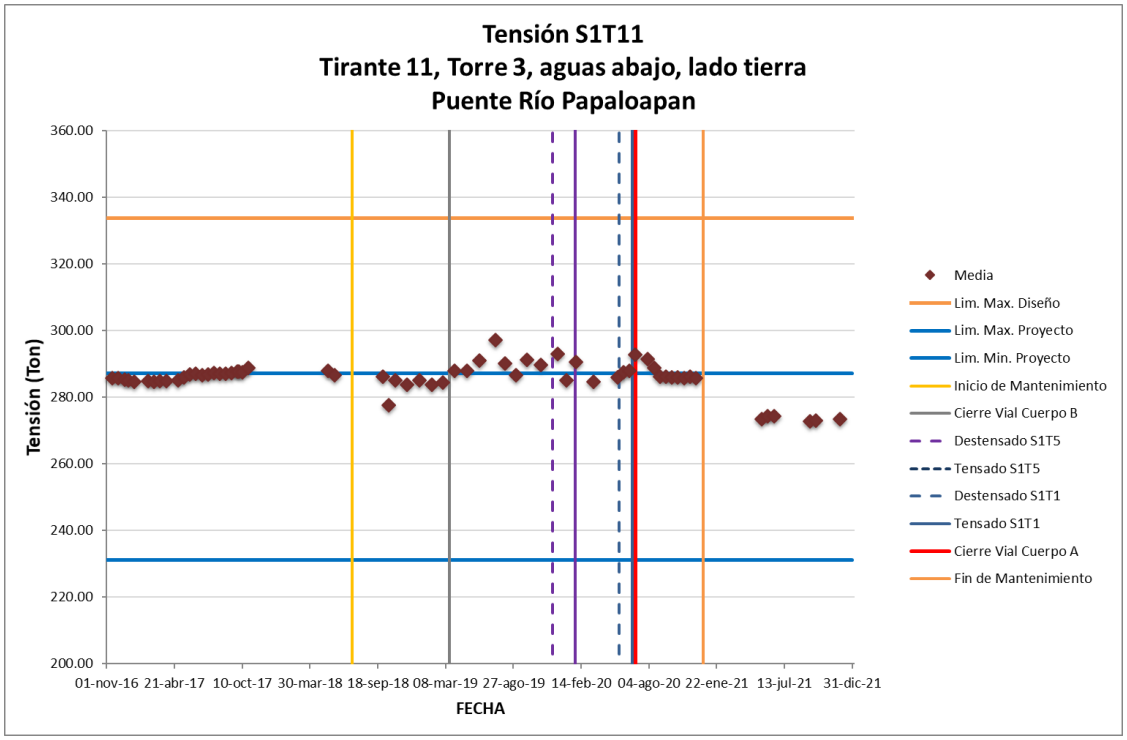

Figura 4.49 Seguimiento de la tensión del tirante T11S1

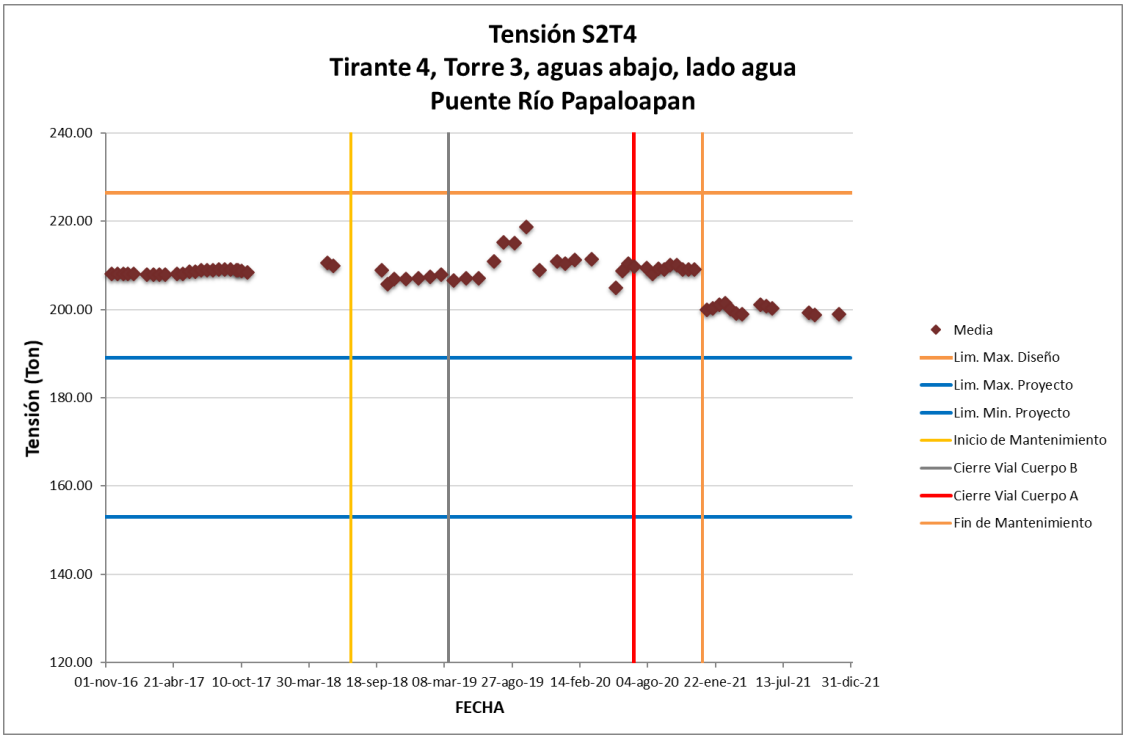

Figura 4.50 Seguimiento de la tensión del tirante T4S2

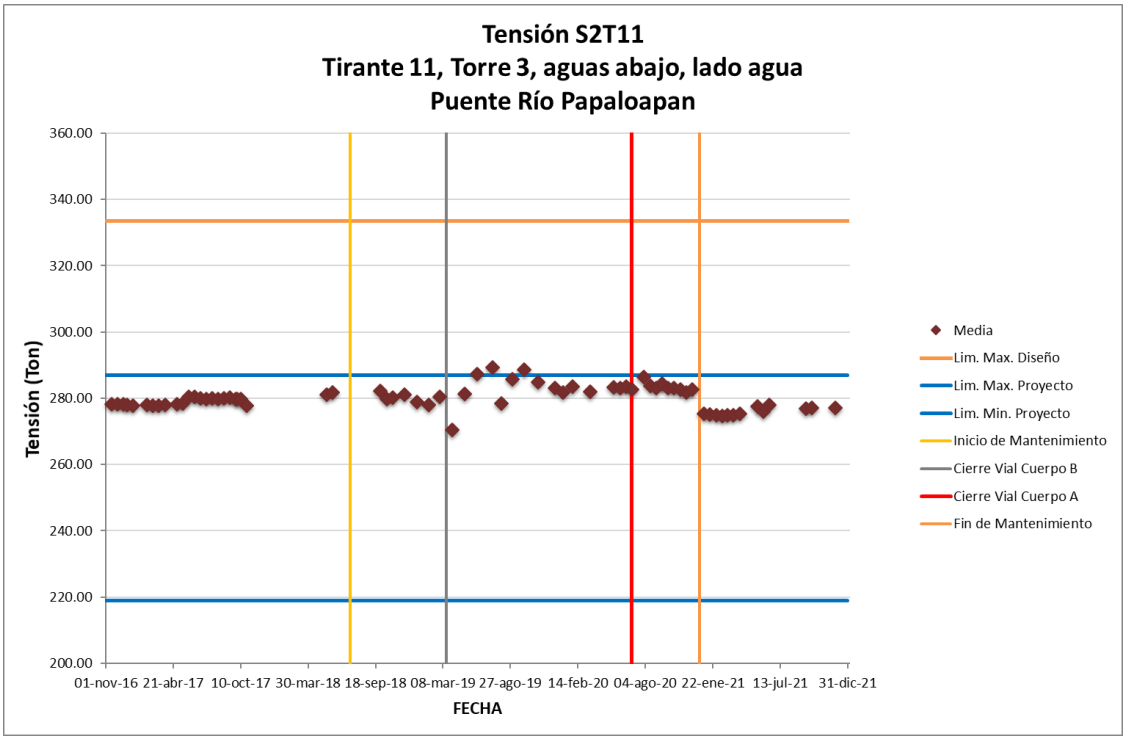

Figura 4.51 Seguimiento de la tensión del tirante T11S2

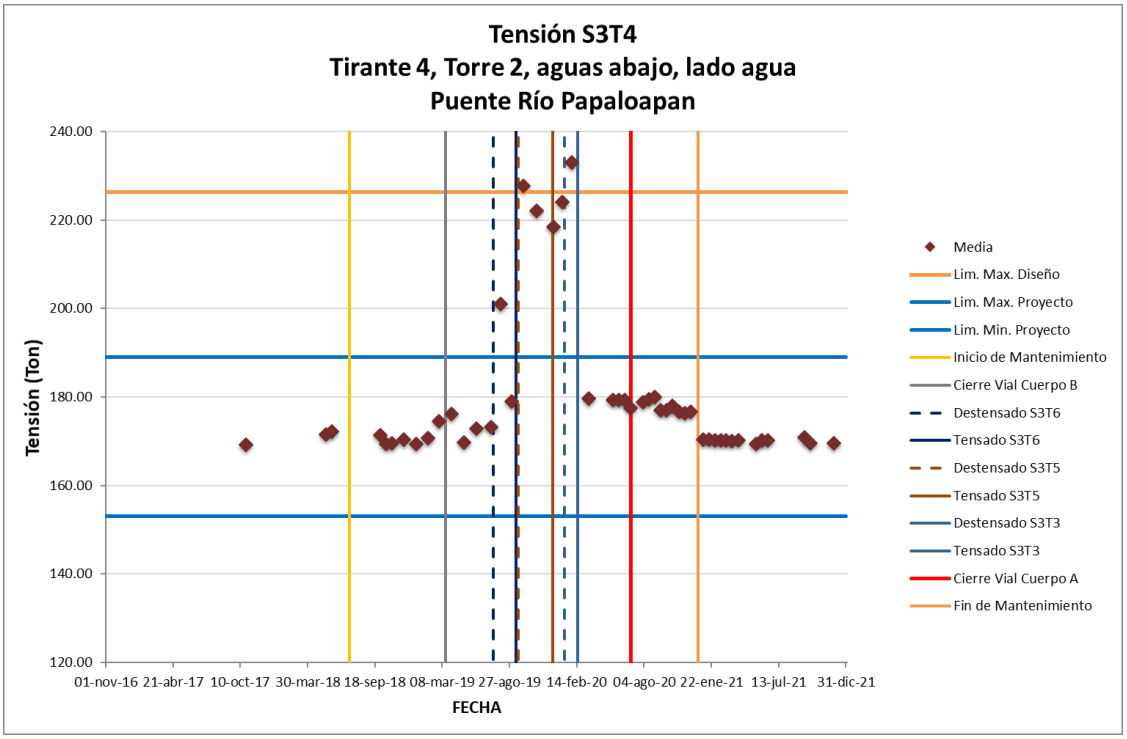

Figura 4.52 Seguimiento de la tensión del tirante T4S3

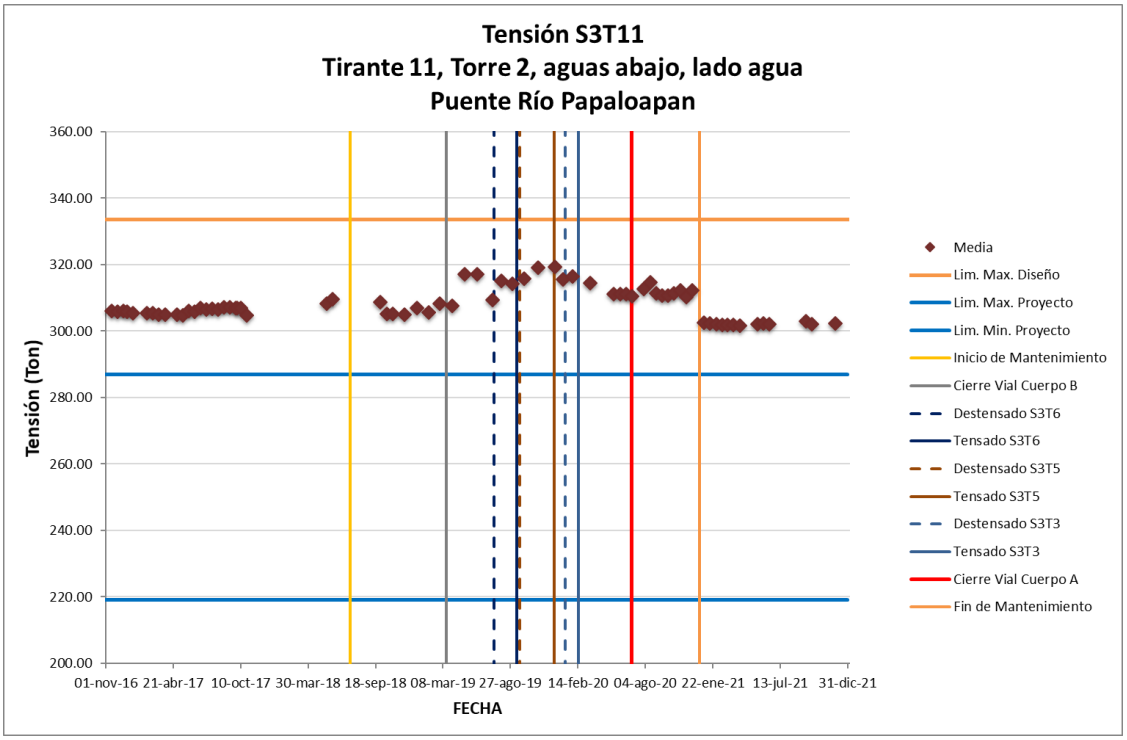

Figura 4.53 Seguimiento de la tensión del tirante T11S3

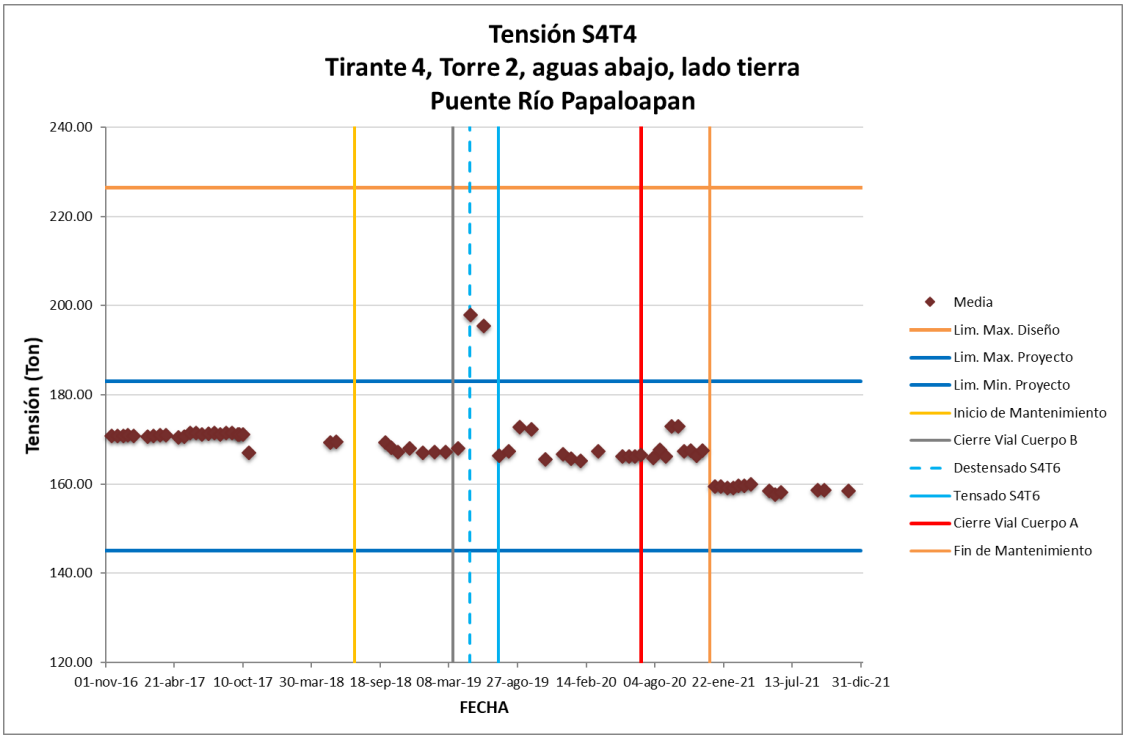

Figura 4.54 Seguimiento de la tensión del tirante T4S4

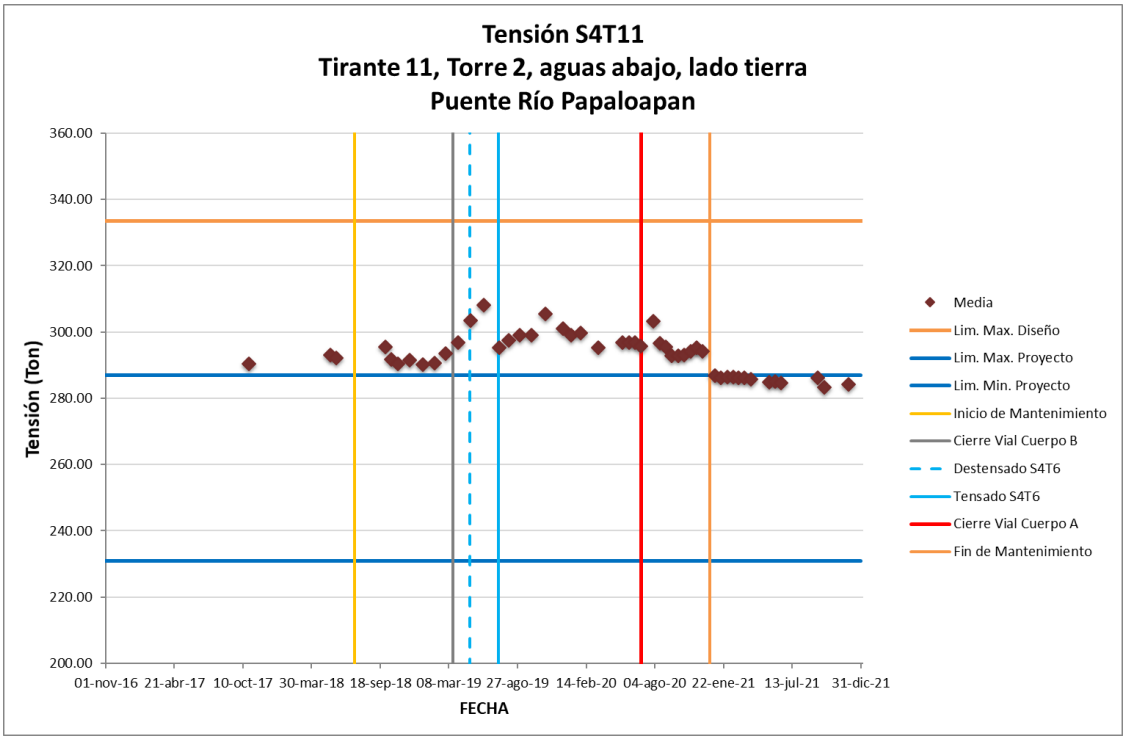

Figura 4.55 Seguimiento de la tensión del tirante T11S4

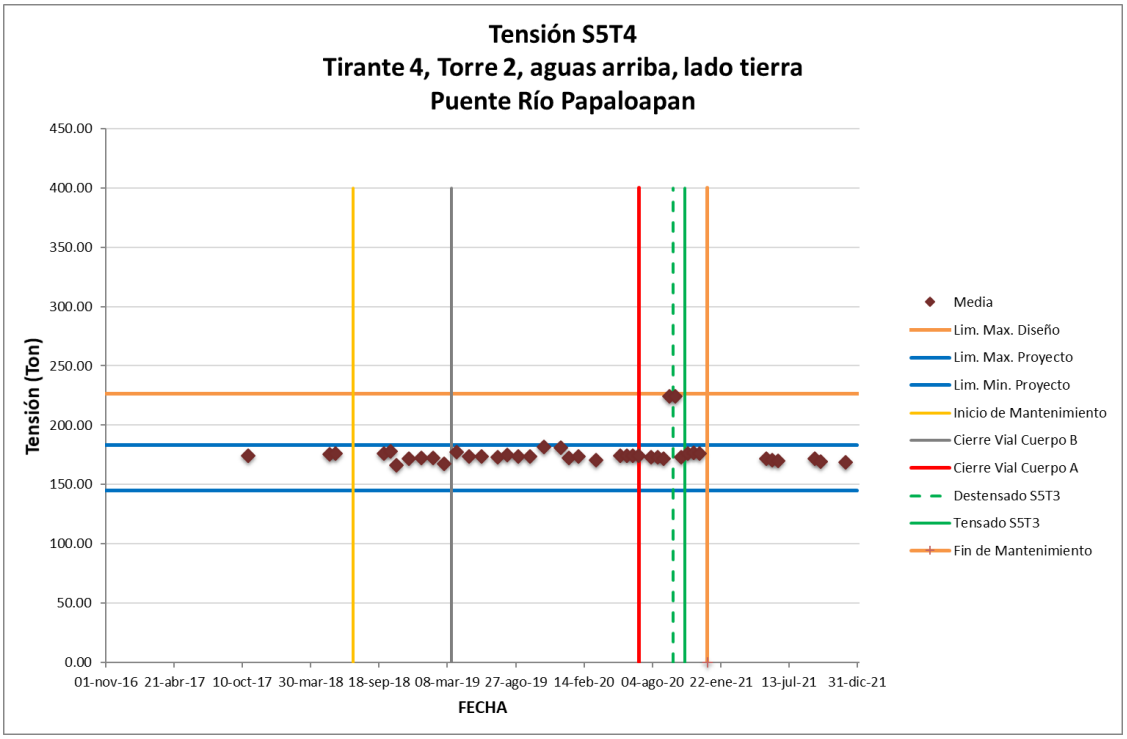

Figura 4.56 Seguimiento de la tensión del tirante T4S5

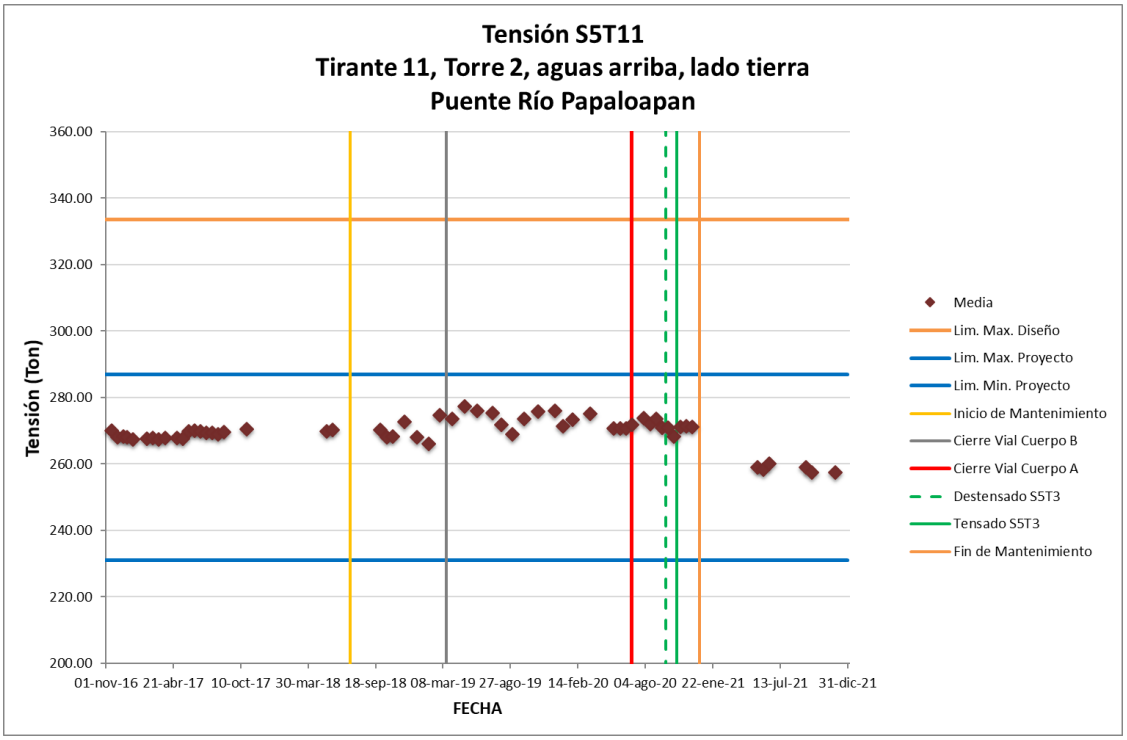

Figura 4.57 Seguimiento de la tensión del tirante T11S5

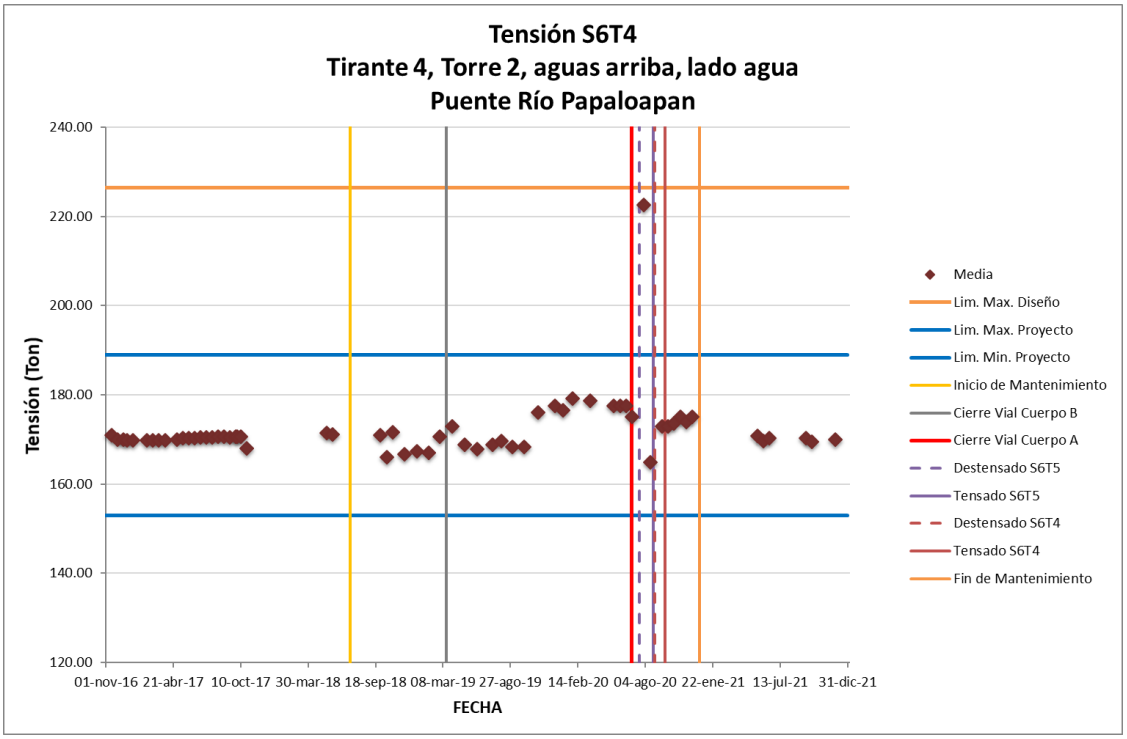

Figura 4.58 Seguimiento de la tensión del tirante T4S6

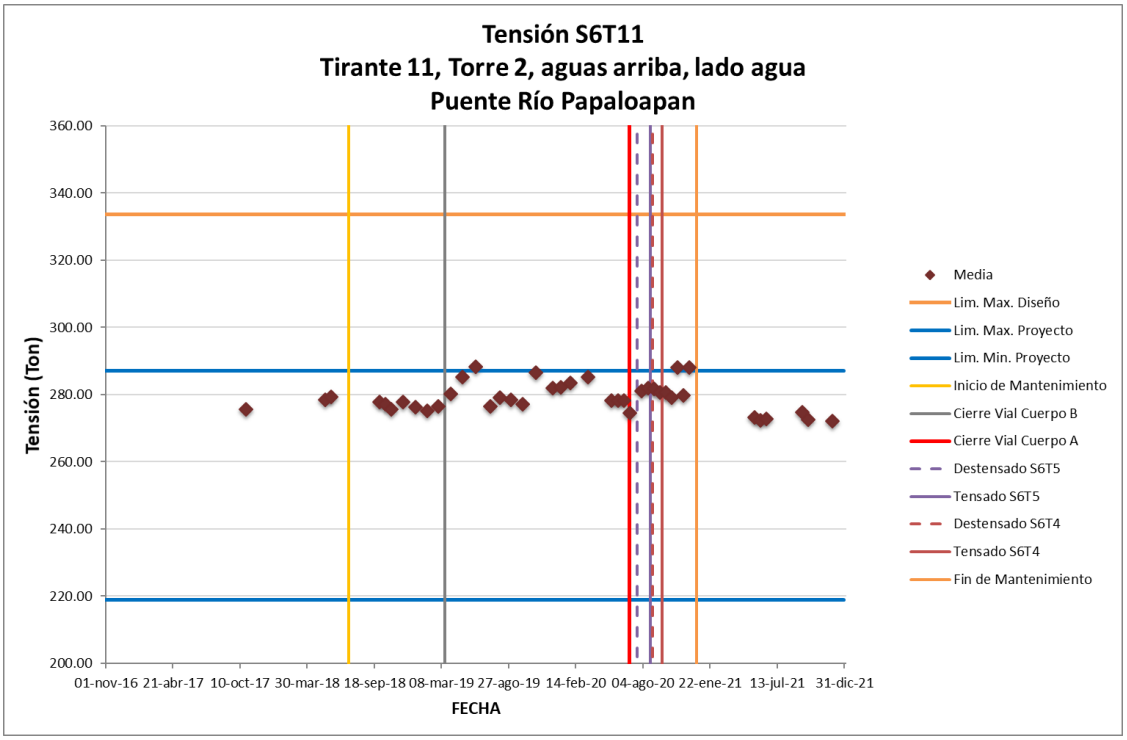

Figura 4.59 Seguimiento de la tensión del tirante T11S6

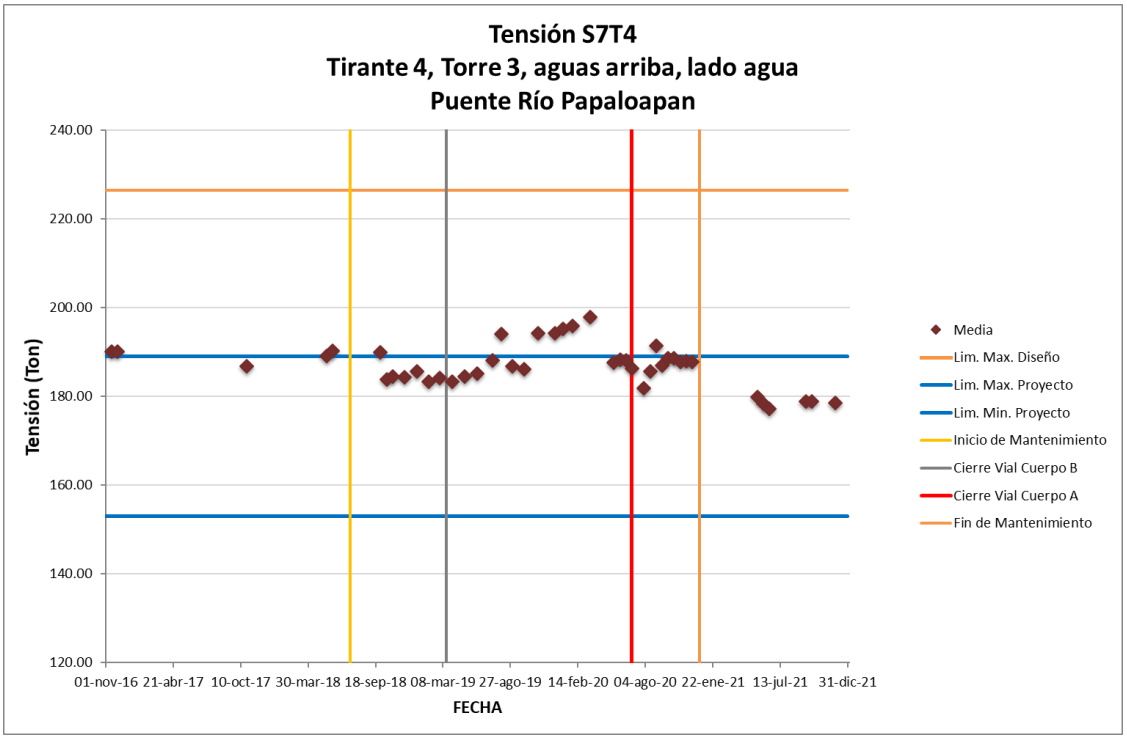

Figura 4.60 Seguimiento de la tensión del tirante T4S7

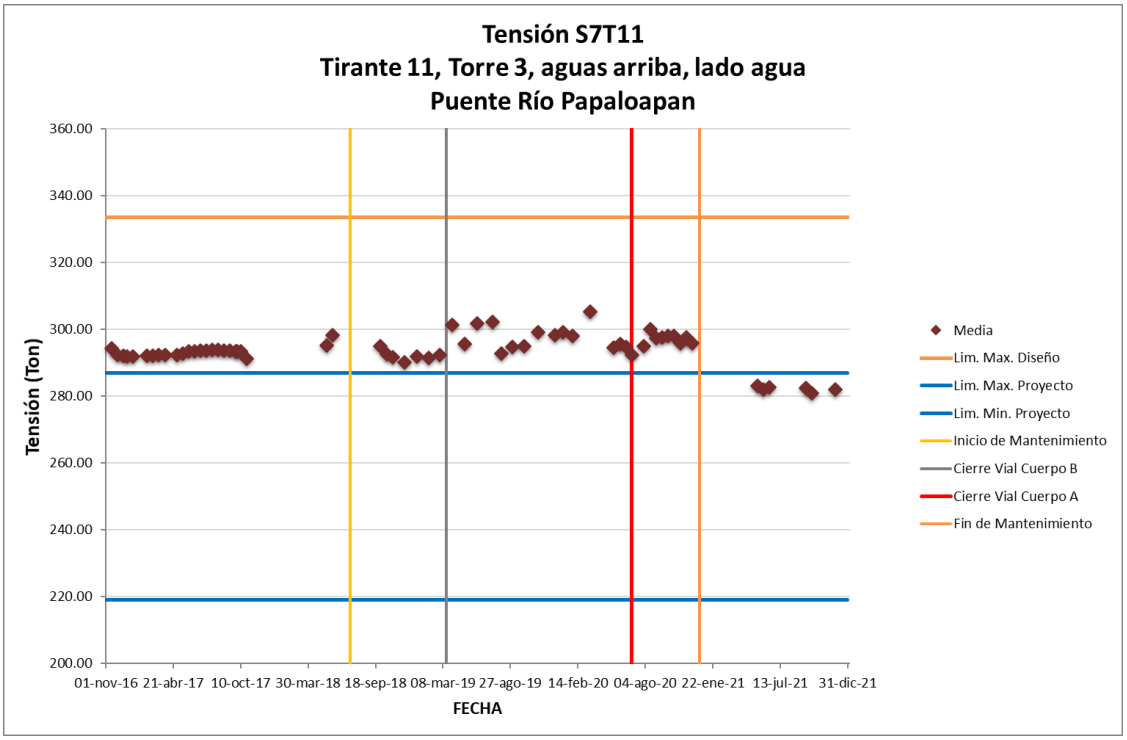

