



**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA  
DE AGUASCALIENTES**

**CENTRO DE CIENCIAS DEL DISEÑO Y DE LA  
CONSTRUCCIÓN**

**DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**TESIS**

**Planteamiento metodológico para la evaluación de la seguridad de  
los usuarios en puentes patrimoniales de arco mampostería**

**PRESENTA**

**M. en Ing. Yaimara Chávez Pérez**

**PARA OBTENER EL GRADO DE DOCTORA EN CIENCIAS  
DE LOS ÁMBITOS ANTRÓPICOS**

**TUTOR**

**Dr. Ing. José Ángel Ortíz Lozano**

**CO-TUTOR**

**Dr. Miguel Ángel Soto Zamora**

**ASESOR**

**Dr. Álvaro Viviescas Jaimes**

**Aguascalientes, Ags, 17 de mayo de 2022**

## Autorizaciones

### CARTA DE VOTO APROBATORIO COMITÉ TUTORAL

DR. HÉCTOR HOMERO POSADA ÁVILA  
DECANO (A) DEL CENTRO DE CIENCIAS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN

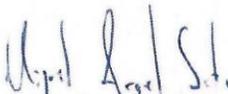
PRESENTE

Por medio del presente como **Miembros del Comité Tutorial** designado de la estudiante **YAIMARA CHÁVEZ PÉREZ** con ID 226105 quien realizó la tesis titulada: **PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO PARA LA EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LOS USUARIOS EN PUENTES PATRIMONIALES DE ARCO MAMPOSTERÍA**, un trabajo propio, innovador, relevante e inédito y con fundamento en el Artículo 175, Apartado II del Reglamento General de Docencia damos nuestro consentimiento de que la versión final del documento ha sido revisada y las correcciones se han incorporado apropiadamente, por lo que nos permitimos emitir el **VOTO APROBATORIO**, para que ella pueda proceder a imprimirla así como continuar con el procedimiento administrativo para la obtención del grado.

Ponemos lo anterior a su digna consideración y sin otro particular por el momento, le enviamos un cordial saludo.

**ATENTAMENTE**  
"Se Lumen Proferre"  
Aguascalientes, Ags., a 13 de mayo de 2022.

  
Dr. José Ángel Ortiz Lozano  
Tutor de tesis

  
Dr. Miguel Ángel Soto Zamora  
Co-Tutor de tesis

  
Dr. Álvaro Viviescas Jaimes  
Asesor de tesis

c.c.p.- Interesado  
c.c.p.- Secretaría Técnica del Programa de Posgrado

Elaborado por: Depto. Apoyo al Posgrado.  
Revisado por: Depto. Control Escolar/Depto. Gestión de Calidad.  
Aprobado por: Depto. Control Escolar/ Depto. Apoyo al Posgrado.

Código: DO-SEE-FD-16  
Actualización: 00  
Emisión: 17/05/19





**DICTAMEN DE LIBERACIÓN ACADÉMICA PARA INICIAR LOS TRÁMITES DEL EXAMEN DE GRADO**



Fecha de dictaminación dd/mm/aaaa: 18/05/2022

**NOMBRE:** Yaimara Chávez Pérez **ID** 226105

**PROGRAMA:** Doctorado en Ciencias de los Ámbitos Antrópicos **LGAC (del posgrado):** Estudios y Proyectos de Ingeniería Civil

**TIPO DE TRABAJO:** (  ) Tesis (  ) Trabajo Práctico

**TÍTULO:** Planteamiento metodológico para la evaluación de la seguridad de los usuarios en puentes patrimoniales de arco mampostería.

**IMPACTO SOCIAL (señalar el impacto logrado):** La tesis propone una metodología innovadora para evaluar la seguridad en los puentes patrimoniales de arco mampostería. Este procedimiento permitirá establecer planes de mantenimiento y conservación adecuados para estas estructuras, prolongando su vida útil sin poner el riesgo el carácter histórico de la obra.

**INDICAR SI NO N.A. (NO APLICA) SEGÚN CORRESPONDA:**

| INDICAR  | SI | NO | N.A. (NO APLICA) | SEGÚN CORRESPONDA:   |
|--|----|----|------------------|--|
| <i>Elementos para la revisión académica del trabajo de tesis o trabajo práctico:</i> |    |    |                  |  |
| SI   |    |    |                  | El trabajo es congruente con las LGAC del programa de posgrado   |
| SI   |    |    |                  | La problemática fue abordada desde un enfoque multidisciplinario   |
| SI   |    |    |                  | Existe coherencia, continuidad y orden lógico del tema central con cada apartado   |
| SI   |    |    |                  | Los resultados del trabajo dan respuesta a las preguntas de investigación o a la problemática que aborda   |
| SI   |    |    |                  | Los resultados presentados en el trabajo son de gran relevancia científica, tecnológica o profesional según el área                                    |
| SI   |    |    |                  | El trabajo demuestra más de una aportación original al conocimiento de su área   |
| SI   |    |    |                  | Las aportaciones responden a los problemas prioritarios del país   |
| SI   |    |    |                  | Generó transferencia del conocimiento o tecnológica  |
| SI   |    |    |                  | Cumple con la ética para la investigación (reporte de la herramienta antiplagio)   |
| <i>El egresado cumple con lo siguiente:</i>  |    |    |                  |  |
| SI   |    |    |                  | Cumple con lo señalado por el Reglamento General de Docencia   |
| SI   |    |    |                  | Cumple con los requisitos señalados en el plan de estudios (créditos curriculares, optativos, actividades complementarias, estancia, predoctoral, etc) |
| SI   |    |    |                  | Cuenta con los votos aprobatorios del comité tutorial, en caso de los posgrados profesionales si tiene solo tutor podrá liberar solo el tutor          |
| N.A.   |    |    |                  | Cuenta con la carta de satisfacción del Usuario  |
| SI   |    |    |                  | Coincide con el título y objetivo registrado   |
| SI   |    |    |                  | Tiene congruencia con cuerpos académicos   |
| SI   |    |    |                  | Tiene el CVU del Conacyt actualizado   |
| SI   |    |    |                  | Tiene el artículo aceptado o publicado y cumple con los requisitos institucionales (en caso que proceda)   |
| <i>En caso de Tesis por artículos científicos publicados</i>                         |    |    |                  |  |
| N.A.   |    |    |                  | Aceptación o Publicación de los artículos según el nivel del programa  |
| N.A.   |    |    |                  | El estudiante es el primer autor   |
| N.A.   |    |    |                  | El autor de correspondencia es el Tutor del Núcleo Académico Básico  |
| N.A.   |    |    |                  | En los artículos se ven reflejados los objetivos de la tesis, ya que son producto de este trabajo de investigación.                                    |
| N.A.   |    |    |                  | Los artículos integran los capítulos de la tesis y se presentan en el idioma en que fueron publicados  |
| N.A.   |    |    |                  | La aceptación o publicación de los artículos en revistas indexadas de alto impacto   |