Figura 4.61 Seguimiento de la tensión del tirante T11S7

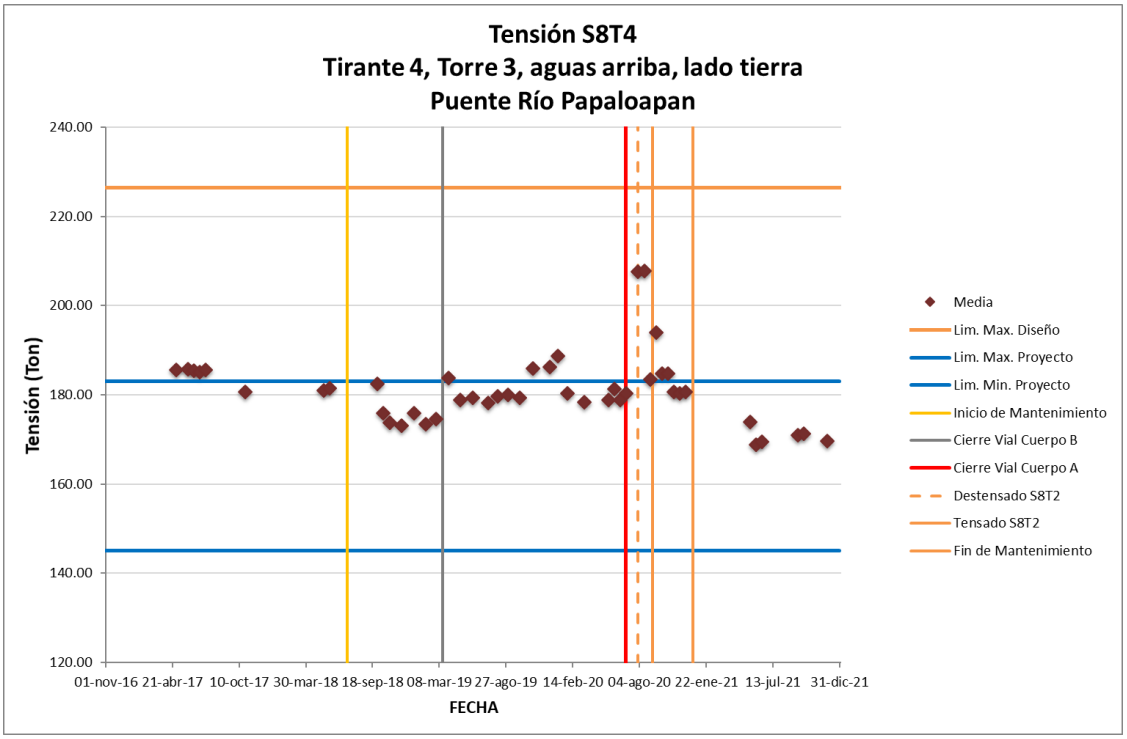

Figura 4.62 Seguimiento de la tensión del tirante T4S8

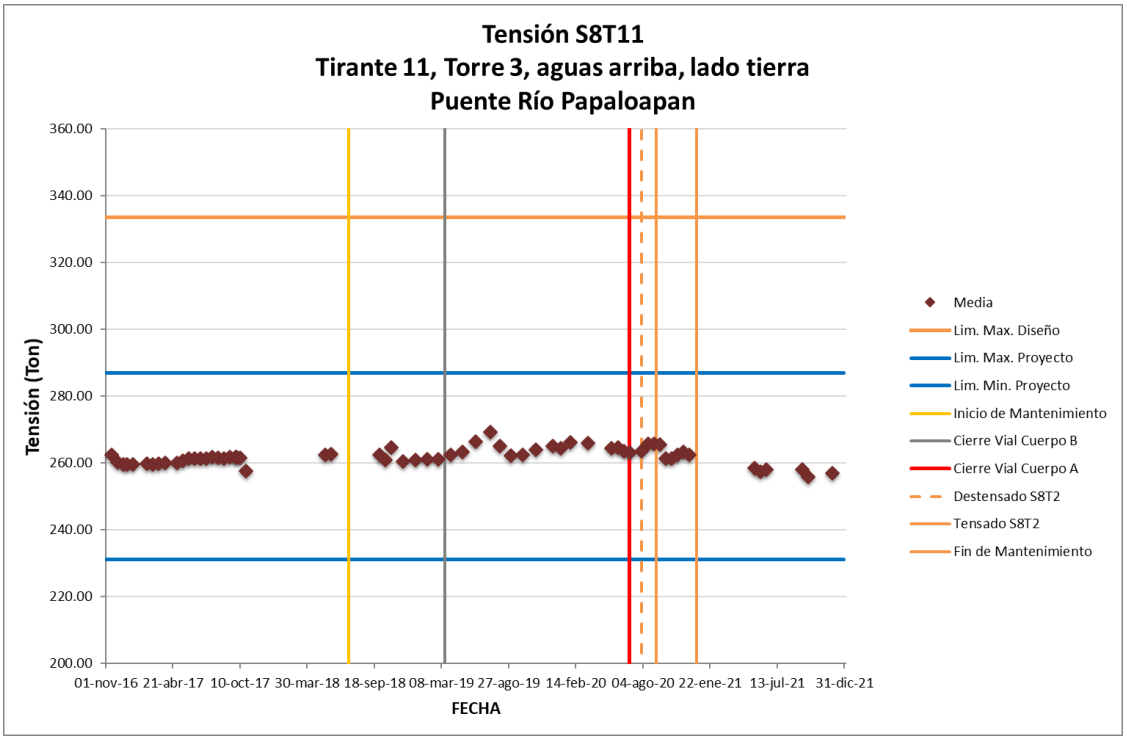

Figura 4.63 Seguimiento de la tensión del tirante T11S8

Otro de las respuestas estructurales a considerar durante el monitoreo estructural del puente Río Papaloapan, es el valor de la media estadística de deformación unitaria provocada por las cargas vivas (vehículos que circulan por el puente Río Papaloapan), el cual es un parámetro bastante sensible a los mantenimientos realizados y a los cierres parciales de cuerpos o carriles. Siempre que un vehículo circula sobre el puente se genera un esfuerzo sobre las vigas principales a tensión y después a compresión, el valor absoluto de estos registros, a tensión y compresión, es utilizado para construir una distribución estadística para cada sensor. Los datos corresponden a bloques de 15 días de medición, y todos los sensores, para cargas vivas, cumplen con una distribución estadística del tipo Gauss Inversa.

Las gráficas de las figuras de la 4.64 a la 4.111 muestran el valor de la media de cada sensor a tensión y compresión desde el año de 2016.