Con base a estos criterios, se autoriza se continúen con los trámites de titulación y programación del examen de grado:

SI    
 No

**Elaboró:**

**FIRMAS**

\* NOMBRE Y FIRMA DEL CONSEJERO SEGÚN LA LGAC DE ADSCRIPCIÓN:

DR. JOSÉ ANGEL ORTIZ LOZANO

NOMBRE Y FIRMA DEL SECRETARIO TÉCNICO:

DRA. ROCÍO RAMÍREZ VILLALPANDO

\* En caso de conflicto de intereses, firmará un revisor miembro del NAB de la LGAC correspondiente distinto al tutor o miembro del comité tutorial, designado por el Decano

**Revisó:**

NOMBRE Y FIRMA DEL SECRETARIO DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO:

DR. ALEJANDRO ACOSTA COLLAZO

**Autorizó:**

NOMBRE Y FIRMA DEL DECANO:

DR. EN C.T.C. HÉCTOR HOMERO POSADA ÁVILA

**Nota: procede el trámite para el Depto. de Apoyo al Posgrado**

En cumplimiento con el Art. 105C del Reglamento General de Docencia que a la letra señala entre las funciones del Consejo Académico: ... Cuidar la eficiencia terminal del programa de posgrado y el Art. 105F las funciones del Secretario Técnico, llevar el seguimiento de los alumnos.

Elaborado por: D. Apoyo al Posg.  
Revisado por: D. Control Escolar/D. Gestión de Calidad.  
Aprobado por: D. Control Escolar/ D. Apoyo al Posg.

Código: DO-SEE-FO-15  
Actualización: 01  
Emisión: 28/04/20

**Fragility curves based on the numerical analysis of masonry walls against subsidence, using the Abaqus / CAE software and relying on the pull-down technique**

Yaimara Chávez Pérez<sup>1,2</sup>, José A. Ortiz-Lozano<sup>3,2</sup>

- 1 Centro de Ciencias del Diseño y de la Construcción
- 2 Universidad Autónoma de Aguascalientes, Mexico
- 3 Departamento de Ingeniería Civil

**Abstract**

This research uses Abaqus / CAE software as a computational tool, to obtain numerical models that correctly describe the behavior of masonry walls against subsidence. To do this, a mathematical calibration process is performed, the angular distortion values are obtained for different load states and compared with the experimental results, presented by the researcher Charry Ablanque in 2010, the influence of the dimensions of the wall is studied in its resistance and the fragility curves of the material are constructed to evaluate the state of damage of the element, for a certain value of angular distortion.

**OPEN ACCESS**

**Published:** 22/01/2020  
**Accepted:** 13/11/2019  
**Submitted:** 12/10/2018  
**DOI:** 10.23967/j.rimni.2019.11.002

**Keywords:**  
 fragility curves  
 angular distortion  
 pushover  
 pull-down  
 subsidence

**Resumen**

El hundimiento paulatino de la superficie provocado por la subsidencia es un fenómeno geológico que afecta a varios países alrededor del mundo y ha sido el causante de cuantiosos daños materiales en elementos con baja resistencia a la tensión. Las estructuras de mampostería se han visto muy afectadas por estos asentamientos diferenciales, debido a una baja resistencia ante esta sollicitación.

Con el objetivo de poder evaluar de manera precisa el estado de daño presente en estas estructuras, durante la investigación se analiza el comportamiento de muros de mampostería de diferentes dimensiones, bajo la acción de asentamientos diferenciales. Los modelos numéricos fueron desarrollados a través de una micro-modelación detallada en el software Abaqus/CAE. Los tabiques y el mortero se consideraron con un comportamiento elastoplástico Mohr-Coulomb y Drucker-Prager, unidos por elementos de interface representados en todas las juntas verticales y horizontales. Se realizó un estudio de mallas para definir la densidad de mallado óptima y se utilizó un elemento finito de primer orden. Los modelos numéricos fueron calibrados con resultados experimentales, para luego estudiar la influencia de las dimensiones del muro en su resistencia, obtener los valores de distorsión angular para los cuales la estructura comienza a tener deformaciones irreversibles, construir las curvas carga vs distorsión angular y elaborar las curvas de fragilidad del material, a través de las cuales se puede evaluar el estado de daño de un muro de mampostería, sometido a un determinado valor de distorsión angular.