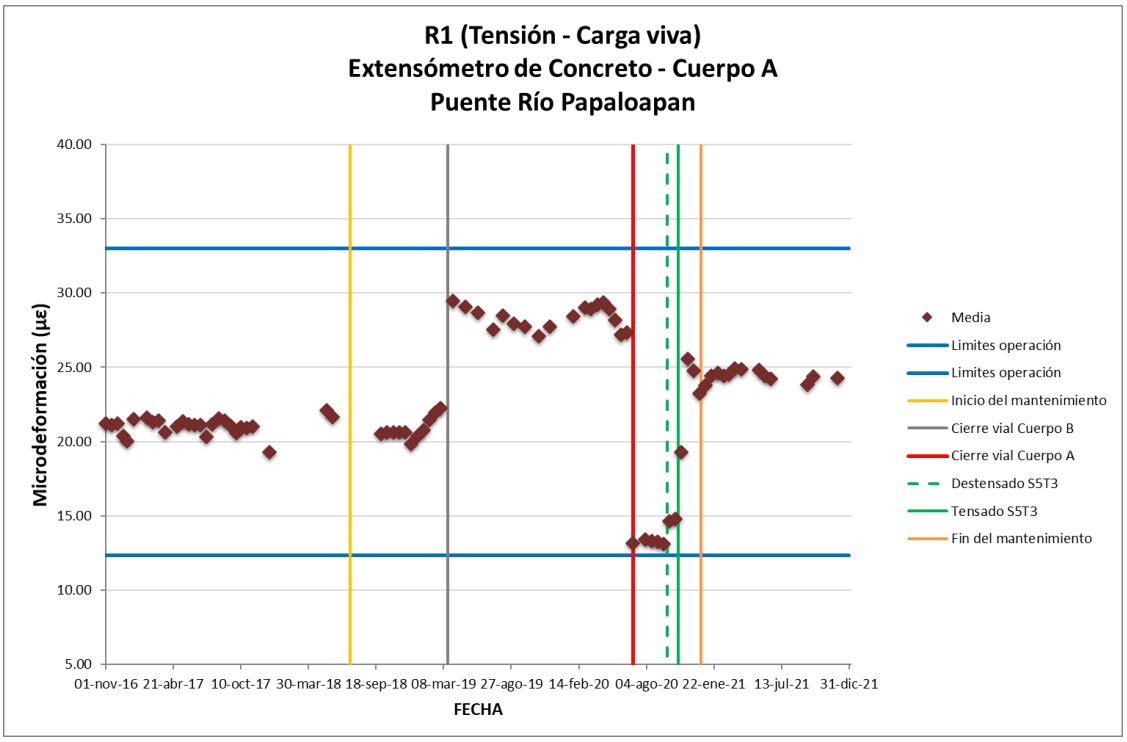

Figura 4.64 Valores promedio a tensión del extensómetro R1

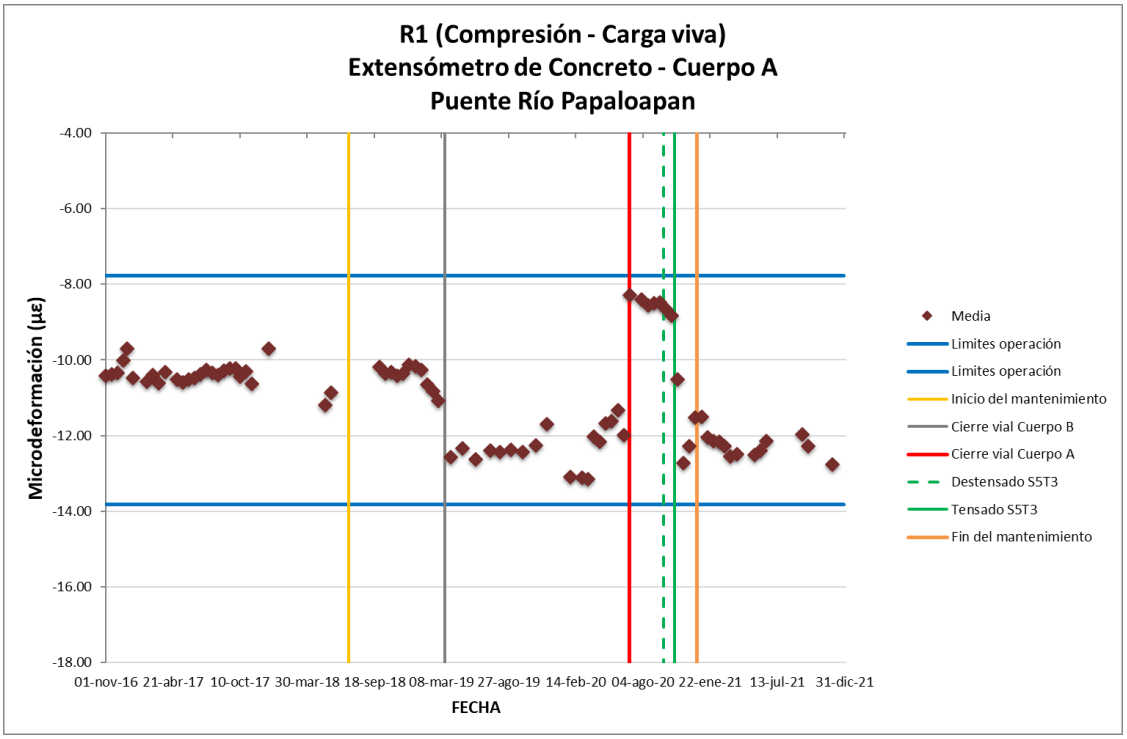

Figura 4.65 Valores promedio a compresión del extensómetro R1

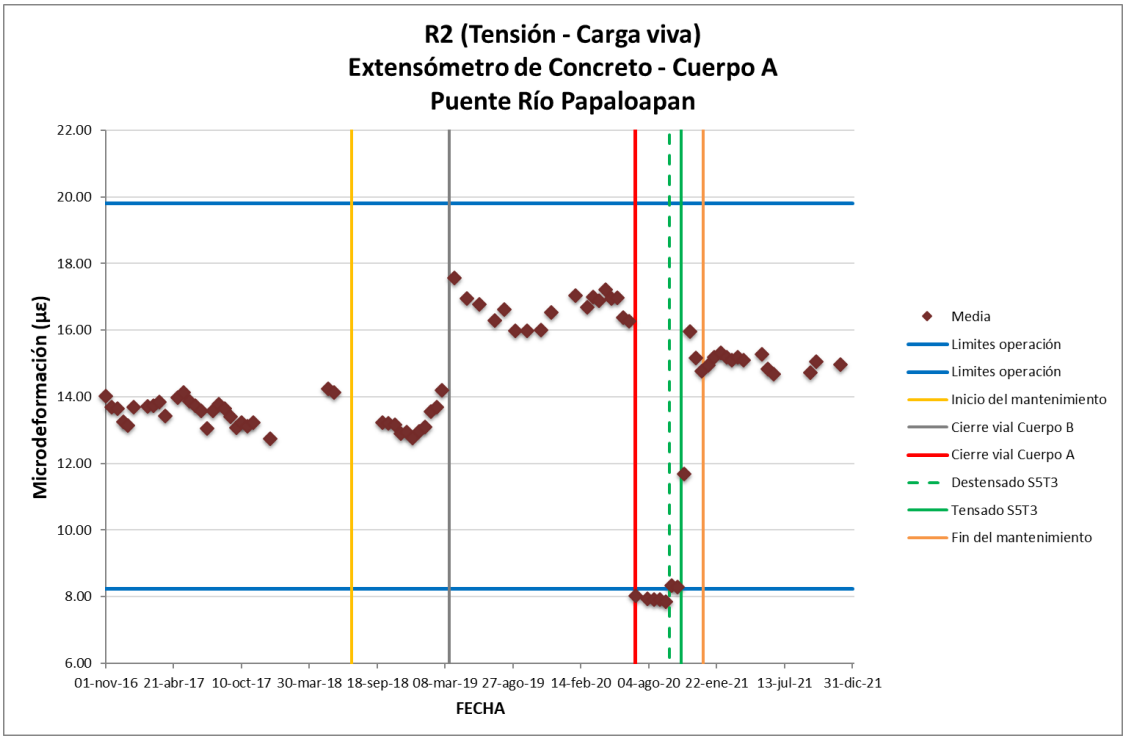

Figura 4.66 Valores promedio a tensión del extensómetro R2

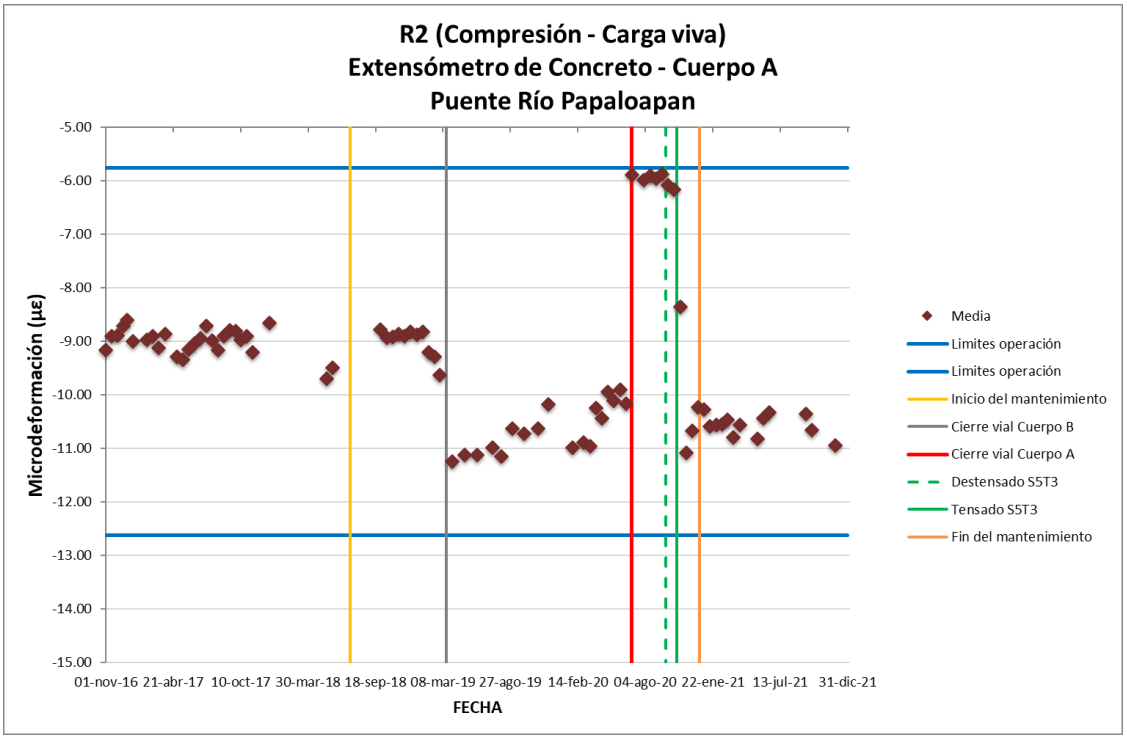

Figura 4.67 Valores promedio a compresión del extensómetro R2

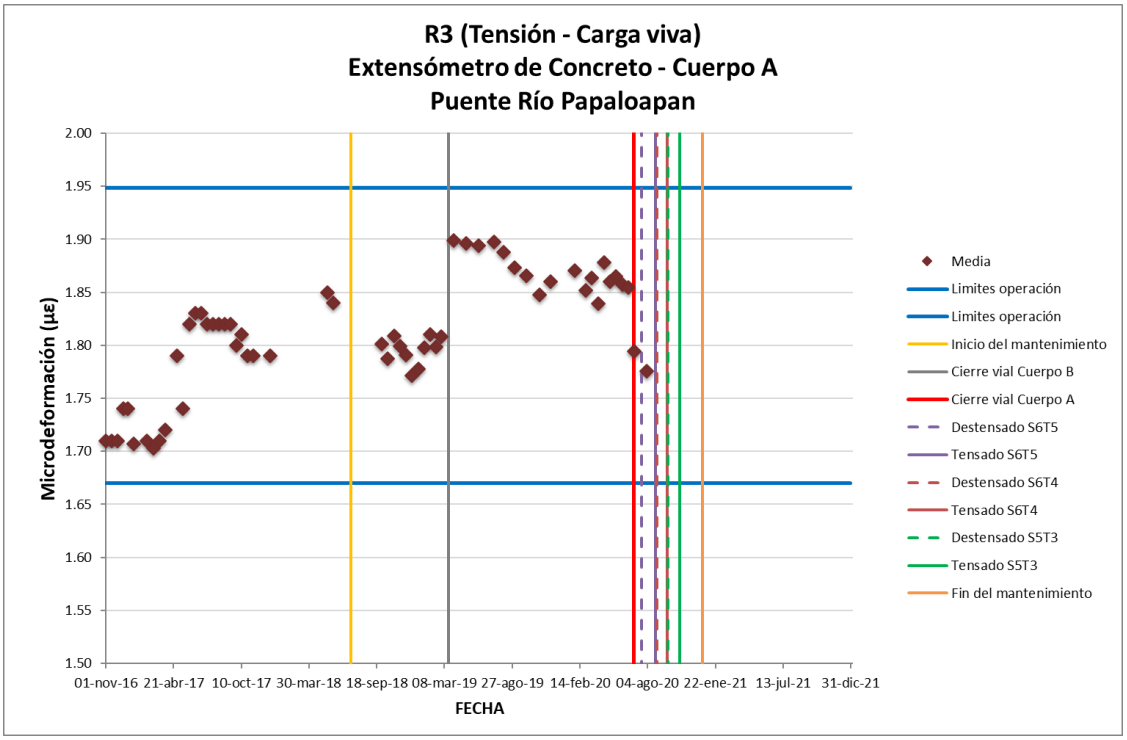

Figura 4.68 Valores promedio a tensión del extensómetro R3

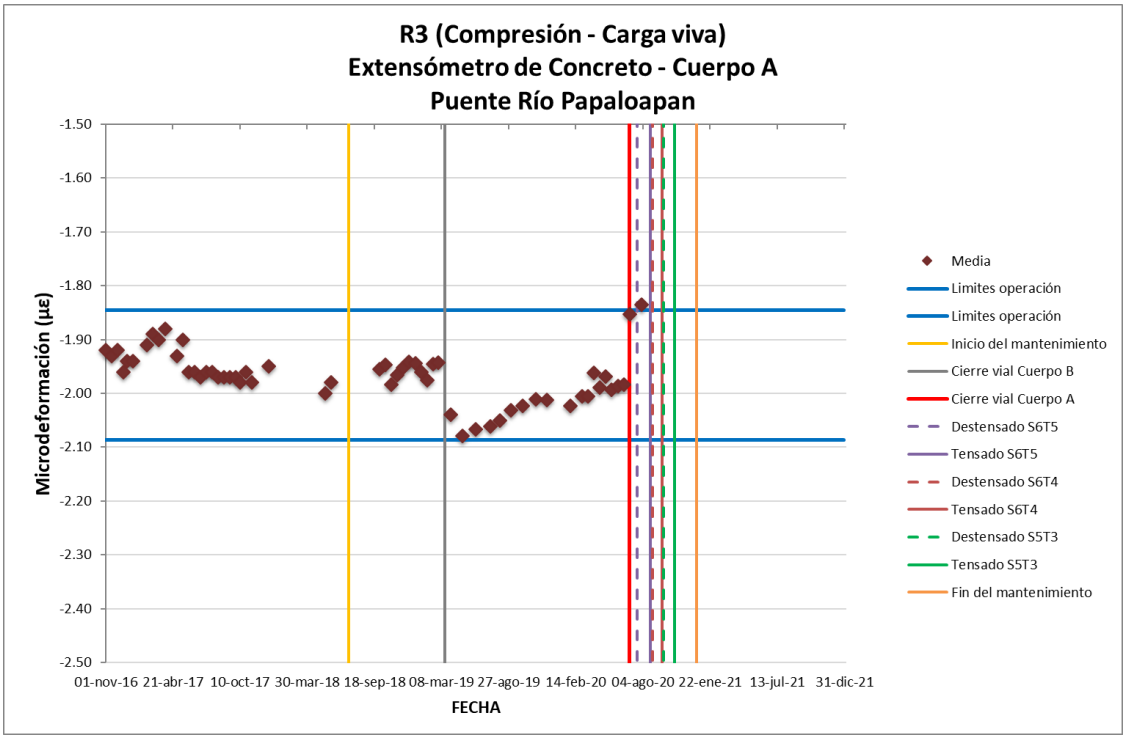

Figura 4.69 Valores promedio a compresión del extensómetro R3

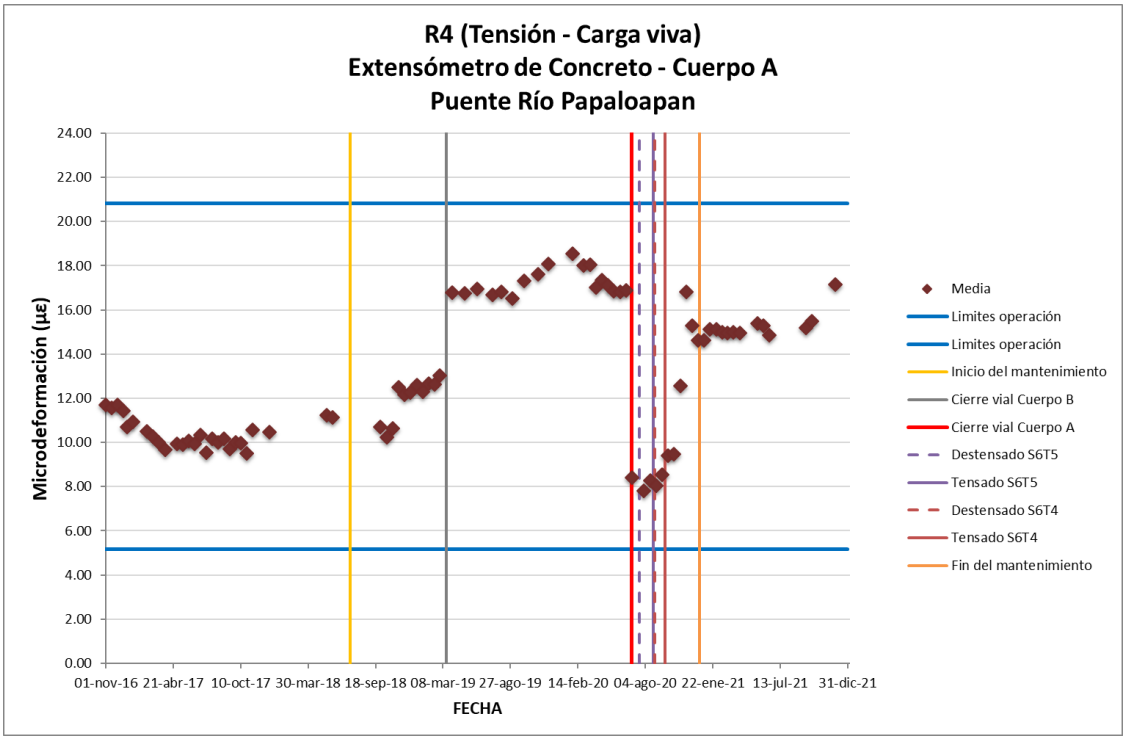

Figura 4.70 Valores promedio a tensión del extensómetro R4

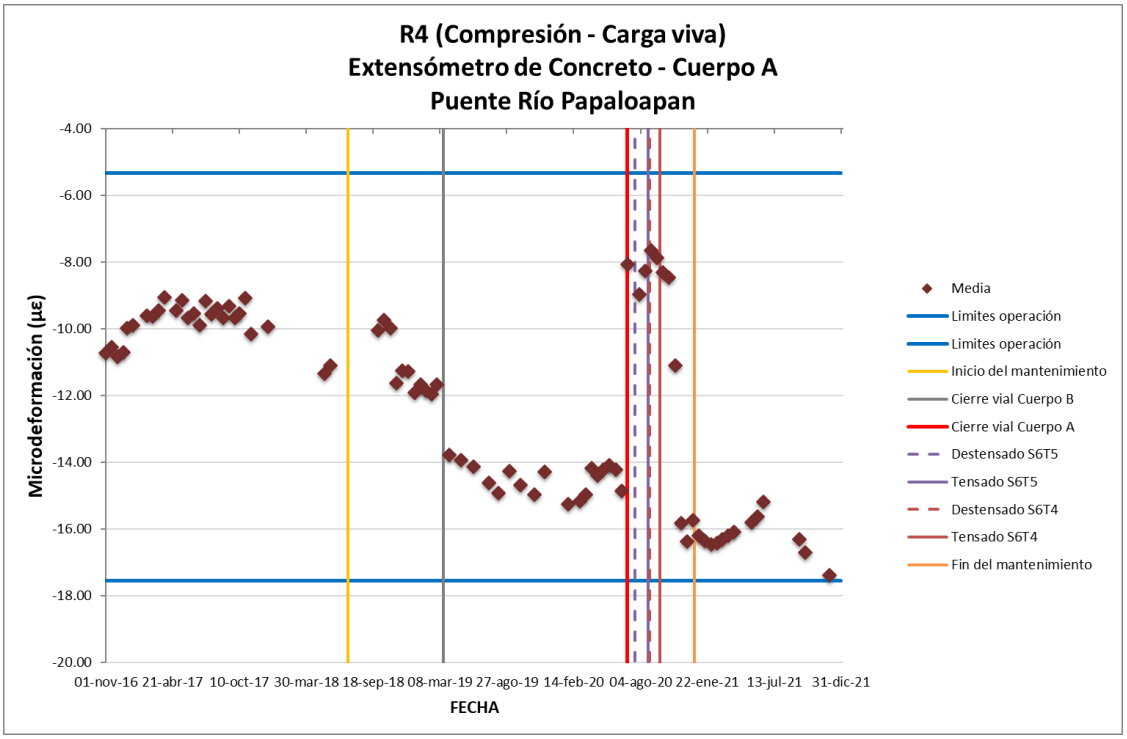

Figura 4.71 Valores promedio a compresión del extensómetro R4

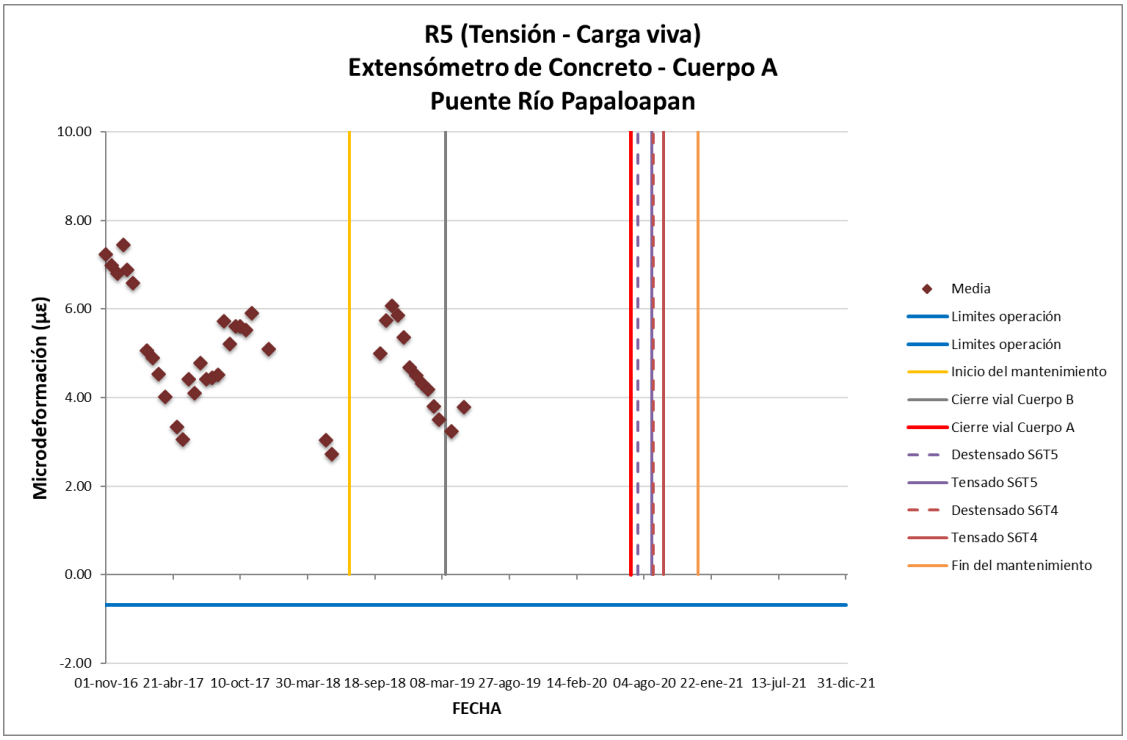

Figura 4.72 Valores promedio a tensión del extensómetro R5

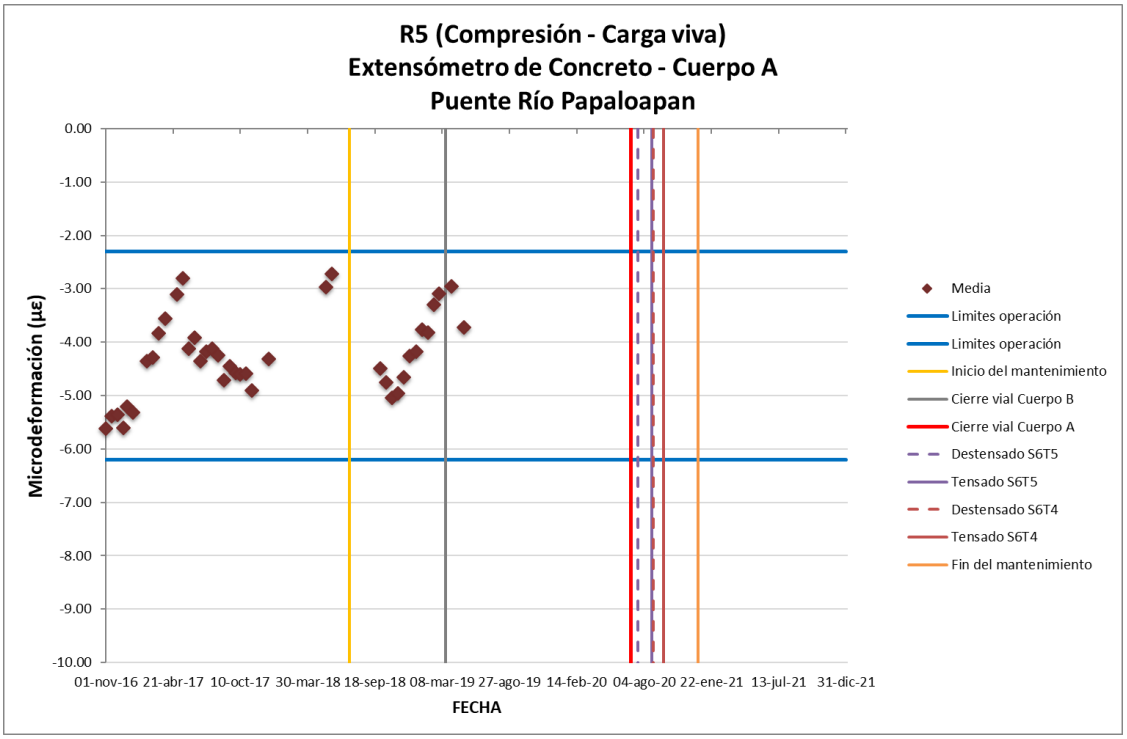

Figura 4.73 Valores promedio a compresión del extensómetro R5

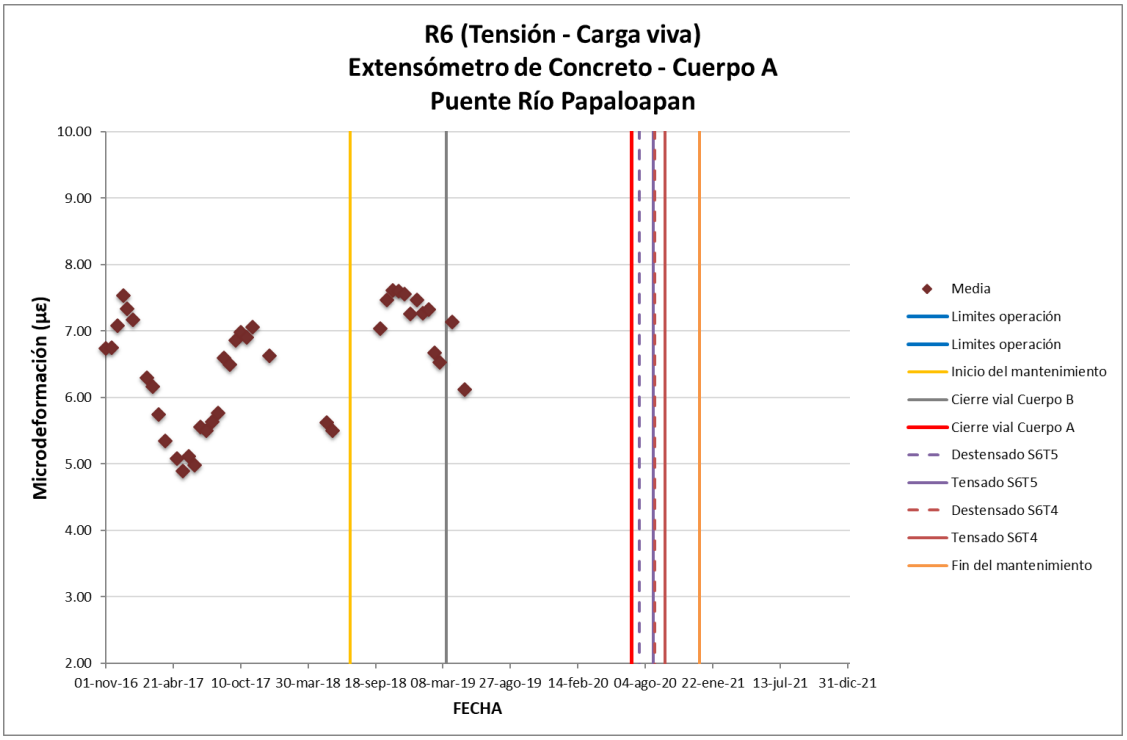

Figura 4.74 Valores promedio a tensión del extensómetro R6

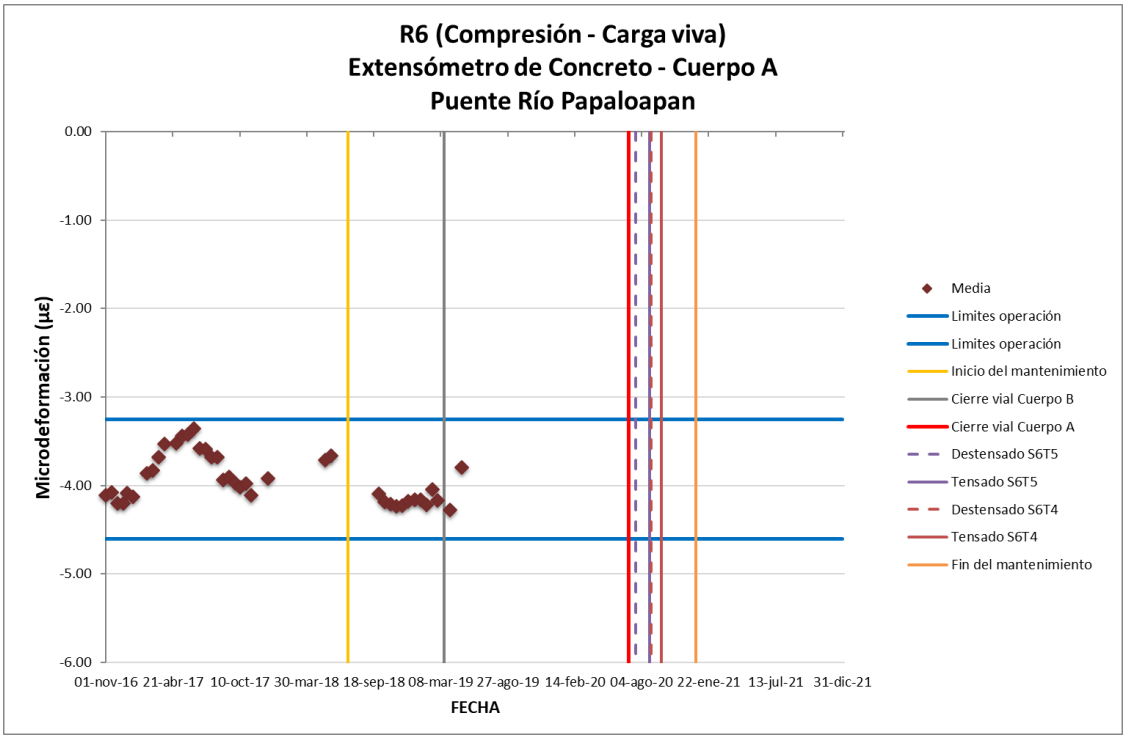

Figura 4.75 Valores promedio a compresión del extensómetro R6

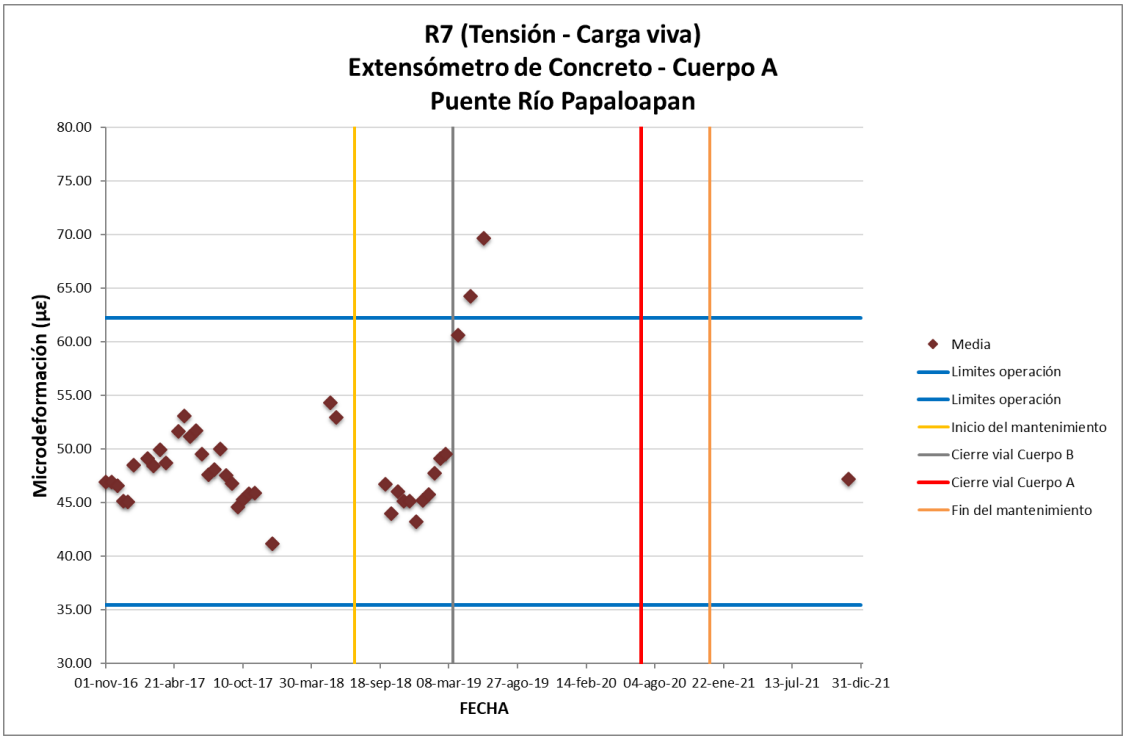

Figura 4.76 Valores promedio a tensión del extensómetro R7

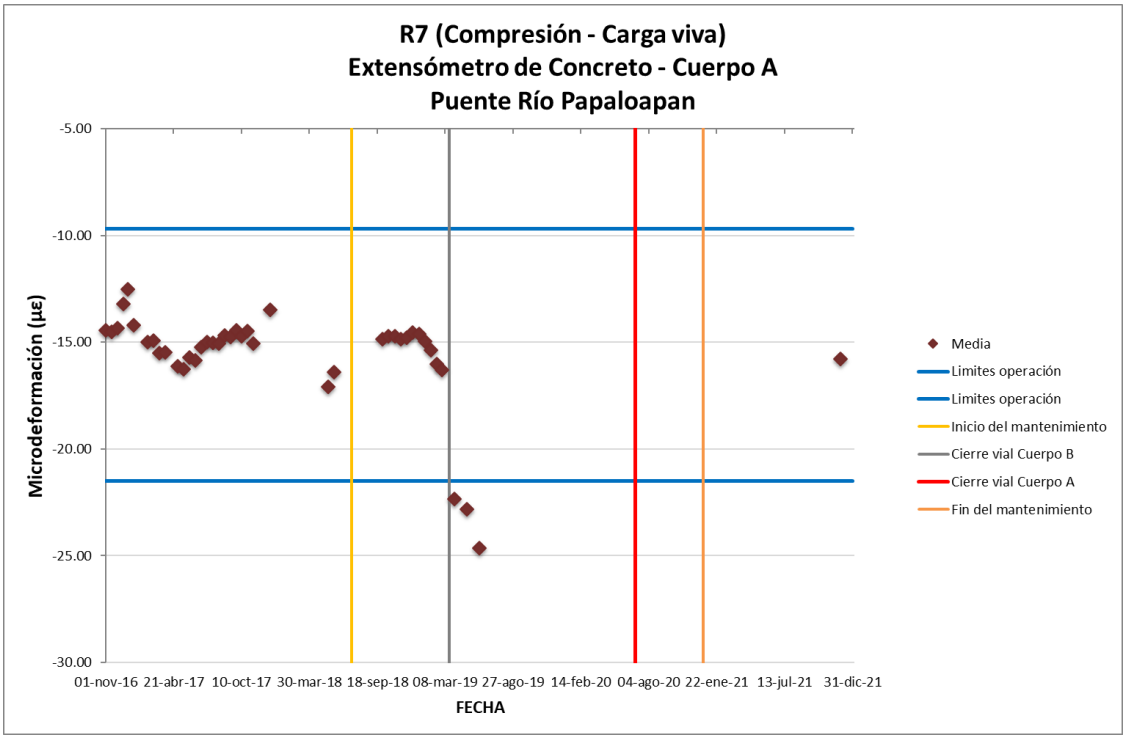

Figura 4.77 Valores promedio a compresión del extensómetro R7

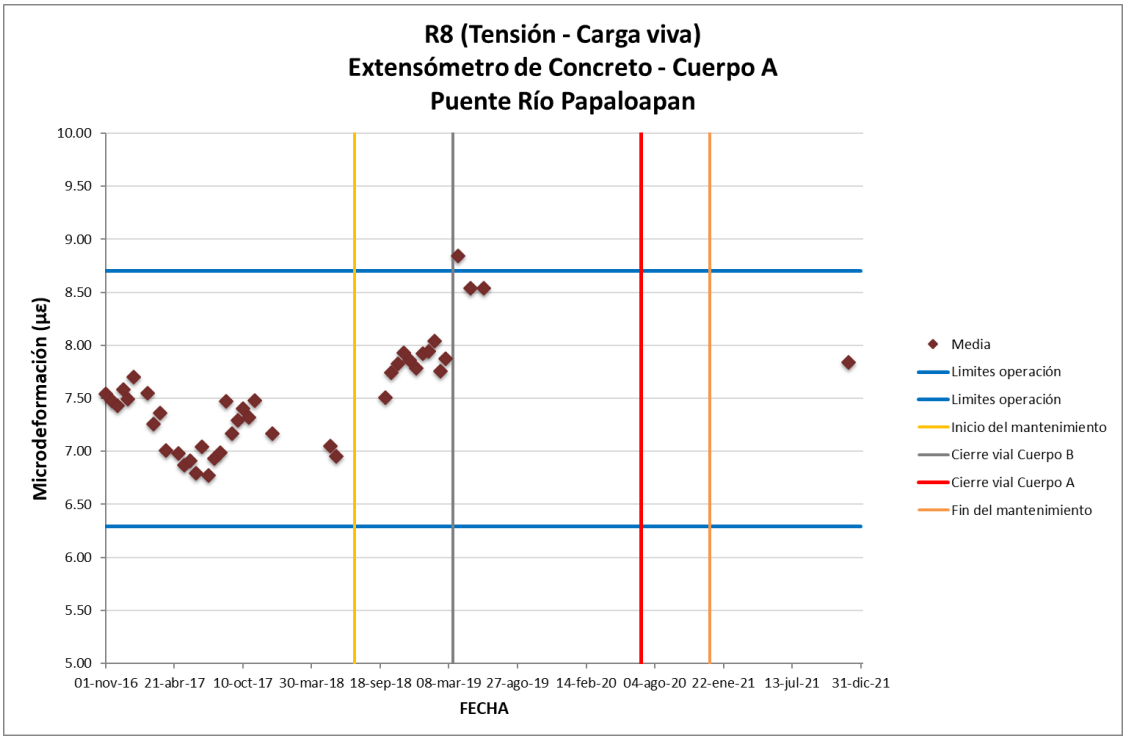

Figura 4.78 Valores promedio a tensión del extensómetro R8

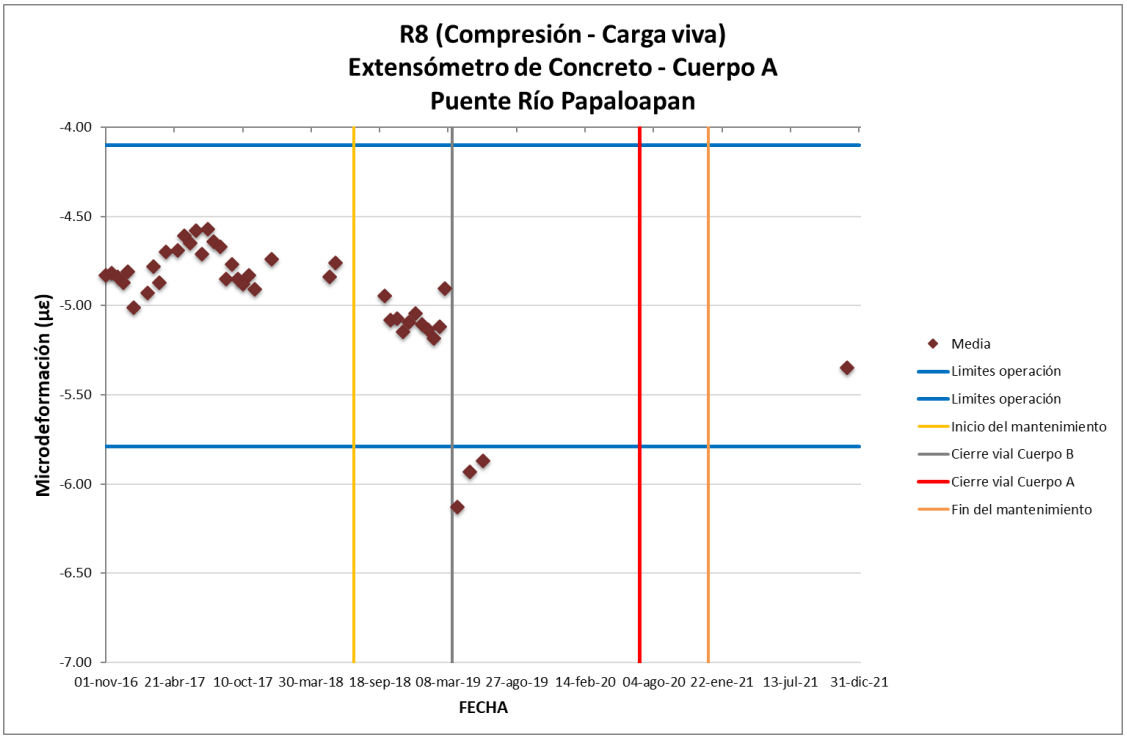

Figura 4.79 Valores promedio a compresión del extensómetro R8

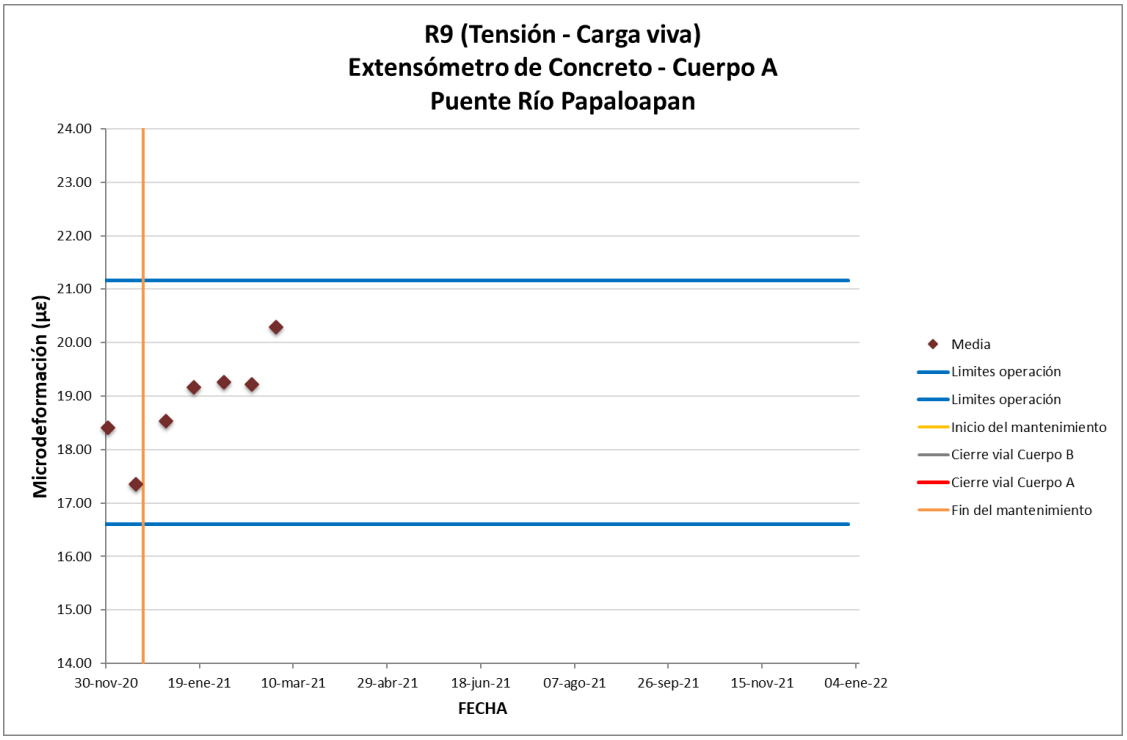

Figura 4.80 Valores promedio a tensión del extensómetro R9

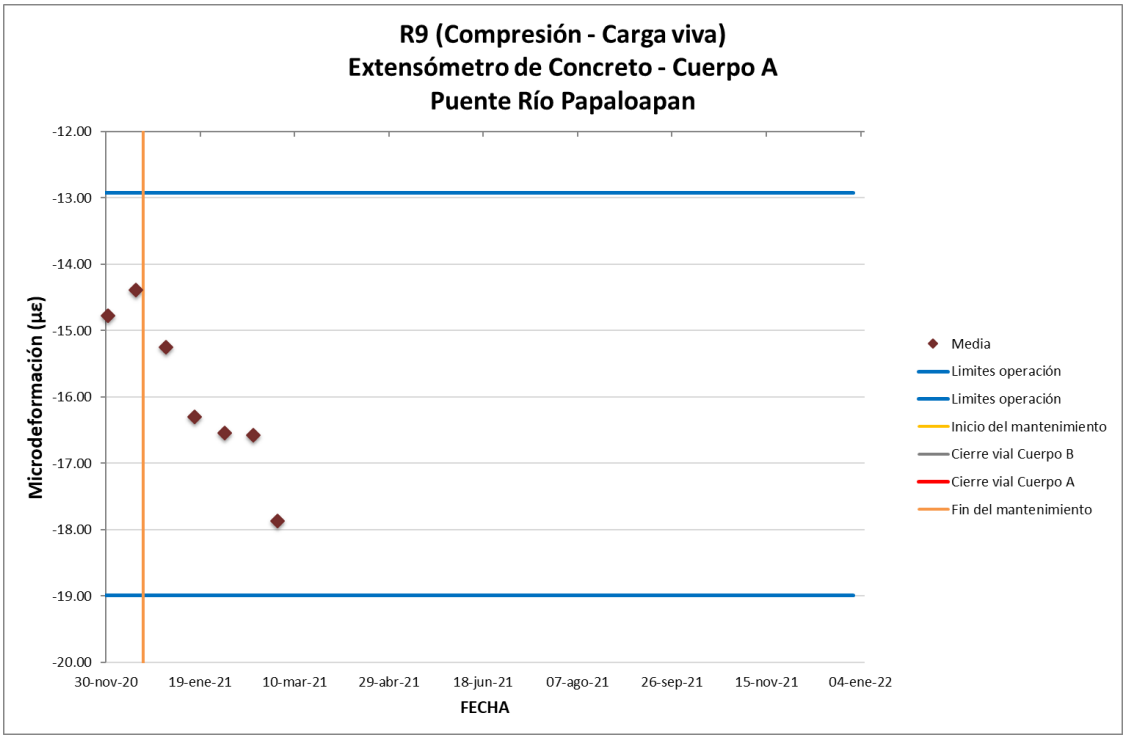

Figura 4.81 Valores promedio a compresión del extensómetro R9

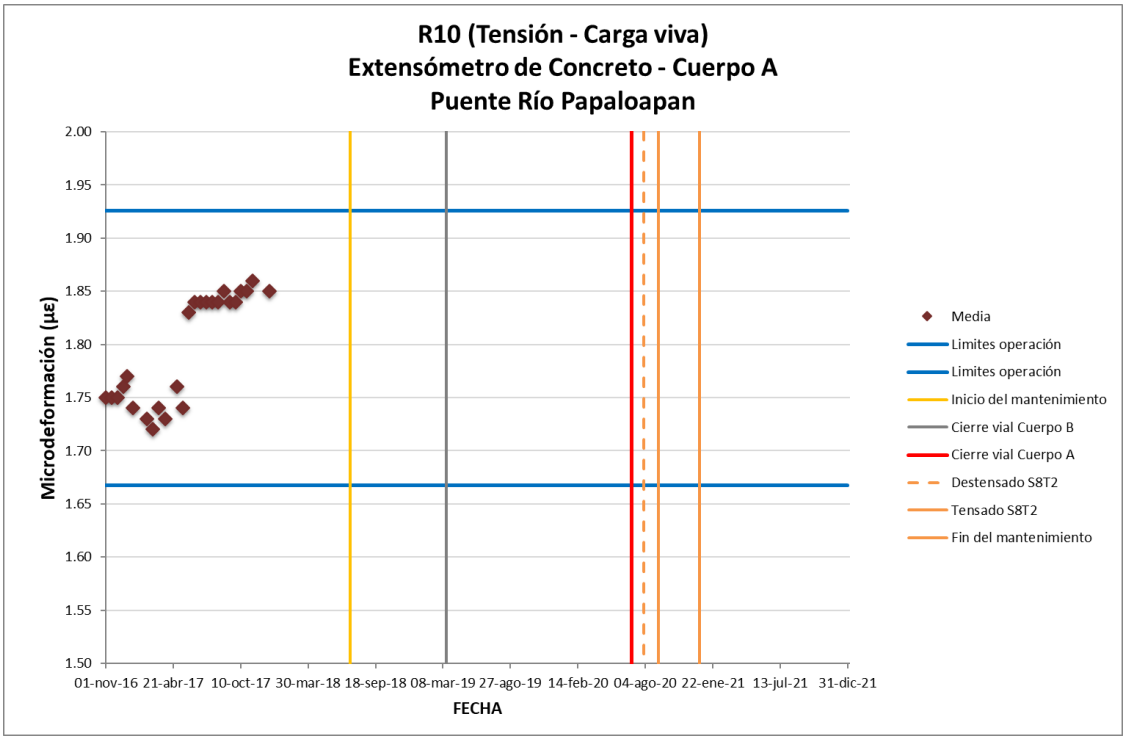

Figura 4.82 Valores promedio a tensión del extensómetro R10

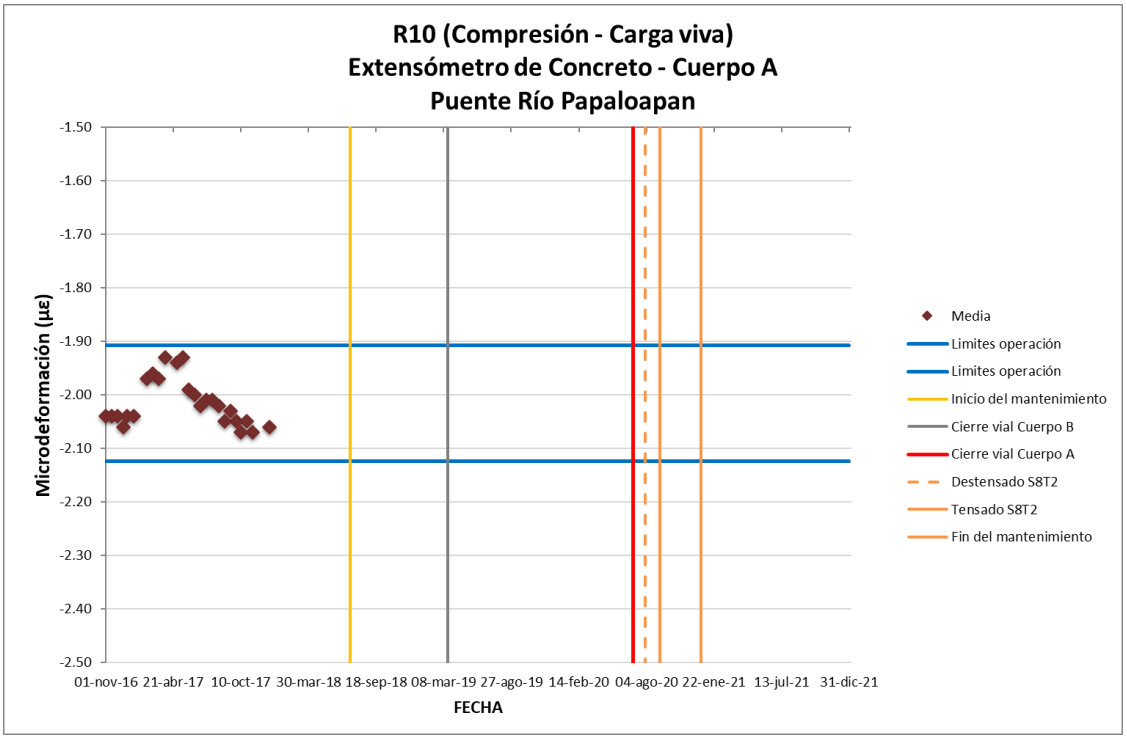

Figura 4.83 Valores promedio a compresión del extensómetro R10

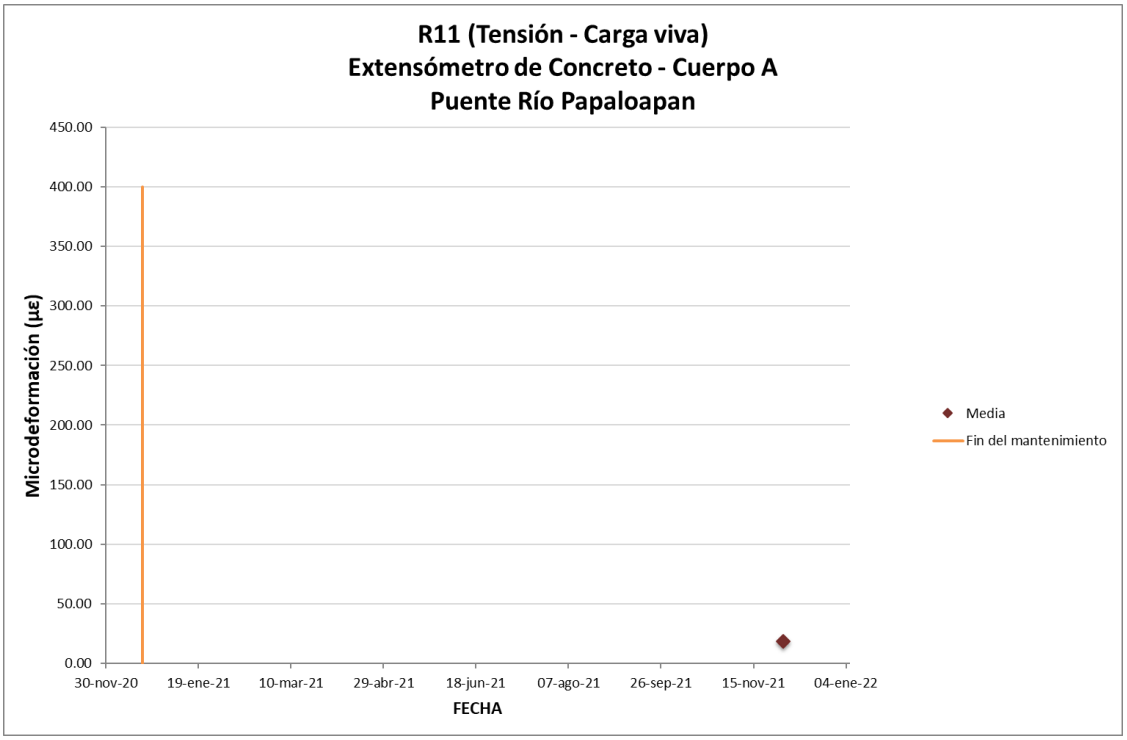

Figura 4.84 Valores promedio a tensión del extensómetro R11

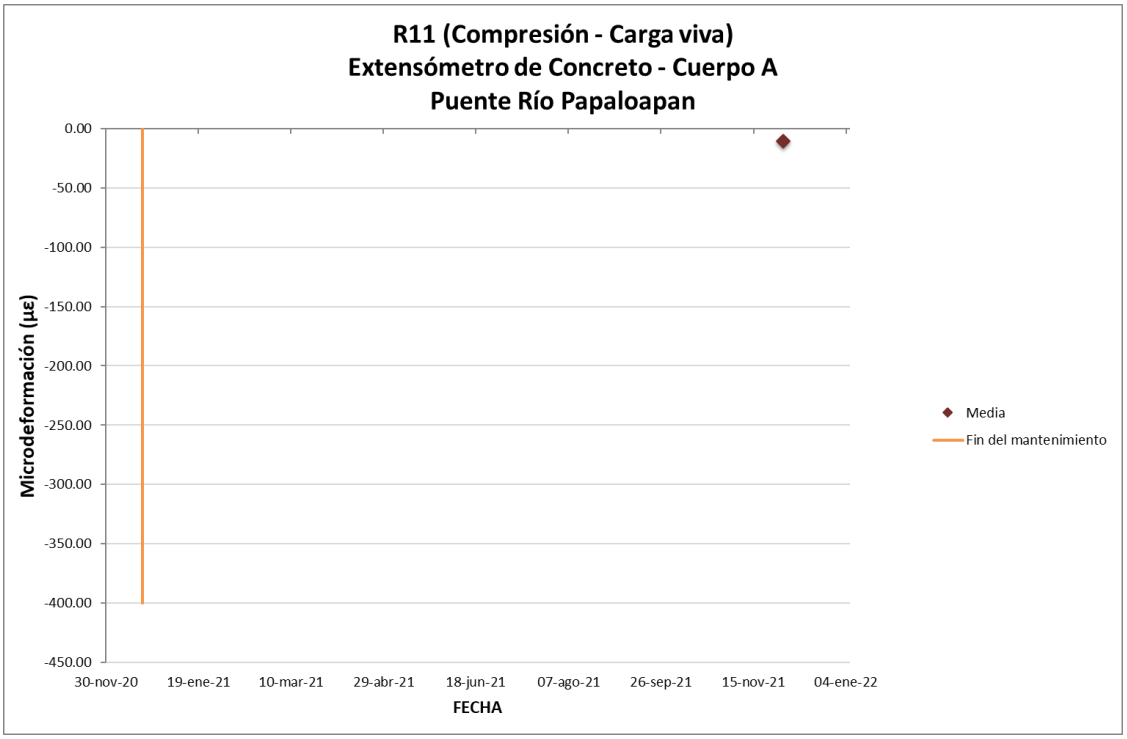

Figura 4.85 Valores promedio a compresión del extensómetro R11

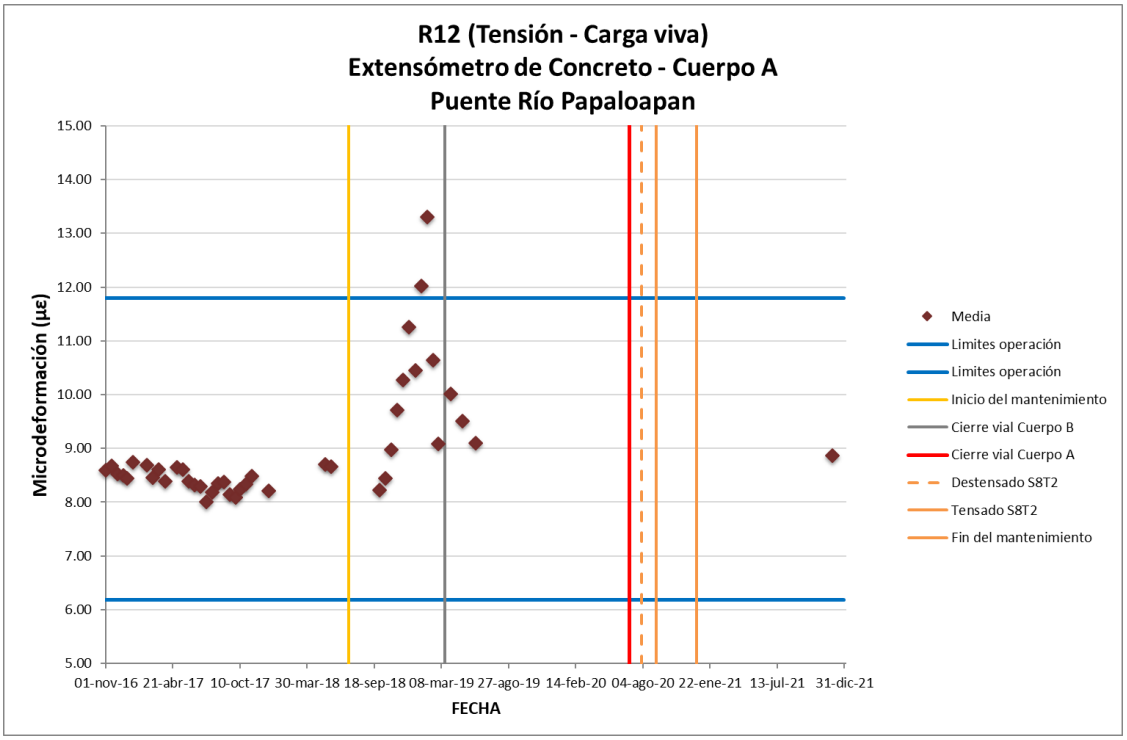

Figura 4.86 Valores promedio a tensión del extensómetro R12

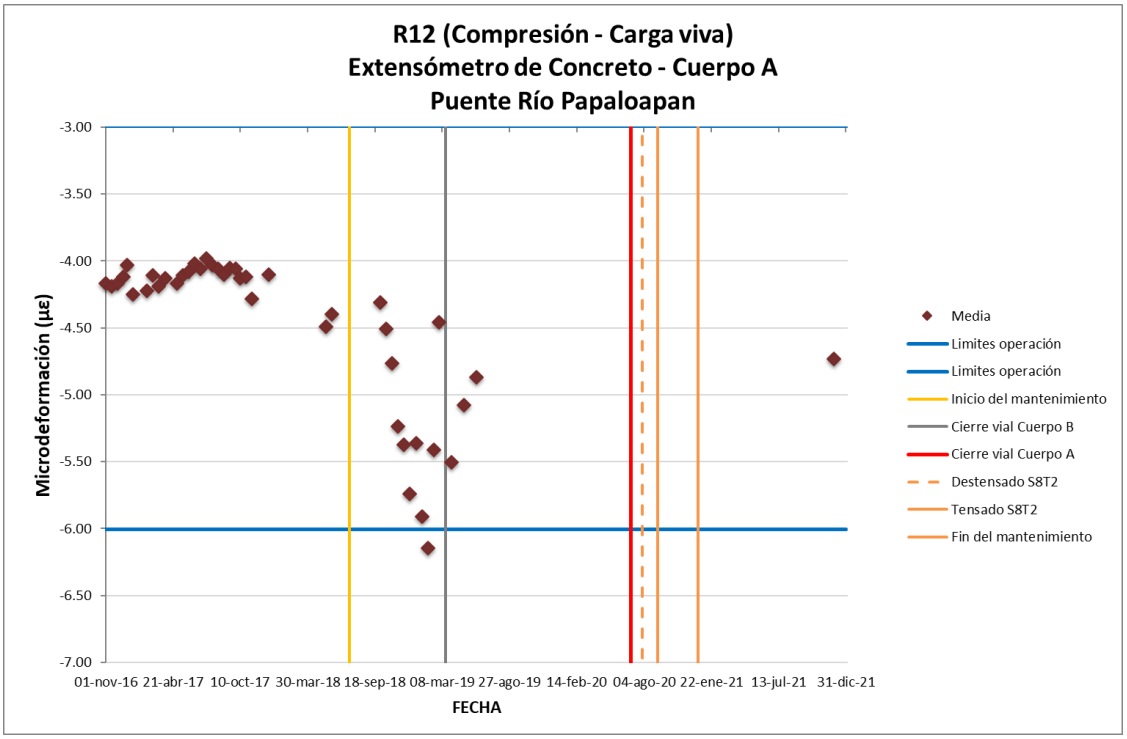

Figura 4.87 Valores promedio a compresión del extensómetro R12

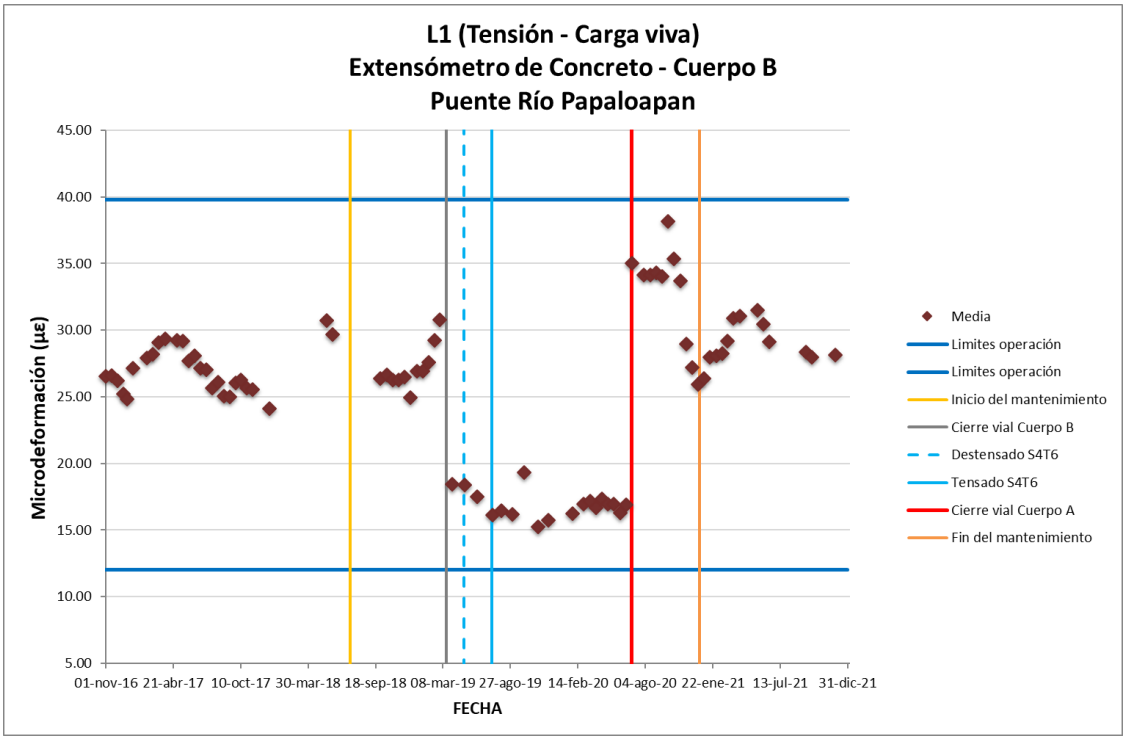

Figura 4.88 Valores promedio a tensión del extensómetro L1

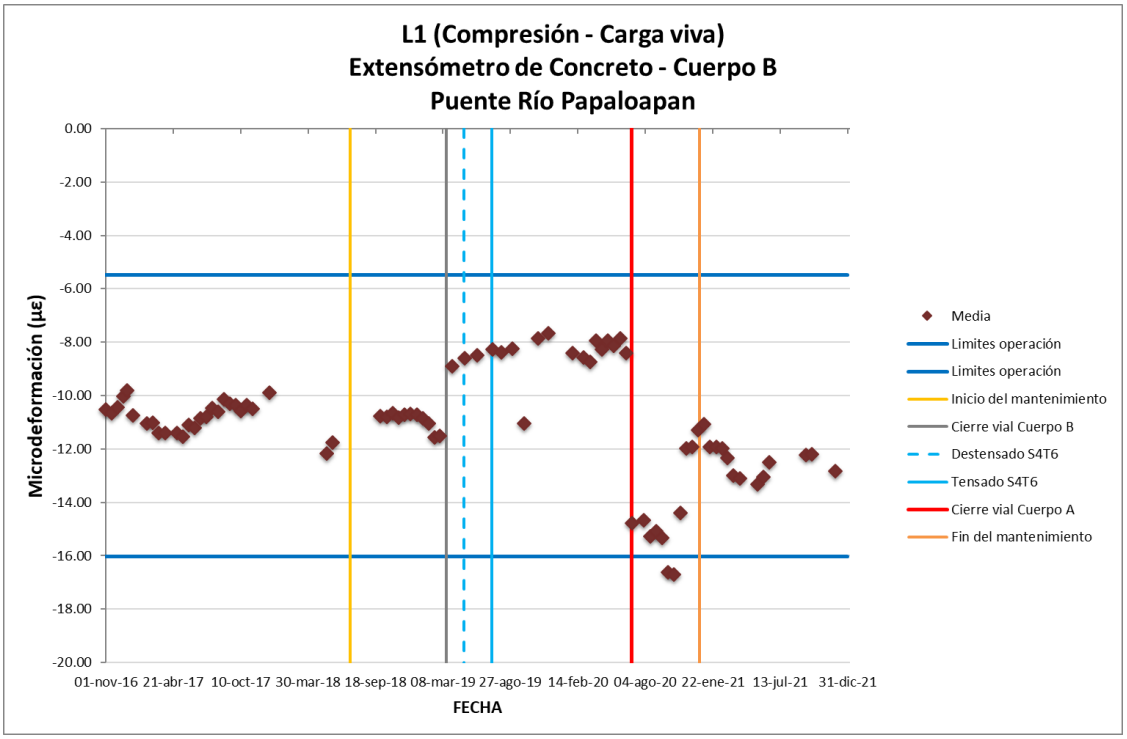

Figura 4.89 Valores promedio a compresión del extensómetro L1

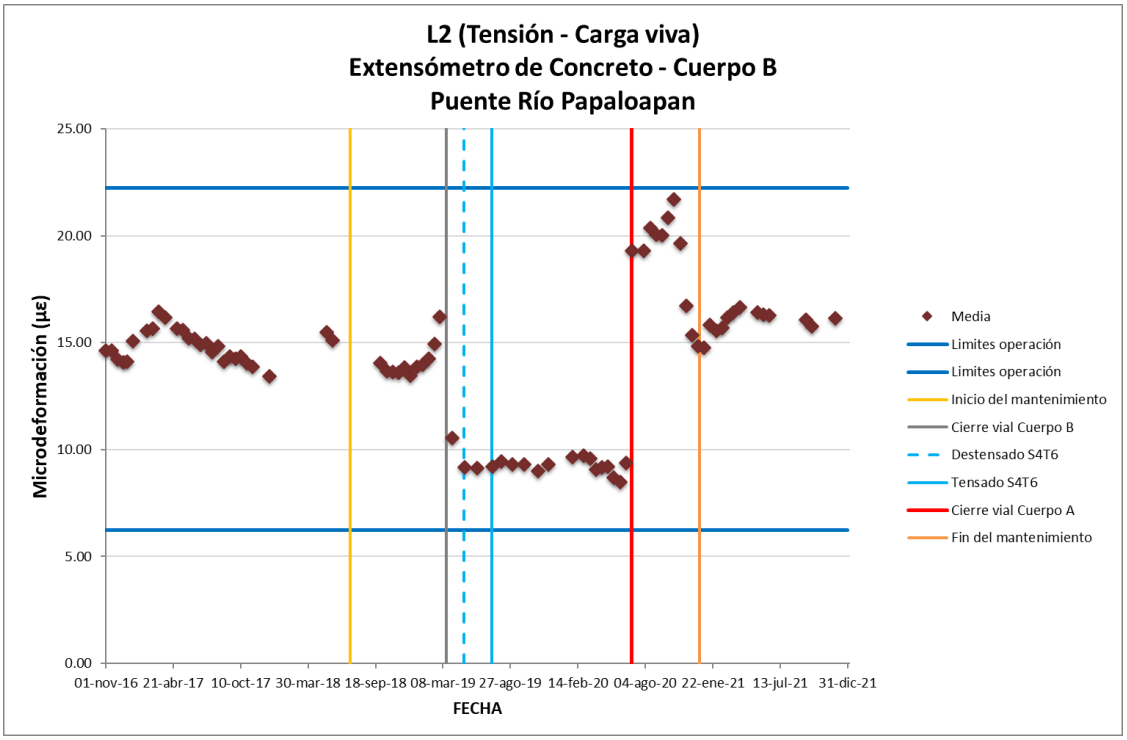

Figura 4.90 Valores promedio a tensión del extensómetro L2

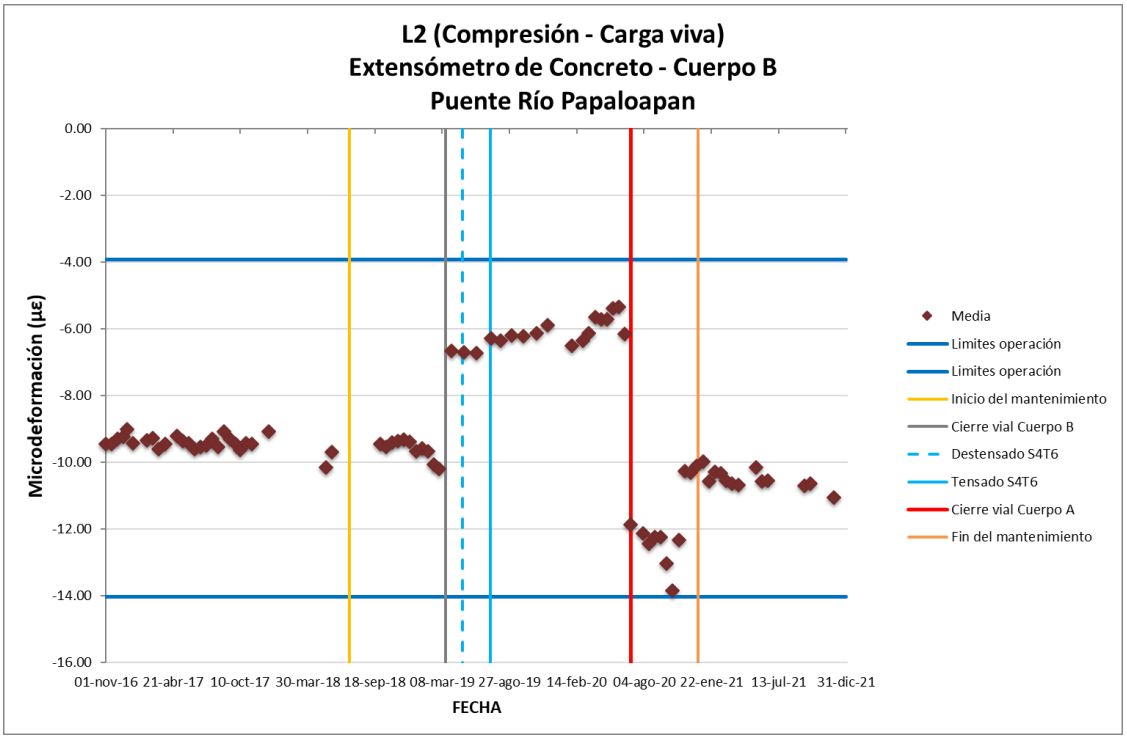

Figura 4.91 Valores promedio a compresión del extensómetro L2

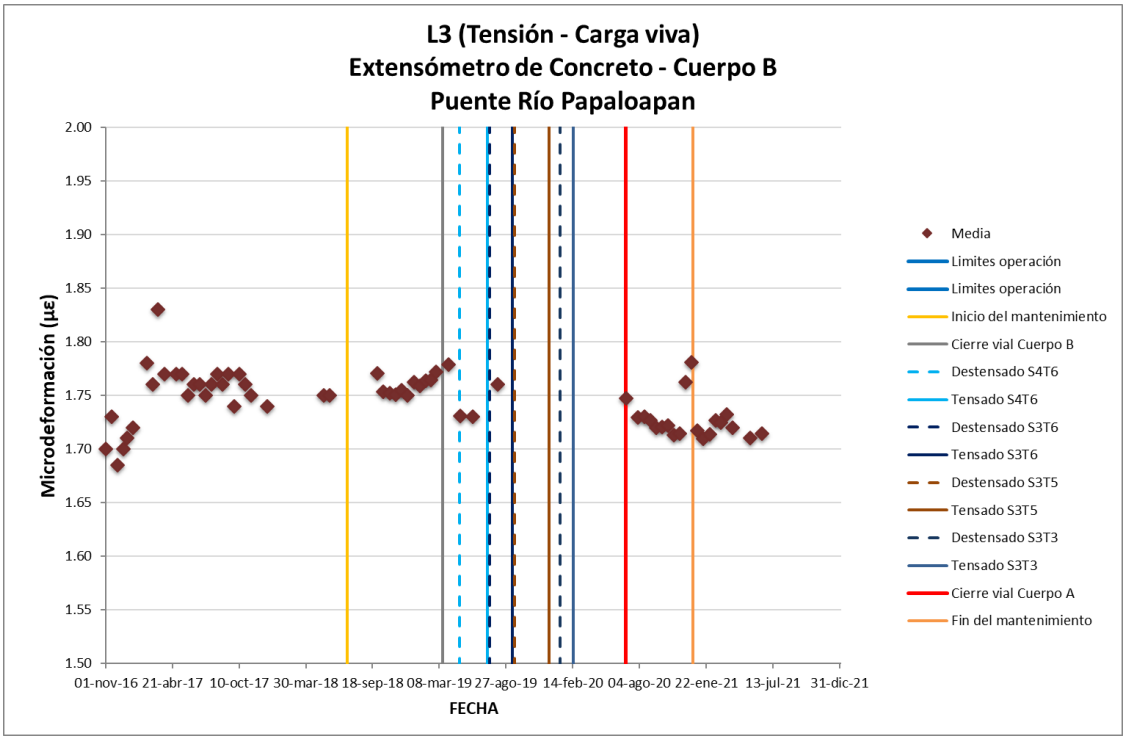

Figura 4.92 Valores promedio a tensión del extensómetro L3

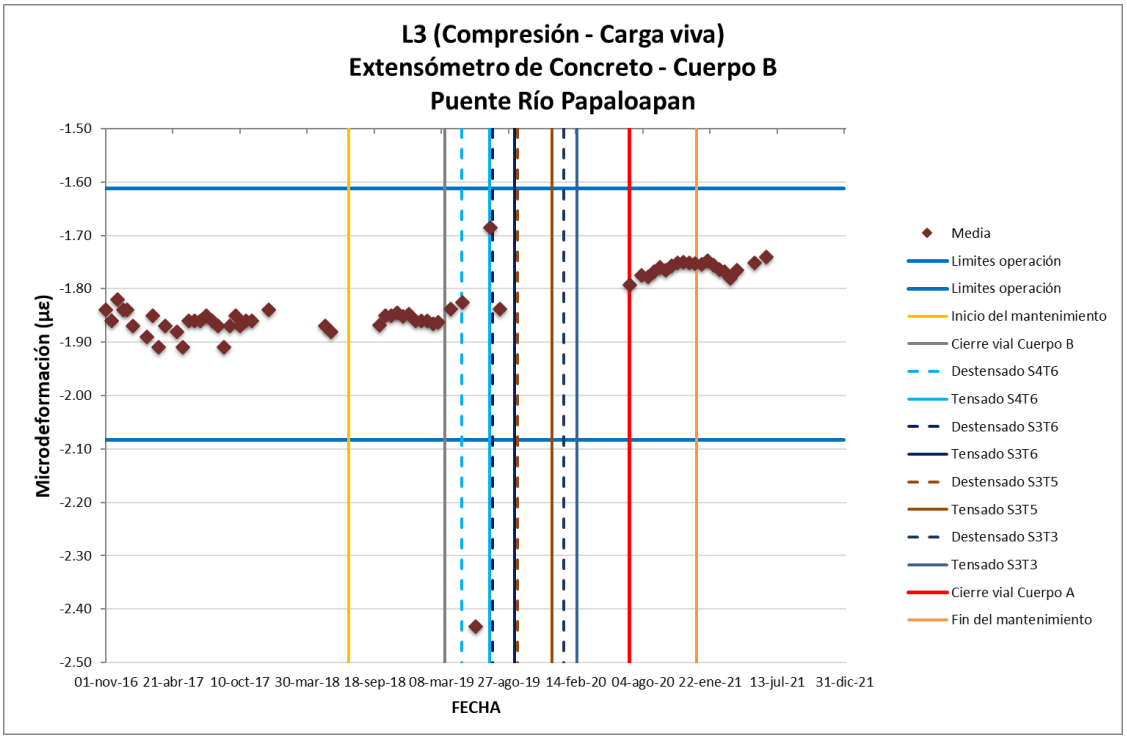

Figura 4.93 Valores promedio a compresión del extensómetro L3

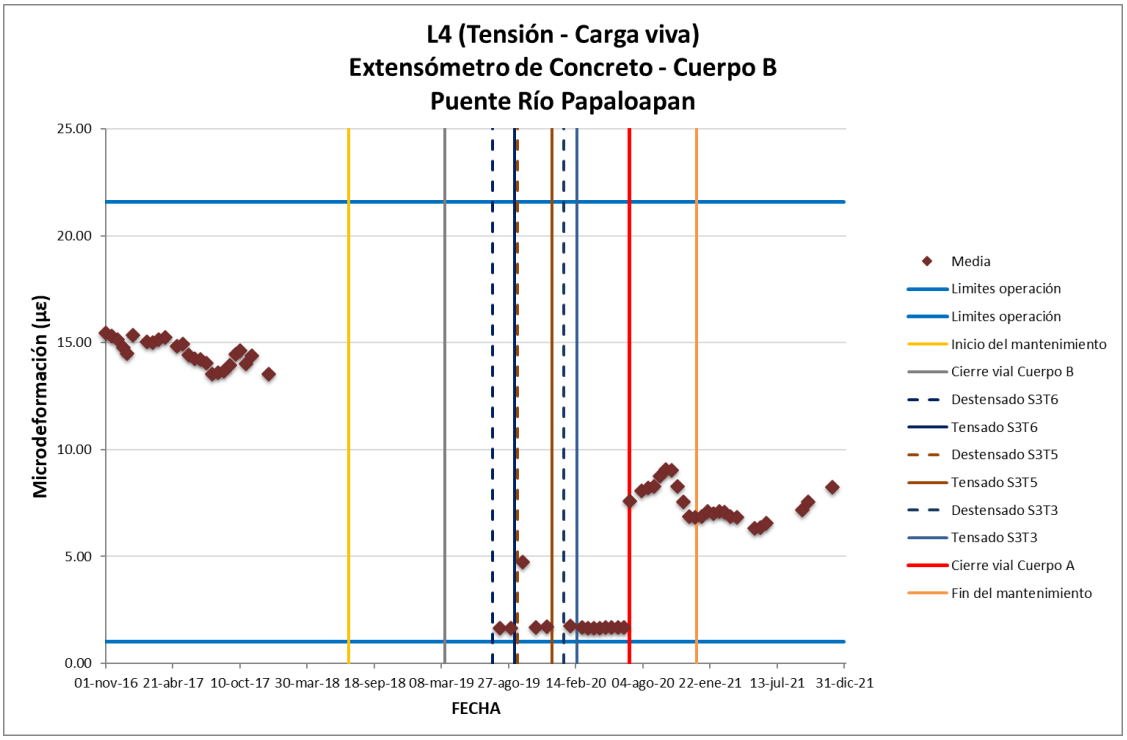

Figura 4.94 Valores promedio a tensión del extensómetro L4

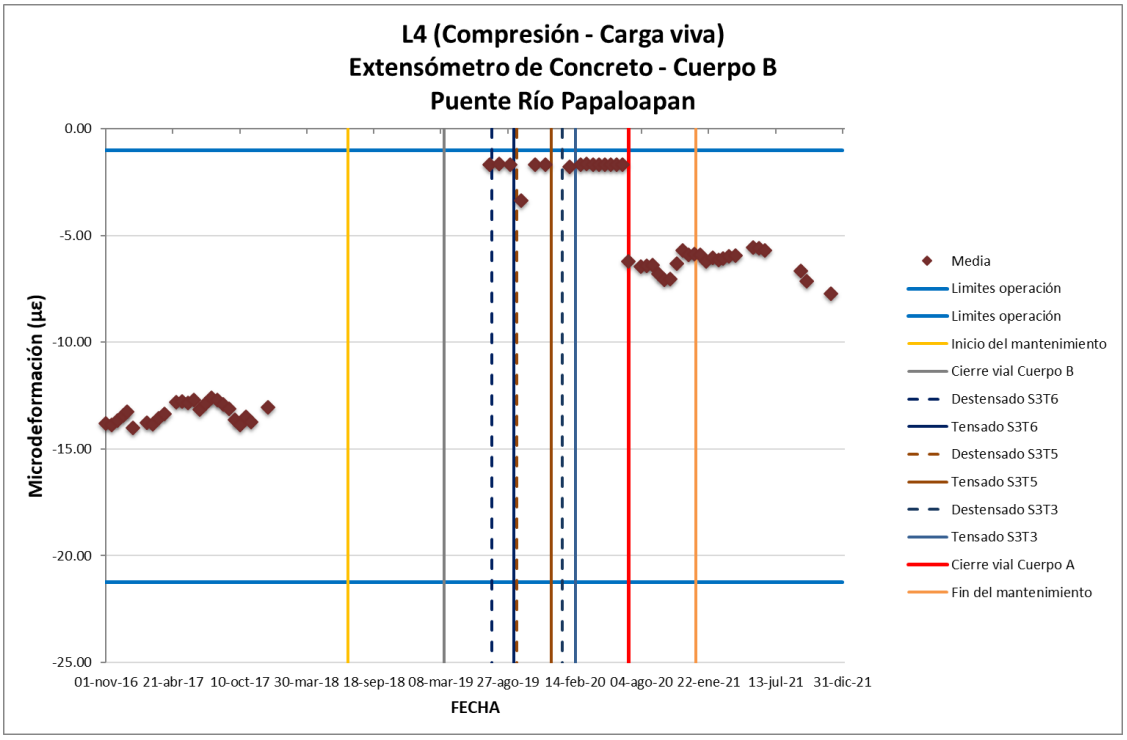

Figura 4.95 Valores promedio a compresión del extensómetro L4

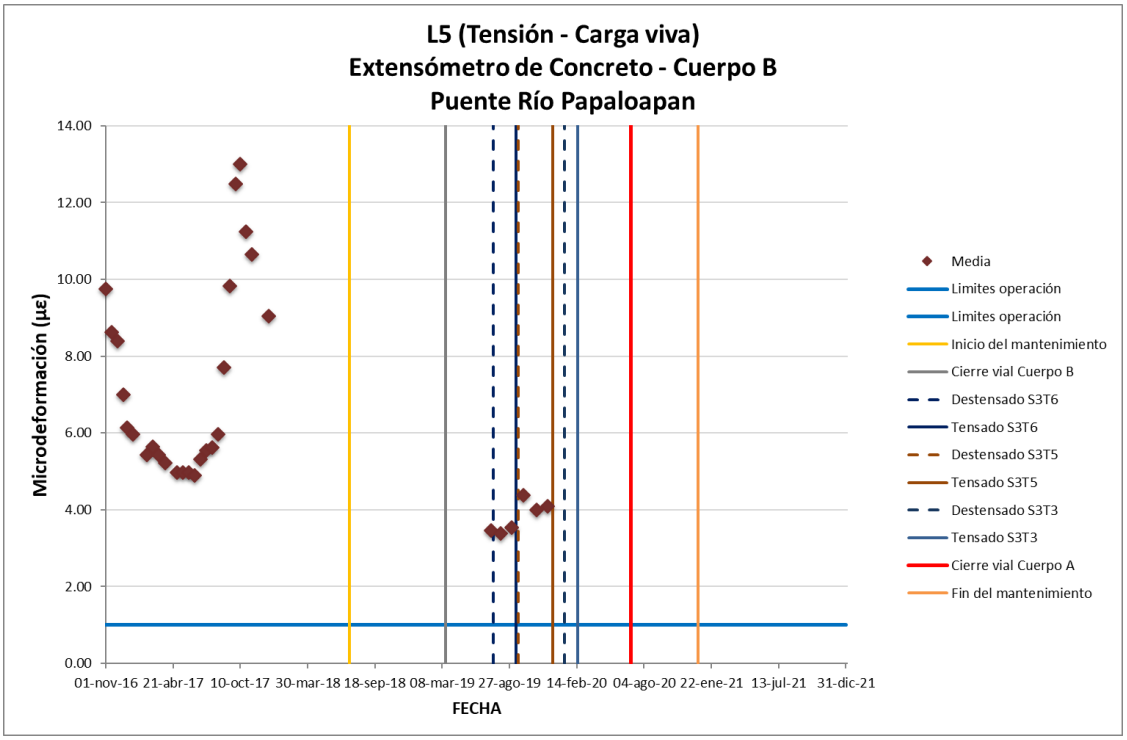

Figura 4.96 Valores promedio a tensión del extensómetro L5

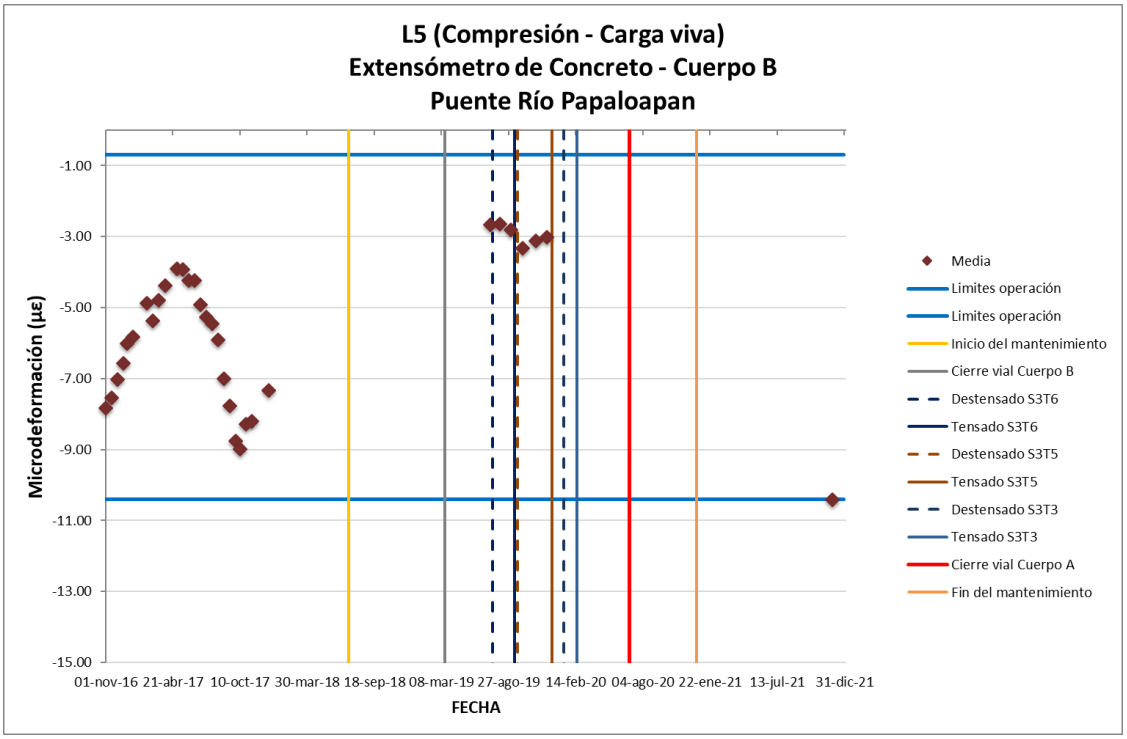

Figura 4.97 Valores promedio a compresión del extensómetro L5

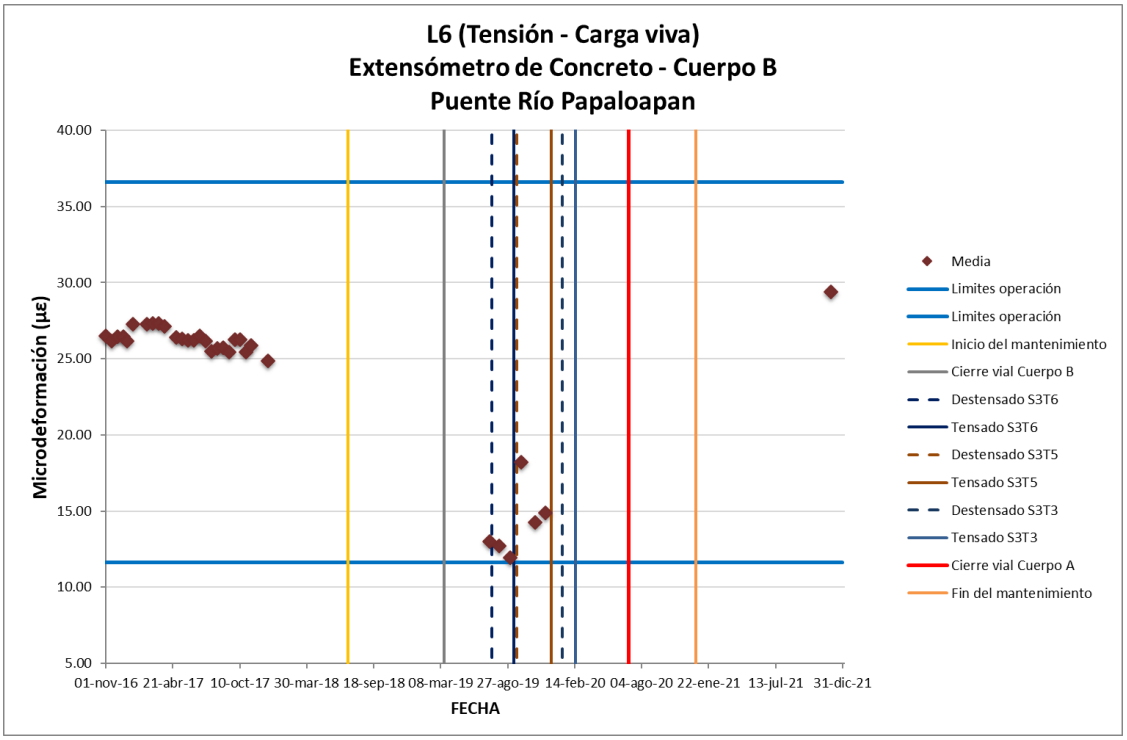

Figura 4.98 Valores promedio a tensión del extensómetro L6

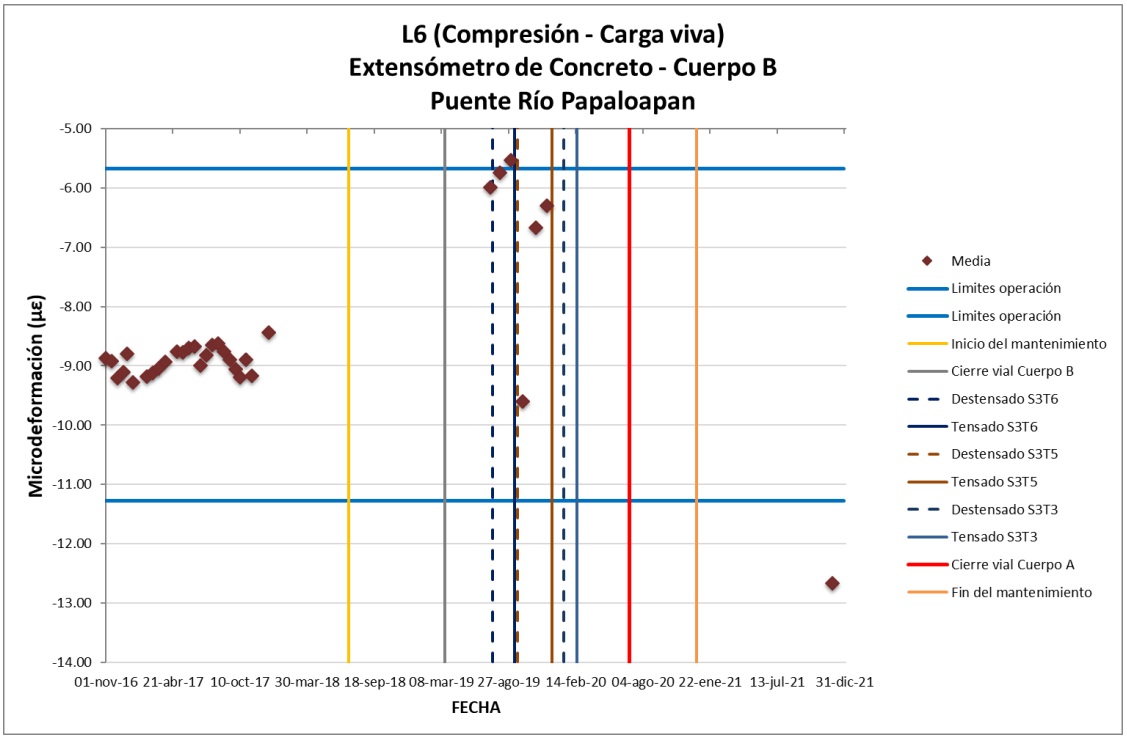

Figura 4.99 Valores promedio a compresión del extensómetro L6

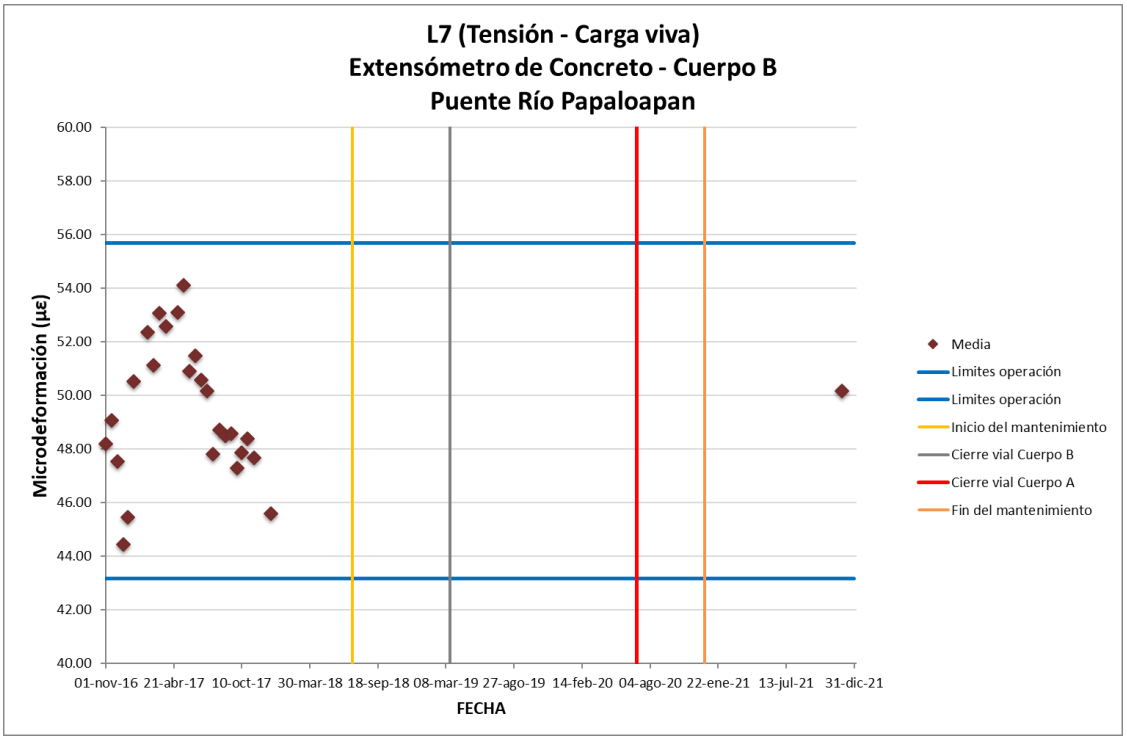

Figura 4.100 Valores promedio a tensión del extensómetro L7