**Palabras clave:** Curvas de fragilidad, distorsión angular, pushover, pull-down, subsidencia

**1. Introducción**

El hundimiento paulatino de la superficie provocado por la subsidencia, afecta a varios países de Europa, Asia y América Latina. Este se considera un fenómeno geológico que tiene lugar debido a la extracción de sólidos (minerales) o fluidos (gas, petróleo, vapor y agua) del subsuelo y que se manifiesta en hundimientos paulatinos o súbitos de la

## Agradecimientos

Llegue mi más sincero agradecimiento a todas las personas e instituciones que han hecho posible este sueño, especialmente:

A CONACYT por su compromiso con la formación de profesionales de excelencia y por su apoyo durante todo el doctorado.

Al Doctor José Ángel Ortiz Lozano por sus consejos e ideas innovadoras. Por compartir su extenso conocimiento, por su comprensión y constancia, lo que me ha permitido culminar con éxito mis estudios de doctorado.

Al Doctor Miguel Ángel Soto Zamora por su excelencia y apoyo constante. Por formar parte de cada etapa de este proyecto, por su amistad, por sus comentarios llenos de sabiduría que están presentes en cada uno de los resultados de este trabajo. Gracias profe por su guía y por sus enseñanzas.

Al doctor Álvaro Viviescas Jaimes y al Doctor Marcos Mauricio Chávez Cano por sus enseñanzas durante el proceso de modelación numérica.

Al Doctor José Antonio De Loera Aguilera por motivarme a seguir adelante.

A Manuel, al Ingeniero Ricardo Martínez Valtierra, a la coordinación del doctorado y a mis maestros del posgrado.

Gracias por acompañarme en esta etapa maravillosa de mi vida.

## **Dedicatoria**

A quienes me inspiran a seguir adelante,

A Manuel, a Mariana y a Migue por su amor infinito

A mi mamá por todo su apoyo, dedicación y paciencia

A mi papá por guiarme en cada etapa de mi vida

A mi hermana por su presencia constante



**Índice General**

Índice de Tablas.....9

Índice de Figuras.....11

Resumen.....18

Abstract.....19

Capítulo I: Introducción .....21

    1.1 Antecedentes .....21

    1.2 Justificación.....21

    1.3 Definición del Problema.....22

        1.3.1 Pregunta de Investigación .....22

    1.4 Objetivos .....22

        1.4.1 Objetivo General.....22

        1.4.2 Objetivos particulares .....22

    1.5 Alcances.....23

    1.6 Hipótesis .....23

    1.7 Estructura de la Tesis .....23

Capítulo II: Estado del Conocimiento .....25

    2.1 Seguridad en los Puentes Patrimoniales .....26

        2.1.1 Seguridad Estructural .....26

        2.1.2 Seguridad Vehicular .....26

        2.1.3 Seguridad Peatonal .....26

    2.2 Sistemas de Administración de Puentes.....27

        2.2.1 Sistema de Administración de Puentes en Estados Unidos (Pontis Bridge Management System).....27

|   |    |
|---|----|
| 2.2.2 Sistema de Administración de Puentes en Canadá (Ontario Bridge Management System OBMS).....   | 28 |
| 2.2.3 Sistema de Administración de Puentes de Colombia (SIPUCOL).....   | 28 |
| 2.2.4 Sistema de Administración de Puentes en México o Sistema Integral de Puentes Mexicanos (SIPUMEX).....   | 30 |
| 2.2.5 Recomendaciones del Comité Científico Internacional de Análisis y Restauración de Estructuras del Patrimonio Arquitectónico (International Scientific Committee for Analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage ICOMOS)..... | 33 |
| 2.3 Análisis del comportamiento estructural de puentes de arco mampostería utilizando métodos numéricos. ....   | 36 |
| Capítulo III: Marco Teórico .....   | 49 |
| 3.1 Patrimonio arquitectónico .....   | 49 |
| 3.1.1 Grados de Intervención del Patrimonio Arquitectónico.....   | 49 |
| 3.2 Puentes patrimoniales .....   | 51 |
| 3.3 Puentes patrimoniales de arco mampostería.....  | 55 |
| 3.3.1 Evolución y Desarrollo de los puentes de arco mampostería.....  | 55 |
| 3.3.2 Primeros criterios de diseño de puentes de arco mampostería.....  | 61 |
| 3.4 Análisis estructural de puentes de arco mampostería.....  | 66 |
| 3.4.1 Geometría.....  | 67 |
| 3.4.1.1 Arcos .....   | 67 |
| 3.4.1.2 Relleno .....   | 71 |
| 3.4.1.2.1 Relleno cementado.....  | 72 |
| 3.4.1.2.2 Relleno granular .....  | 73 |
| 3.4.1.3 Tímpanos.....   | 73 |
| 3.4.1.4 Pilas.....  | 74 |
| 3.4.1.5 Estribos.....   | 75 |
| 3.4.1.6 Cimentaciones.....  | 76 |