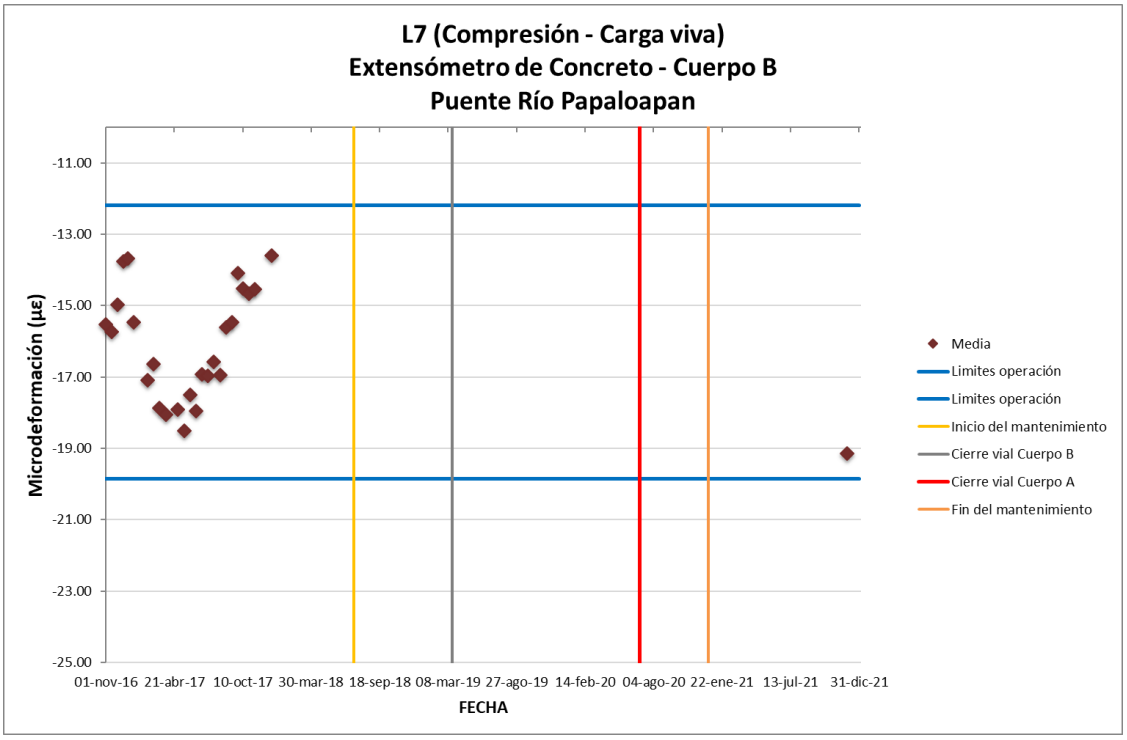

Figura 4.101 Valores promedio a compresión del extensómetro L7

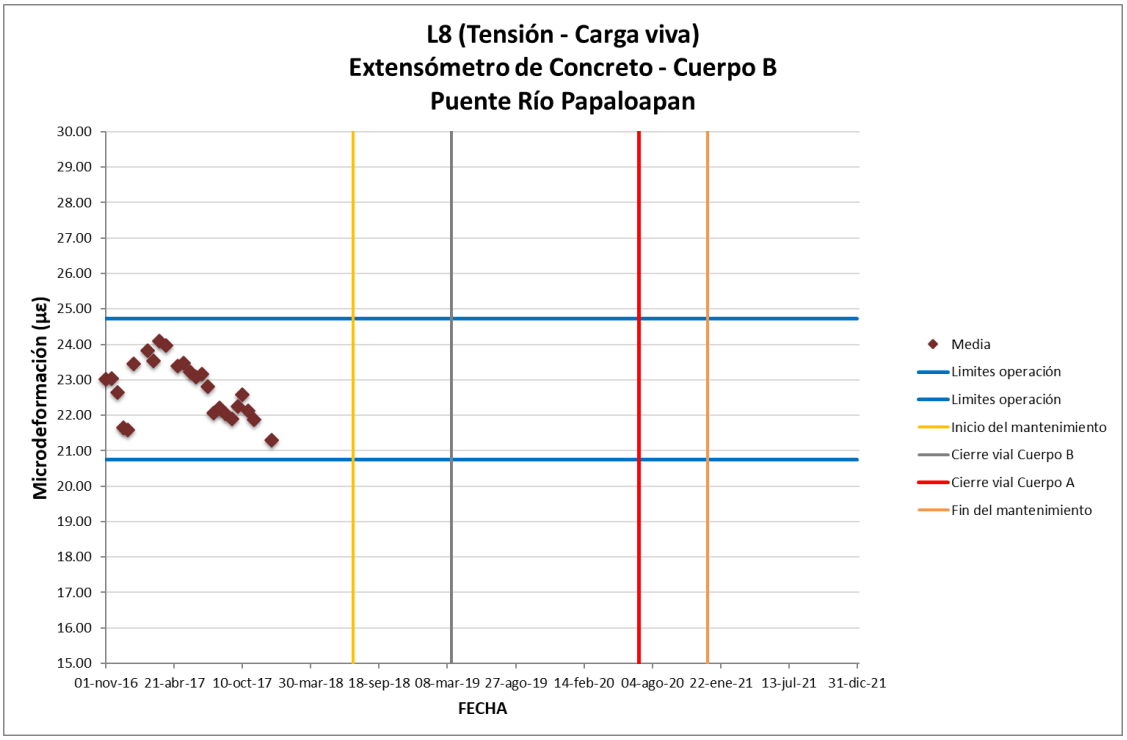

Figura 4.102 Valores promedio a tensión del extensómetro L8

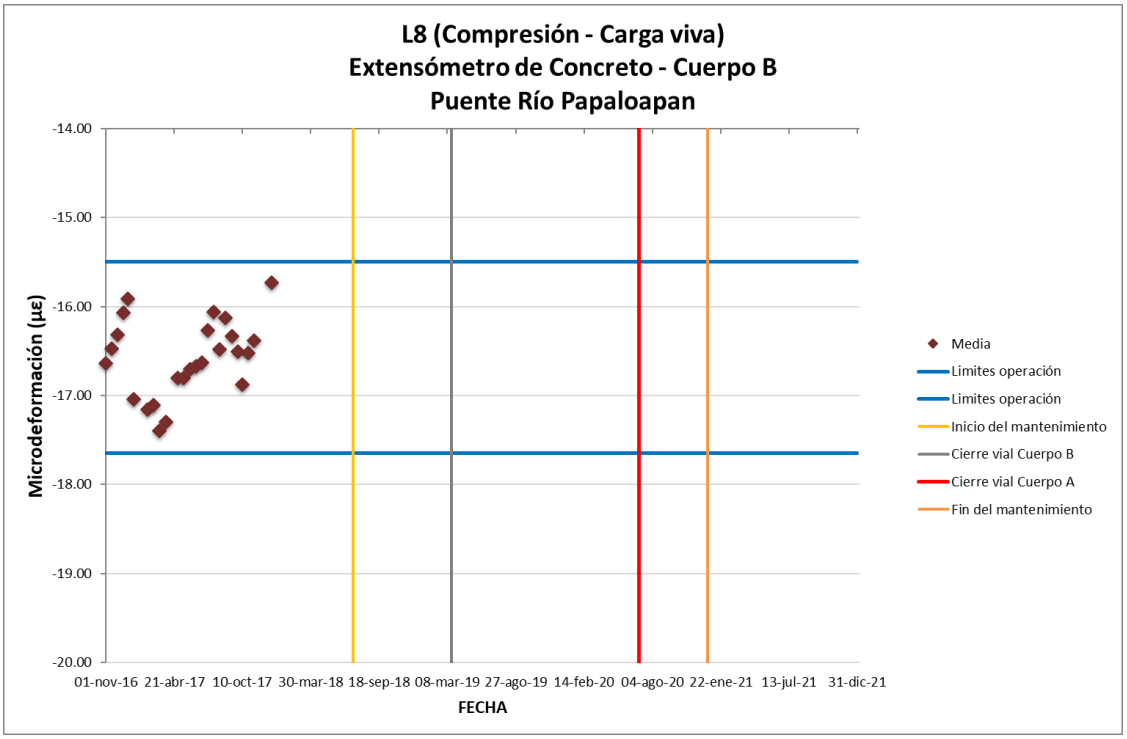

Figura 4.103 Valores promedio a compresión del extensómetro L8

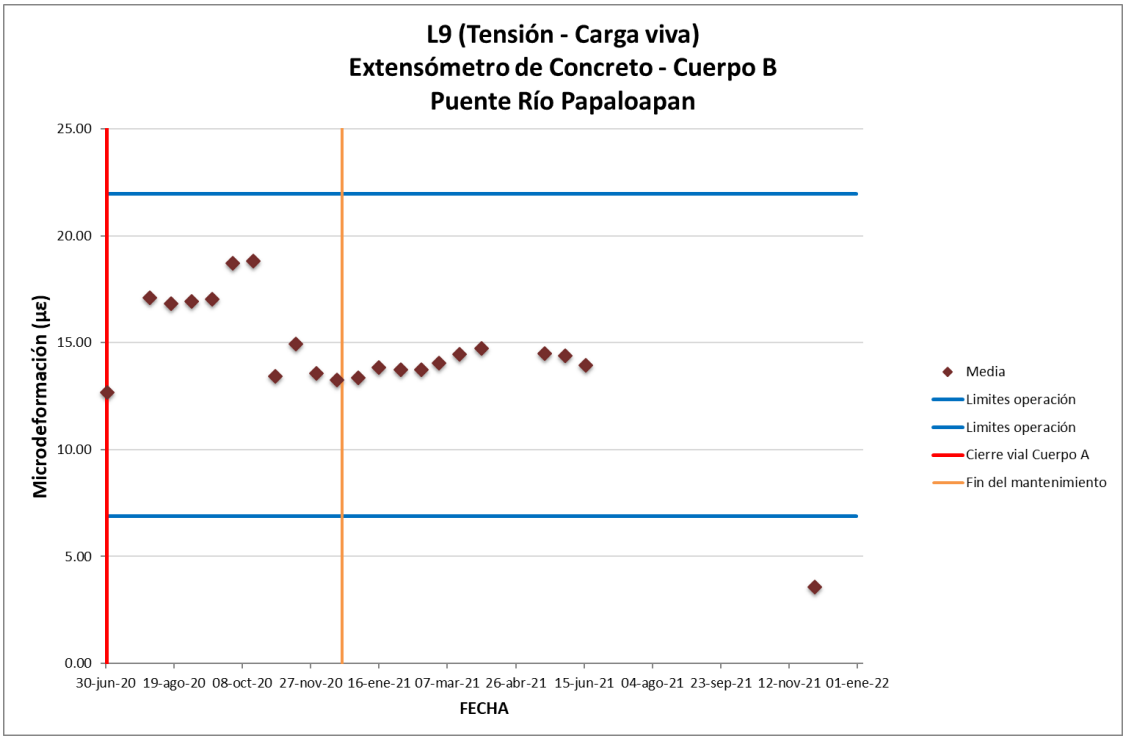

Figura 4.104 Valores promedio a tensión del extensómetro L9

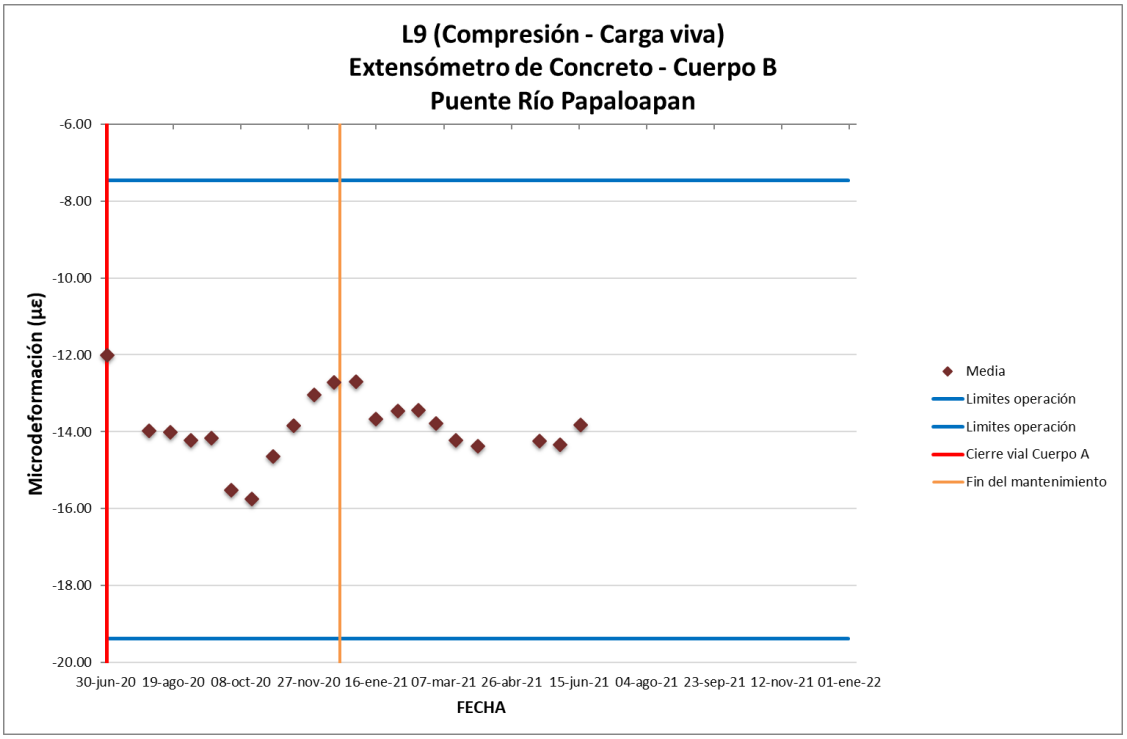

Figura 4.105 Valores promedio a compresión del extensómetro L9

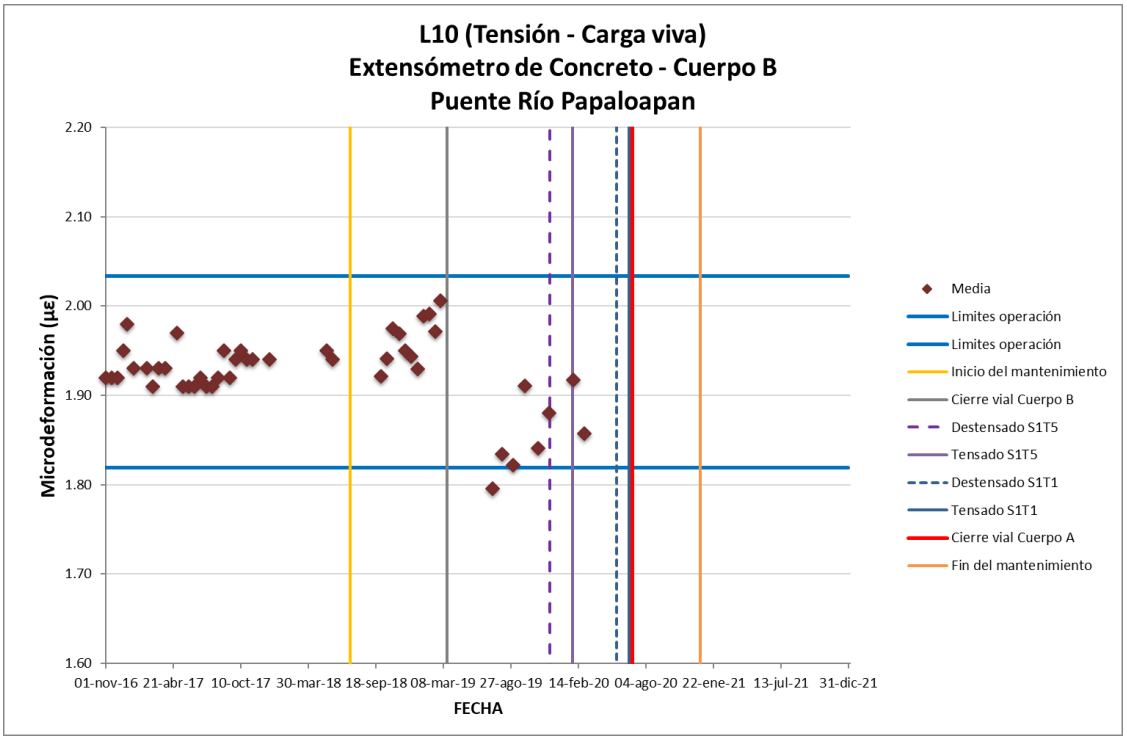

Figura 4.106 Valores promedio a tensión del extensómetro L10

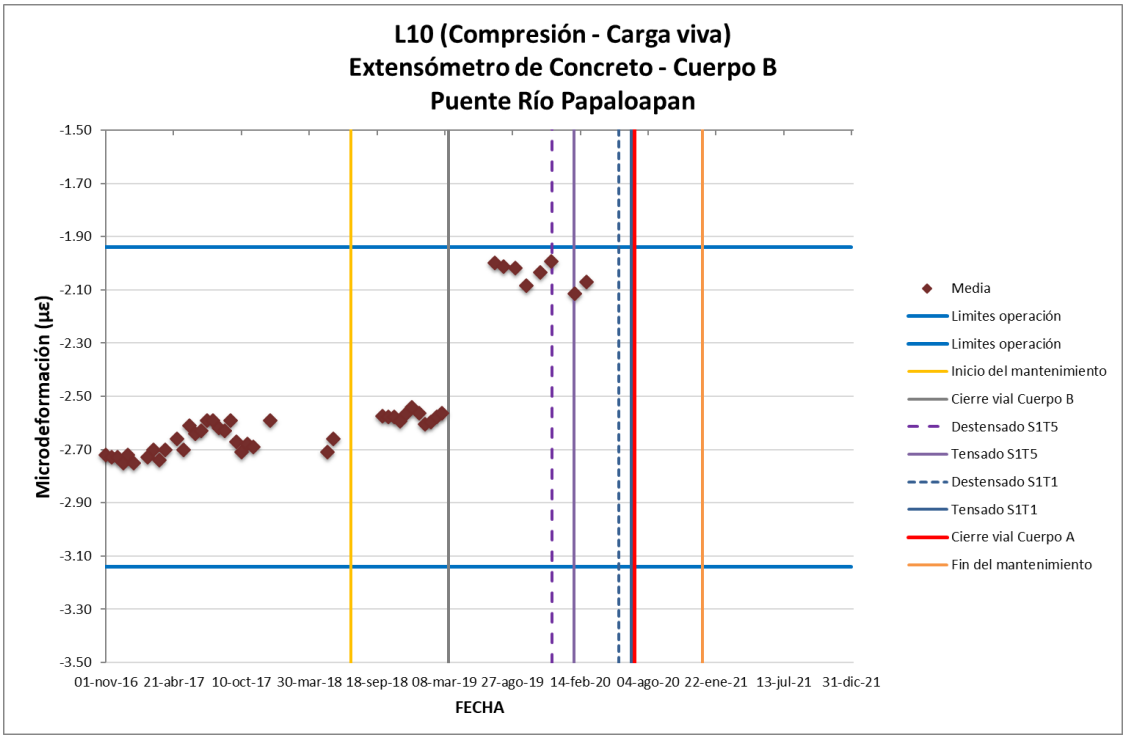

Figura 4.107 Valores promedio a compresión del extensómetro L10

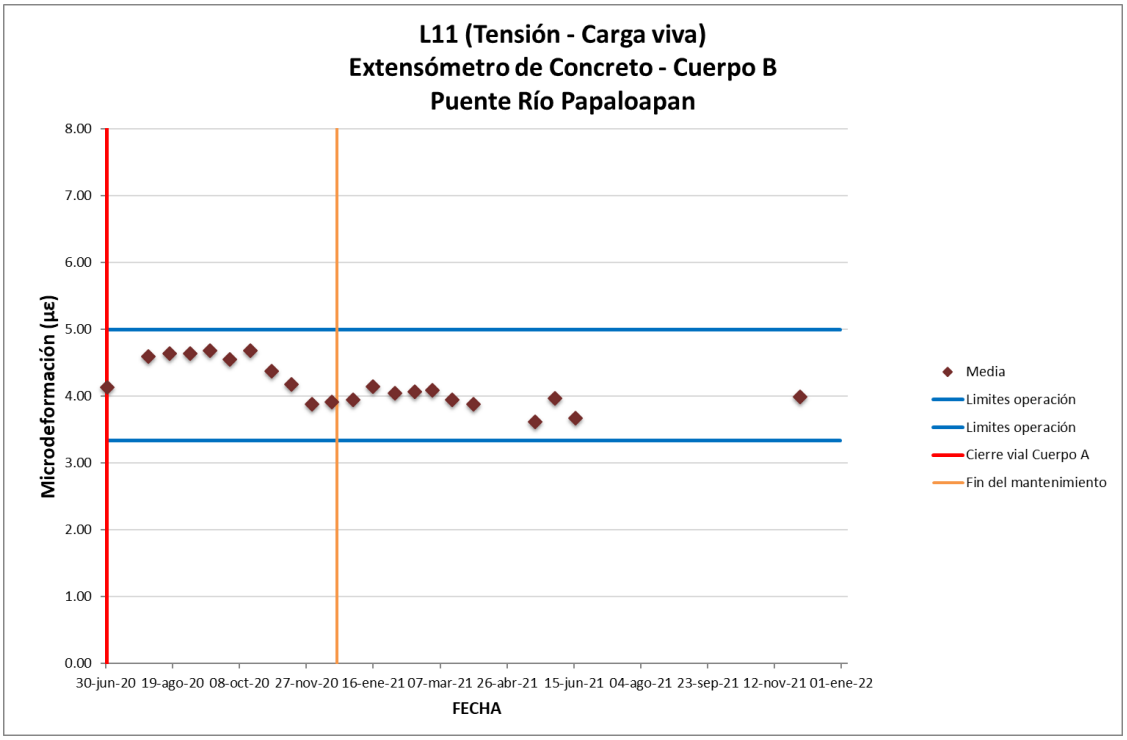

Figura 4.108 Valores promedio a tensión del extensómetro L11

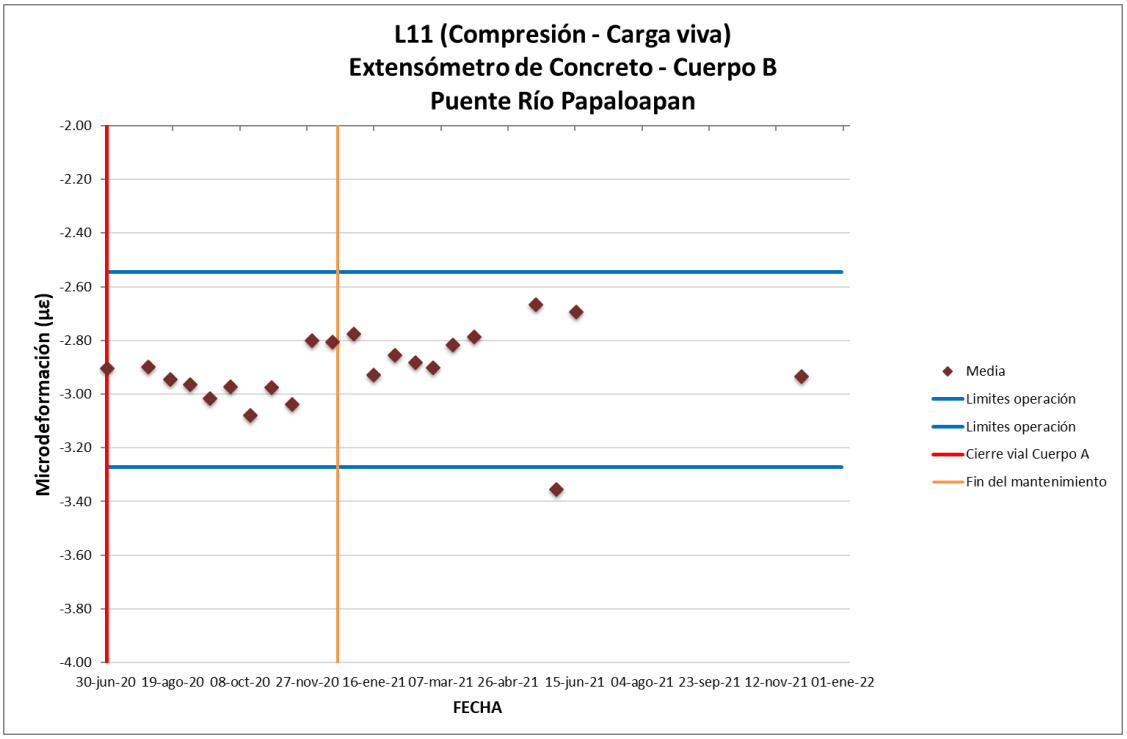

Figura 4.109 Valores promedio a compresión del extensómetro L11

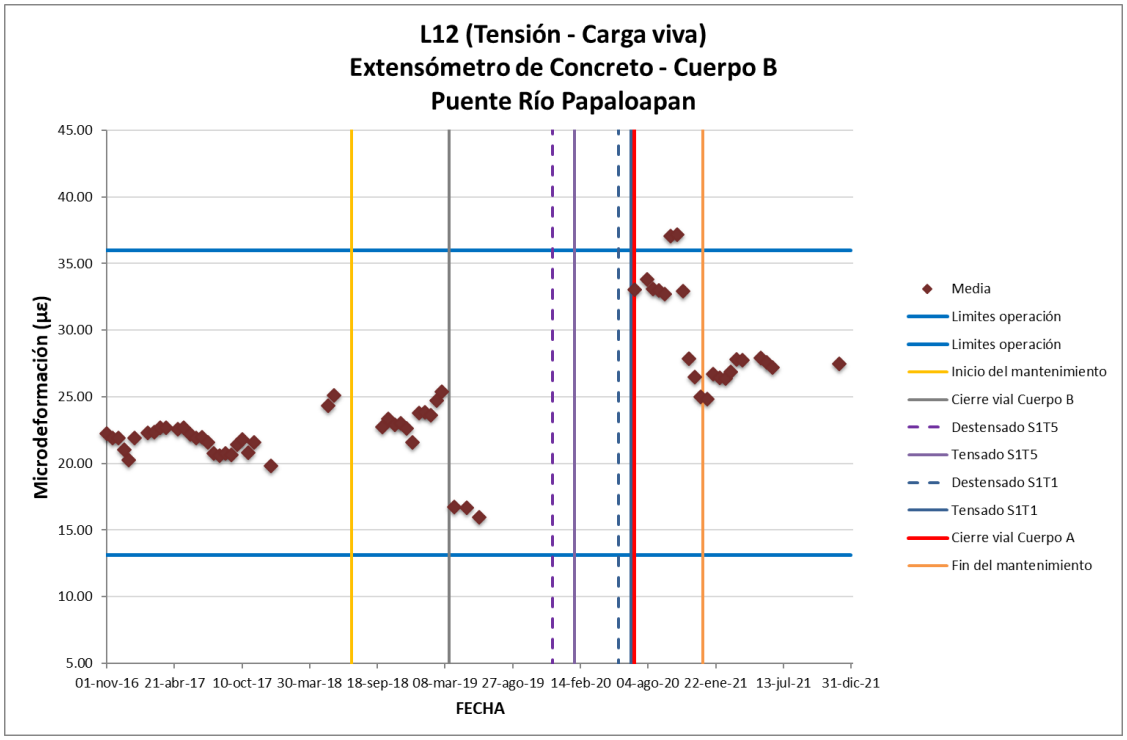

Figura 4.110 Valores promedio a tensión del extensómetro L12

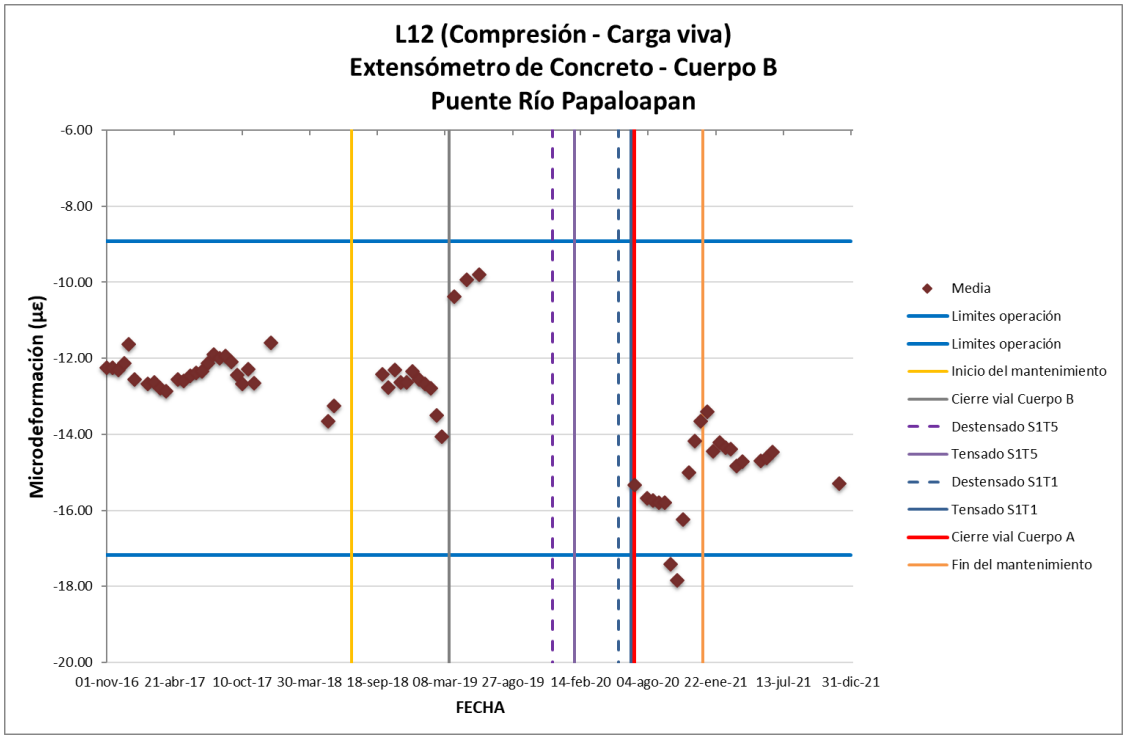

Figura 4.111 Valores promedio a compresión del extensómetro L12

Conclusiones

En la presente investigación se utilizó la técnica EFDD para identificar y evaluar el comportamiento de los parámetros modales del puente Río Papaloapan con los datos obtenidos de los extensómetros del sistema de monitoreo bajo condiciones de operación normal y de excitación ambiental. Del análisis realizado con los datos del año 2016 se identificaron 14 modos de vibrar de la estructura, los cuales se establecieron como referencia para el monitoreo del comportamiento estructural del puente durante las etapas de rehabilitación efectuadas en el periodo 2018 a 2020. Adicionalmente, se utilizó la información modal para calibrar el modelo de elementos finitos del puente, con el cual se han realizado simulaciones para evaluar la integridad de la estructura, el estado actual de cargas, así como los escenarios de tensado/destensado de los tirantes intervenidos.