|  |    |
|--|----|
| 3.4.1.6.1 Cimentaciones superficiales .....  | 76 |
| 3.4.1.6.2 Cimentaciones profundas .....  | 76 |
| 3.4.2 Materiales .....   | 77 |
| 3.4.2.1 La Piedra .....  | 77 |
| 3.4.2.2 El Mortero .....   | 79 |
| 3.4.2.3 La Mampostería.....  | 80 |
| 3.4.2.3.1 Resistencia a tensión de la mampostería.....                             | 81 |
| 3.4.2.3.2 Resistencia a cortante de la mampostería .....                           | 81 |
| 3.4.2.3.3 Módulo de elasticidad .....  | 82 |
| 3.4.3 Distribución de cargas en puentes de arco mampostería.....                   | 82 |
| 3.4.4 Formas de colapso en un puente de arco de mampostería .....                  | 84 |
| 3.4.4.1 Estado límite de equilibrio.....   | 84 |
| 3.4.4.1.1 Fallo por formación de un mecanismo monoarco.....                        | 84 |
| 3.4.4.1.2 Fallo por formación de un mecanismo multiarco por giro de pila.....      | 85 |
| 3.4.4.1.3 Fallo por vuelco y deslizamiento .....                                   | 86 |
| 3.4.4.1.4 Fallo por pandeo global y local.....                                     | 86 |
| 3.4.4.1.5 Fallo por snap-through o pérdida de forma .....                          | 86 |
| 3.4.4.2 Fallo por agotamiento del material.....                                    | 87 |
| 3.4.4.2.1 Fallo por aplastamiento (compresión excesiva y pérdida de material)..... | 87 |
| 3.4.4.2.2 Fallo por separación de roscas .....                                     | 88 |
| 3.4.4.2.3 Fallo por deslizamiento .....  | 88 |
| 3.4.4.2.4 Fallo por separación de hojas o rasante vertical .....                   | 89 |
| 3.4.4.2.5 Fallo por durabilidad de los materiales.....                             | 89 |
| 3.4.5 Estrategias para el análisis de puentes de arco mampostería .....            | 89 |
| 3.4.5.1 Método MEXE (Military Engineering Experimental Establishment).....         | 90 |
| 3.4.5.2 Método de análisis límite de Heyman .....                                  | 91 |
| 3.4.5.3 Método de los Elementos Finitos (MEF) .....                                | 91 |

|   |     |
|---|-----|
| 3.4.5.4 Método del Elemento Discreto .....  | 92  |
| 3.4.5.5 Método del Elemento Aplicado (MEA) .....  | 93  |
| 3.4.6 Causas de las principales patologías en puentes de arco mampostería .....                   | 94  |
| 3.4.6.1 Socavación .....  | 94  |
| 3.4.6.2 Crecidas en los ríos .....  | 94  |
| 3.4.6.3 Exceso de Vegetación .....  | 95  |
| 3.4.6.4 Asentamiento diferencial de las pilas y los estribos .....                                | 96  |
| 3.4.6.5 Deficiencias en el drenaje y mala impermeabilización de la superficie de rodamiento ..... | 96  |
| 3.4.6.6 Cargas excesivas e irregulares.....   | 96  |
| 3.5 Calibración del Modelo Numérico .....   | 97  |
| 3.5.1 Descripción de la Campaña Experimental .....  | 97  |
| 3.5.2 Sistema de Arriostramiento del Puente.....  | 101 |
| 3.5.3 Instrumentación y prueba de carga.....  | 102 |
| 3.5.4 Interacciones y Mallado .....   | 103 |
| 3.5.5 Resultados.....   | 104 |
| Capítulo IV: Metodología .....  | 107 |
| 4.1 Metodología de la investigación.....  | 107 |
| 4.2 Tabla de Operacionalización de variables. ....  | 108 |
| 4.3 Diseño del instrumento .....  | 109 |
| 4.4 Ítems del Instrumento .....   | 110 |
| 4.4.1 Datos generales del puente .....  | 110 |
| 4.4.2 Capacidad de carga de la estructura .....   | 111 |
| 4.4.3 Nivel de conservación de los elementos estructurales del puente .....                       | 112 |
| 4.4.4 Estado del pavimento .....  | 114 |
| 4.4.5 Iluminación .....   | 116 |

|  |     |
|--|-----|
| 4.4.6 Señalización .....   | 117 |
| 4.4.7 Parapetos y Banquetas.....   | 118 |
| Capítulo V: Resultados.....  | 122 |
| 5.1 Calibración del Modelo Numérico .....  | 122 |
| 5.2 Influencia de los Deterioros en la Capacidad de Carga de los Puentes Patrimoniales .....                     | 124 |
| 5.2.1 Descripción del Ensayo de Laboratorio.....   | 125 |
| 5.2.1.1 Geometría.....   | 125 |
| 5.2.1.2 Materiales .....   | 126 |
| 5.2.1.3 Modelación Numérica .....  | 127 |
| 5.2.1.4 Resultados.....  | 128 |
| 5.3 Metodología para la evaluación de la seguridad del usuario en puentes patrimoniales de arco mampostería..... | 133 |
| 5.3.1 Puente Blanco .....  | 133 |
| 5.3.1.1 Breve Reseña Histórica .....   | 133 |
| 5.3.1.2 Seguridad Estructural .....  | 134 |
| 5.3.1.2.1 Modelación numérica.....   | 134 |
| 5.3.1.2.2 Resultados de la Modelación Numérica .....   | 137 |
| 5.3.1.2.3 Nivel de Conservación de los Elementos Estructurales del Puente.....                                   | 138 |
| 5.3.1.3 Seguridad Vehicular .....  | 139 |
| 5.3.1.3.1 Pavimentos.....  | 139 |
| 5.3.1.3.2 Luminarias y Señalización .....  | 139 |
| 5.3.1.4 Seguridad Peatonal .....   | 140 |
| 5.3.1.4.1 Banquetas y Parapetos.....   | 140 |
| 5.3.2 Puente Guadalupe.....  | 141 |
| 5.3.2.1 Breve Reseña Histórica .....   | 141 |
| 5.3.2.2 Seguridad Estructural .....  | 143 |

|  |     |
|--|-----|
| 5.3.2.2.1 Modelación Numérica .....  | 143 |
| 5.3.2.2.2 Resultados de la Modelación Numérica .....   | 145 |
| 5.3.2.2.3 Nivel de Conservación de los Elementos Estructurales del Puente.....                                   | 147 |
| 5.3.2.3 Seguridad Vehicular .....  | 149 |
| 5.3.2.3.1 Pavimentos .....   | 149 |
| 5.3.2.3.2 Luminarias y Señalización .....  | 149 |
| 5.3.2.4 Seguridad Peatonal .....   | 150 |
| 5.3.3 Puente de Lagos de Moreno.....   | 151 |
| 5.3.3.1 Breve Reseña Histórica .....   | 151 |
| 5.3.3.2 Seguridad Estructural .....  | 153 |
| 5.3.3.2.1 Modelación Numérica .....  | 153 |
| 5.3.3.2.2 Resultados de la Modelación Numérica .....   | 156 |
| 5.3.3.2.3 Nivel de Conservación de los Elementos Estructurales del Puente.....                                   | 158 |
| 5.3.3.3 Seguridad Vehicular .....  | 159 |
| 5.3.3.3.1 Pavimentos .....   | 160 |
| 5.3.3.3.2 Luminarias .....   | 160 |
| 5.3.3.3.3 Señalamiento vertical y horizontal.....  | 162 |
| 5.3.3.4 Seguridad Peatonal .....   | 162 |
| 5.3.3.4.1 Banquetas y Parapetos.....   | 162 |
| Capítulo VI: Análisis de Resultados.....   | 166 |
| 6.1 Influencia de los Deterioros en la Capacidad de Carga de los Puentes Patrimoniales .....                     | 166 |
| 6.2 Guía para evaluar la seguridad estructural en los puentes patrimoniales de arco mampostería .....            | 167 |
| 6.3 Metodología para la evaluación de la seguridad del usuario en puentes patrimoniales de arco mampostería..... | 169 |
| 6.3.1 Evaluación de la Seguridad del Usuario en Puente Blanco.....   | 169 |

|   |     |
|---|-----|
| 6.3.1.1 Capacidad de Carga .....  | 169 |
| 6.3.1.2 Nivel de Conservación de los Elementos Estructurales .....              | 170 |
| 6.3.1.3 Seguridad Estructural .....   | 170 |
| 6.3.1.4 Estado del Pavimento, Luminarias y Señalización .....                   | 170 |
| 6.3.1.5 Seguridad Vehicular .....   | 171 |
| 6.3.1.6 Seguridad Peatonal .....  | 171 |
| 6.3.1.7 Seguridad del Usuario .....   | 171 |
| 6.3.2 Evaluación de la Seguridad del Usuario en Puente Guadalupe .....          | 171 |
| 6.3.2.1 Capacidad de Carga .....  | 171 |
| 6.3.2.2 Nivel de Conservación de los Elementos Estructurales .....              | 172 |
| 6.3.2.3 Seguridad Estructural .....   | 172 |
| 6.3.2.4 Estado del Pavimento, Luminarias y Señalización .....                   | 173 |
| 6.3.2.5 Seguridad Vehicular .....   | 173 |
| 6.3.2.6 Seguridad Peatonal .....  | 173 |
| 6.3.2.7 Seguridad del Usuario .....   | 174 |
| 6.3.3 Evaluación de la Seguridad del Usuario en el Puente de Lagos de Moreno .. | 174 |
| 6.3.3.1 Capacidad de Carga .....  | 174 |
| 6.3.3.2 Nivel de Conservación de los Elementos Estructurales .....              | 175 |
| 6.3.3.3 Seguridad Estructural .....   | 175 |
| 6.3.3.4 Estado del Pavimento, Luminarias y Señalización .....                   | 175 |
| 6.3.3.5 Seguridad Vehicular .....   | 176 |
| 6.3.3.6 Seguridad Peatonal .....  | 176 |
| 6.3.3.7 Seguridad del Usuario .....   | 176 |
| Capítulo VII: Conclusiones .....  | 178 |
| 7.1 Conclusión General .....  | 178 |
| 7.2 Conclusiones Particulares .....   | 180 |