Del análisis del comportamiento de las frecuencias naturales y los valores de referencia de los extensómetros, se aprecia que durante las etapas de rehabilitación éstos presentaron valores más bajos con respecto a sus valores normales de operación, este efecto se debe a las maniobras de tensado/destensado de los tirantes. No obstante, estos valores volvieron a sus condiciones normales de acuerdo al monitoreo realizado en 2021.

En lo que respecta a las tensiones de los tirantes, durante las etapas de rehabilitación, se mantuvieron por debajo del 45% de la tensión de diseño y conforme a las tensiones esperadas de acuerdo con simulaciones realizadas con el modelo de elementos finitos calibrado de la estructura.

Se puede concluir que el puente Río Papaloapan no ha tenido cambios en su comportamiento estructural bajo condiciones de operación normal y mantiene las condiciones de seguridad posteriores al mantenimiento realizado entre 2018 y 2020.

Bibliografía

Aguirre, A., Carbajal, J. (2000). *Análisis de falla del cable 11 del Puente Río Papaloapan*. COMIMSA Reporte Interno AF-IFT/00087, Saltillo, Coahuila, México. 2000.

Allemang, R., Brown, D. (1982*). A Correlation Coefficient for Modal Vector Analysis*. Proceeding International Modal Analysis Conference, pp. 110-116.

American Society of Testing Materials. (2015). *ASTM Standard A148/A 148M-15a. Standard Specification for Steel Castings, High Strength, for Structural Purposes.* ASTM International, West Conshohocken, PA. 2015.

Amezquita, J., Garcia, A., Romero, R., Osornio, R., Herrera, G. (2013). *High-resolution spectral-analysis for identifying the natural modes of a truss-type structure by means of vibrations*. J. Vib. Control, vol. 19, núm. 16, pp. 2347-2356.