Capítulo VIII: Recomendaciones ..... 183

Capítulo IX: Referencias ..... 186



## Índice de Tablas

|   |     |
|---|-----|
| Tabla 1: Escala para la evaluación del nivel de daño de los puentes vehiculares en Colombia (Palacio & Agudelo, 2011).....                              | 29  |
| Tabla 2: Pruebas que se realizan durante las inspecciones especiales (Palacio & Agudelo, 2011).....   | 30  |
| Tabla 3: Calificación cualitativa de la primera etapa del método SIPUMEX (Gómez et al., 2013).....  | 32  |
| Tabla 4: Módulo de elasticidad y peso específico de la piedra (Huerta, 2004).....   | 78  |
| Tabla 5: Ángulo de rozamiento y coeficiente de rozamiento de las piedras (Huerta, 2004).<br>.....   | 79  |
| Tabla 6: Resistencia a compresión de los morteros utilizados en el siglo XIX (Fernández, 1990).....   | 80  |
| Tabla 7: Módulo de elasticidad de la fábrica en kN/mm <sup>2</sup> (Huerta, 2004).....  | 82  |
| Tabla 8: Espesores límites de arcos circulares en función de la flecha y del ángulo de apertura (Huerta, 2004).....                                     | 91  |
| Tabla 9: Propiedades de los materiales.....   | 101 |
| Tabla 10: Tabla de Operacionalización de Variables.....   | 108 |
| Tabla 11: Planillas de inventarios con los datos generales de los puentes (D. G. de C. de Carreteras, 2010).<br>.....                                   | 111 |
| Tabla 12: Análisis de capacidad de carga.....   | 112 |
| Tabla 13: Conservación de los elementos estructurales.....  | 113 |
| Tabla 14: Evaluación del estado del pavimento.....  | 115 |
| Tabla 15: Iluminación.....  | 116 |
| Tabla 16: Señalización.....   | 117 |
| Tabla 17: Estado y Dimensiones de Banquetas y Parapetos.....  | 119 |
| Tabla 18: Propiedades de los materiales.....  | 127 |
| Tabla 19: Características Generales de Puente Blanco.....   | 134 |
| Tabla 20: Frecuencias de la estructura para los primeros modos de vibrar.....   | 136 |
| Tabla 21: Calificación del nivel de confort del usuario al transitar por la vía o índice de servicio actual (D. G. de C. de Carreteras, 2010).<br>..... | 139 |
| Tabla 22: Características Generales del Puente de Guadalupe.....  | 142 |
| Tabla 23: Frecuencias de la estructura para los primeros modos de vibrar.....   | 145 |
| Tabla 24: Características Generales del Puente de Lagos de Moreno.....  | 152 |

Tabla 25: Frecuencias de la estructura para los primeros modos de vibrar. .... 156

Tabla 26: Guía para evaluar la seguridad estructural en los puentes patrimoniales de arco mampostería. .... 168



## Índice de Figuras

|  |    |
|--|----|
| Figura 1: Planilla de inventario del sistema de administración de puentes en México (D. G. de C. de Carreteras, 2010).....   | 31 |
| Figura 2: Sistema de gestión de Puentes en México (D. G. de C. de Carreteras, 2010).....   | 33 |
| Figura 3: Puente La Libertad, ciudad de Buga, Colombia (Díaz & López, 208 C.E.).....   | 36 |
| Figura 4: Esfuerzos principales en el sentido longitudinal del puente (Unidades: KPa) (Díaz & López, 208 C.E.).....  | 37 |
| Figura 5: Desplazamientos verticales obtenidos en el puente (Unidades: cm) (Díaz & López, 208).....  | 37 |
| Figura 6: Análisis estático lineal del puente de Popayán Colombia: a) Esfuerzos en dirección del eje X y b) Esfuerzos en dirección del eje Y (Unidades: KPa) (Ospina et al., 2009). .... | 38 |
| Figura 7: Esfuerzos causados por efectos sísmicos en el puente de Popayán (Unidades: MPa) (Ospina et al., 2009). ....  | 39 |
| Figura 8: Bóveda debidamente confinada por el estribo y los rellenos y empotrada en sus arranques (Pérez, 2013).....   | 40 |
| Figura 9: Modelo completo donde no se considera un empotramiento perfecto en los arranques de la bóveda (Pérez, 2013). ....  | 40 |
| Figura 10: Esfuerzos normales en las bóvedas obtenidas en el software Plaxis a) Configuración geométrica 1 b) Configuración geométrica 2 (Unidades: MPa) (Pérez, 2013). ....             | 41 |
| Figura 11: Estado actual del Puente Trujillo o Puente de Piedra, ubicado en Lima Perú (Héctor Aldo Bardales Salazar, 2012). ....   | 42 |
| Figura 12: Esfuerzos máximos de compresión obtenidos en el puente Trujillo (Unidades: kN/m <sup>2</sup> ) (Héctor Aldo Bardales Salazar, 2012).....                                      | 42 |
| Figura 13: Primer modo de vibrar del puente Trujillo (Unidades: cm) (Héctor Aldo Bardales Salazar, 2012).....  | 43 |
| Figura 14: Esfuerzos máximos de compresión alrededor del eje X (análisis sísmico) (Unidades: kN/m <sup>2</sup> ) (Héctor Aldo Bardales Salazar, 2012).....                               | 43 |
| Figura 15: Esfuerzos producidos sobre los arcos en dirección longitudinal o del eje X (Unidades: kN/m <sup>2</sup> ) (Héctor Aldo Bardales Salazar, 2012).....                           | 44 |
| Figura 16: Puente Monforte de Lemos, ubicado en Galicia al noroeste de España (Conde et al., 2016). ....   | 44 |

Figura 17: Desplazamientos del arco número 2 del puente, obtenido en el software Abaqus/CAE (Unidades: m) (Conde et al., 2016). ..... 45

Figura 18: Puente de Vilanova Galicia (Carnero et al., 2017). ..... 46

Figura 19: Modelo geométrico del puente de Vilanova en Galicia, construido en el software Abaqus/CAE (Carnero et al., 2017). ..... 47

Figura 20: Restauración del puente de Santa Quiteria en la provincia española de Castellón (Noguera Giménez, 2003). ..... 52

Figura 21: Reconstrucción del puente de Templehouse (Soto, 2017). ..... 53

Figura 22: Restauración del puente El Libertador, en el estado de Mérida, Venezuela (Belandria, 2002). ..... 54

Figura 23: Restauración del puente de Aoiz en la provincia de Navarra, España (Oyarzun Celaya et al., 2010). ..... 54

Figura 24: Vista lateral del ensanche del puente Ragwood (Soto, 2017). ..... 55

Figura 25: Imagen aguas arriba del puente de Alcántara en Cáceres, España (Fuentes, 2012). ..... 57