Anaya, M., Quintana, J., Carrión, F., Martínez Trujano, L., Hernández Figueroa, J., Gasca, H., Valenzuela, J., Montes, M., Hernández Guzmán, A. (2018). *Calibración y ajuste de los parámetros estructurales del modelo matemático del puente Mezcala para evaluación estructural*. Instituto Mexicano del Transporte, Publicación técnica núm. 530.

Brincker, R., Zhang, L., Andersen, P. (2001). *Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition*. Smart Mater. Struct. 10 (2001) 441–445.

Brincker, R., Ventura, C., Andersen, P. (2001). *Damping estimation by frequency domain decomposition*". Conference: IMAC2001: A Conference on Structural Dynamics.

Brincker, R., Ventura, C. (2015). *Introduction to operational modal analysis*. John Wiley & Sons, Ltd.

Carrión, F., Quintana, J., Hernández Figueroa, J., Martínez Trujano, L., Gasca, H., Martínez Madrid, M., Anaya, M., Valenzuela, J., Crespo, S., Machorro, J. (2019). *Bridge rehabilitation strategy based on SHM and AE-NDT data*. Proceedings of the 26th World Road Congress - Abu Dhabi – 2019.

Doyle, J. (1991). *Static and Dynamic Analysis of Structures*. Kluwer Academic Publishers.

Ernst, J. (1965). *Der E-Modul von Seilen unter Berucksichtigung des Durchhanges*. Bauingenieur, vol. 40, núm. 2, pp. 52-55.

Friswell, M., Mottershead, J. (1995). *Finite Element Model Updating in Structural Dynamics*. Springer Sciencie.

Harris, D., Dunegan, H. (1974). *Continuous monitoring of fatigue-crack growth by acoustic-emission techniques*. Experimental Mechanics, 14, pp 71–81.

James, G., Carne, T., Lauffer, J. (1993). *The Natural Excitation Technique (NExT) for modal parameter extraction from operating wind turbines*. Sandia National Laboratory.

López, A., Poblano, C. (2000) *Análisis de falla y pruebas de fatiga del elemento de anclaje fallado del cable 11, torre 3, lado tierra, del Puente Río Papaloapan*. Instituto Mexicano del Transporte, Reporte Interno EQ001/00, Sanfandila, Querétaro, México.

López, J., Carrión, F., Quintana, J., Samayoa, D., Lomelí, M., Orozco, P. (2009). *Verification of the Ultrasonic Qualification for structural Integrity of partially Embedded Steel Elements*. Advanced Materials Research, 65, pp 69-78.

Marqués, F., Peeters, B., Van der Auweraer, H., Desmet, W., Sandoval Goes, L. (2015). *Strain-Based Experimental Modal Analysis: Use of Mode Curvature and Strain-to-Displacement Relations*. Conference ICEDyn 2015.

Marwala, T. (2010). *Finite element model Updating Using Computional Intelligence Techniques", Applications to Structural Dynamics*. Springer: Londres y Nueva York.

Pollock, A., Carlyle, J. (1995)*. Acoustic Emission for Bridge Inspection-Application Guidelines*. Technical Report No. TR-103-12-6/95, Physical Acoustics Corporation/MISTRAS Group Inc., Princeton Junction, NJ, Prepared for US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington DC.

Quintana, J., Samayoa, D., Carrión, F. (2012). *Análisis del método de búsqueda global para la detección de daño y monitoreo estructural de puentes*. Instituto Mexicano del Transporte, Publicación técnica núm. 367. 2012.

Schlune, H., Plos, M. (2008). *Bridge Assessment and Maintenance based on Finite Element Structural Models and Field Measurements*. State of the art review. Department od Civil and Environmental Engineering, University of Technology,Goteborg, Sweden.

Sumali, H., Kellogg, R. (2011*). Calculating Damping from Ring-Down Using Hilbert Transform and Curve Fitting*. United States: N. p., 2011. Web. 2011.

COMUNICACIONES

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

Km 12+000 Carretera Estatal 431 “El Colorado Galindo”
Parque Tecnológico San Fandila, Mpio. Pedro Escobedo,
Querétaro, México. C.P. 76703
Tel: +52 (442) 216 97 77 ext. 2610
Fax: +52 (442) 216 9671

publicaciones@imt.mx

http://www.imt.mx/