Figura 26: Puente de Mérida sobre el río Guadiana, ciudad de Mérida, España (Fuentes, 2012). ..... 57

Figura 27: Puente de Vecchio en Florencia, Italia. Bóvedas rebajadas de 30 m de luz (Fuentes, 2012). ..... 58

Figura 28: Relaciones dimensionales en un puente de arco mampostería según Alberti (Díaz & López, 208 C.E.) ..... 59

Figura 29: Puente Rialto sobre el gran canal de Venecia (Fernández Troyano, 2014). .... 60

Figura 30: Puente Nemours en Francia, construido por el ingeniero Jean Rodolphe Perronet (Fernández Troyano, 2014). ..... 61

Figura 31: Viaducto de Fontpedrouse, Francia, ubicado sobre el río Tet, con arcos de 17 m de luz y un arco ojival de 30 m (Héctor Aldo Bardales Salazar, 2012). ..... 61

Figura 32: a) Analogía de la cadena de Hooke para el análisis de arcos b) Arco de fábrica en equilibrio con una catenaria en su interior (Huerta, 2004). ..... 62

Figura 33: Procedimiento para el diseño de puentes de arco de fábrica utilizando la técnica de la catenaria invertida (Huerta, 2004). ..... 63

Figura 34: Equilibrio de un arco formado por dovelas infinitamente pulidas, La Hire 1695 (Fernández & Cuerda, 1998). ..... 64

Figura 35: Cálculo de los estribos por el método de la cuña (Fernández & Cuerda, 1998).  
 .....65

Figura 36: Geometría de los arcos en los puentes de mampostería (Ibañez, 2002). .....68

Figura 37: Geometría de los arcos de fábrica (Ibañez, 2002). .....68

Figura 38: Clasificación de los arcos en función de su geometría (Niño, 2007). .....69

Figura 39: Línea de empujes en un arco de piedra (Huerta, 2004). .....70

Figura 40: Arco de medio punto sometido a su peso propio a) Empuje mínimo b) Empuje máximo (Huerta, 2005). .....70

Figura 41: Tipos de relleno en puentes de arco mampostería (Niño, 2007). .....71

Figura 42: Comportamiento de un puente de arco de fábrica con relleno cementado (Ibañez, 2002). .....72

Figura 43: Análisis de un arco con relleno rígido, considerando diferentes espesores en la clave ( $C_0$ ) y en los arranques ( $C_1$ ) (Niño, 2007). .....72

Figura 44: Distribución de cargas en las pilas de los puentes de arco mampostería (Niño, 2007). .....75

Figura 45: Acciones a considerar en una pila:  $F_v$ ,  $F_h$ ,  $M$ : acciones transmitidas por los arcos,  $G$ : peso propio de la pila y  $W$ : carga de viento (Martín-Caro Álamo, 2001). .....75

Figura 46: Cimentación profunda por medio de pilotes de madera (Martín-Caro Álamo, 2001). .....77

Figura 47: Comportamiento resistente de un puente de arco mampostería .....83

Figura 48: Distribución de cargas en un puente de arco mampostería (Ibañez, 2002). ....84

Figura 49: Fallo por formación de mecanismo monoarco. Colapso del puente de Prestwood (Niño, 2007). .....85

Figura 50: Modelo de fallo por formación de un mecanismo multiarco por giro de pilas. Caso real del puente Vignole (Niño, 2007). .....85

Figura 51: a) Mecanismo de fallo por giro y deslizamiento de un tímpano (Niño, 2007) y b) Fallo por vuelco del puente sobre el río Pisuerga en Cordovilla la Real (Niño, 2007). .....86

Figura 52: Fallo por snap-through o pérdida de forma (Martín-Caro Álamo, 2001). .....87

Figura 53: Fallo a compresión simple y a flexo-compresión de una bóveda de fábrica (Niño, 2007). .....88

Figura 54: Fallo iniciado por la separación entre las roscas de la bóveda y seguido por la formación de un mecanismo monoarco (Niño, 2007). .....88

Figura 55: Fallo por deslizamiento de las dovelas en las bóvedas del puente Orio (Niño, 2007)..... 89

Figura 56: Nomograma del método MEXE (Ramos Casquero, 2015)..... 90

Figura 57: Conexión entre elementos utilizando MEA (Tagel-Din, 2008)..... 93

Figura 58: Puente sobre el río Juanambú, arrastrado en 1898 por una crecida en el cauce (Galindo Díaz & Paredes López, 2011). ..... 95

Figura 59: Presencia de vegetación sobre el puente Quilcacé en la zona de Alta Cauca, Colombia (Galindo Díaz & Paredes López, 2011). ..... 95

Figura 60: Fisuras en la base de las pilas del puente sobre el río Güengüé, en la vía entre Miranda y Corinto (Cauca, Colombia) (Galindo Díaz & Paredes López, 2011). ..... 96

Figura 61: Vehículos pesados transitando sobre el puente de San Ignacio (Soto Zamora, 2017)..... 97

Figura 62: Dimensiones del modelo experimental (Unidades: cm y m) (Castiblanque, 2003). ..... 98

Figura 63: Dimensiones del modelo numérico (Imagen del Autor)..... 99

Figura 64: Probetas ensayadas a compresión y cortante (Castiblanque, 2003). ..... 99

Figura 65: Sistema de Arriostramiento del puente (Castiblanque, 2003). ..... 101

Figura 66: Restricciones en el Modelo Numérico (Imagen del Autor). ..... 102

Figura 67: Instrumentación del Modelo Experimental (Castiblanque, 2003). ..... 102

Figura 68: Sistema de Aplicación de Cargas (Castiblanque, 2003). ..... 103

Figura 69: Curvas Carga vs Desplazamiento obtenidas en el ensayo experimental a) Punto de Aplicación de Carga, b) Centro del Arco y c) Punto Simétrico al Punto de Aplicación de Carga (Castiblanque, 2003). ..... 105

Figura 70: Parapetos peatonales (Unidades: m) (C. A. R. Carreteras, n.d.). ..... 120

Figura 71: Parapetos para vehículos automotores (Unidades: m) (C. A. R. Carreteras, n.d.). ..... 120

Figura 72: Curvas Carga vs Desplazamiento obtenidas en el modelo numérico y en el experimental para el punto de Aplicación de Carga, para el centro del Arco y para el punto Simétrico al Punto de Aplicación de Carga (Imagen del Autor)..... 123

Figura 73: Mecanismo de Falla del Modelo Experimental (Unidades: m) (Castiblanque, 2003)..... 124

Figura 74: Mecanismo de Falla del Modelo Numérico (Unidades: m) (Imagen del Autor). ..... 124

Figura 75: Modelo Geométrico del Puente de Arco Mampostería (Imagen del Autor). ... 125

Figura 76: Ensayos a compresión uniaxial realizados por el Ingeniero Miguel Ángel Flores Olivares para determinar las propiedades mecánicas de la mampostería (Olivares, 2021).  
..... 126

Figura 77: Mecanismo de Falla presentado en los modelos numéricos (Unidades: m) (Imagen del Autor)..... 129

Figura 78: Curvas Carga vs Desplazamiento de los Modelos Analizados (Imagen del Autor).  
..... 130

Figura 79: Curvas Carga vs. Desplazamiento de los Modelos con Pérdida de Juntas Longitudinales (Imagen del Autor)..... 131

Figura 80: a) Curva Carga vs. Desplazamiento del Modelo sin Deterioros y b) Esfuerzos en el Modelo sin Deterioros (Unidades: Pa) (Imagen del Autor). ..... 132

Figura 81: Capacidad de Carga de la estructura considerando deterioros en..... 132

Figura 82: Perfil Longitudinal de Puente Blanco (Imagen del Autor)..... 134

Figura 83: Modelo de cargas vivas IMT 20.5 para carreteras alimentadoras con claros menores a 15 m (SCT, 2004). ..... 135

Figura 84: Diferentes ubicaciones del Vehículo de Diseño (Imagen del Autor)..... 135

Figura 85: Deformadas para los primeros modos de vibrar de la estructura a) Primer Modo de Vibrar, b) Segundo Modo de Vibrar y c) Tercer Modo de Vibrar (Unidades: m) (Imagen del Autor). ..... 136

Figura 86: a) Curva Carga vs. Desplazamiento para la Primera Posición del Vehículo de Diseño y b) Desplazamientos en Puente Blanco para la Primera Posición del Vehículo de Diseño (Unidades: m) (Imagen del Autor). ..... 137

Figura 87: a) Curva Carga vs. Desplazamiento para la Segunda Posición del Vehículo de Diseño y b) Desplazamientos en Puente Blanco para la Segunda Posición del Vehículo de Diseño (Unidades: m) (Imagen del Autor). ..... 137

Figura 88: a) Curva Carga vs. Desplazamiento para la Tercera Posición del Vehículo de Diseño y b) Esfuerzos y Desplazamientos en Puente Blanco para la Tercera Posición del Vehículo de Diseño (Unidades: m) (Imagen del Autor)..... 138

Figura 89: Principales deterioros observados en Puente Blanco (Imagen del Autor)..... 138

Figura 90: Principales deterioros del pavimento en Puente Blanco (Imagen del Autor). . 139

Figura 91: Superficie de rodamiento en Puente Blanco (Imagen del Autor)..... 140

Figura 92: Agrietamientos, Pérdida de Sección, Desconchados y Manchas de Humedad observadas en los parapetos de Puente Blanco (Imagen del Autor). ..... 140

Figura 93: Soneto a la Virgen de Guadalupe grabado en el pretil del puente (Imagen del Autor). ..... 141

Figura 94: Perfil Longitudinal del Puente de Guadalupe (Imagen del Autor)..... 142

Figura 95: Modelo de cargas vivas IMT 20.5 para carreteras alimentadoras con claros menores a 15 m (SCT, 2004). ..... 143

Figura 96: Diferentes ubicaciones del Vehículo de Diseño (Imagen del Autor)..... 144

Figura 97: Deformadas para los primeros modos de vibrar de la estructura ..... 144

Figura 98: a) Curva Carga vs. Desplazamiento para la Primera Posición del Vehículo de ..... 146

Figura 99: a) Curva Carga vs. Desplazamiento para la Segunda Posición del Vehículo de Diseño y b) Esfuerzos y Desplazamientos en el Puente de Guadalupe para la Segunda Posición del Vehículo de Diseño (Unidades: Pa) (Imagen del Autor). ..... 146

Figura 100: a) Curva Carga vs. Desplazamiento para la Tercera Posición del Vehículo de ..... 147

Figura 101: Presencia de Vegetación y Manchas de Humedad en los Tímpanos, las Pilas y ..... 147

Figura 102: Pérdida de Juntas en Bóvedas y Muros de Enjuta (Imagen del Autor). ..... 148

Figura 103: Acumulación excesiva de escombros y suciedad debajo del Puente de Guadalupe (Imagen del Autor). ..... 148

Figura 104: Pérdida de juntas, hundimientos y desniveles en el Puente de Guadalupe (Imagen del Autor)..... 149

Figura 105: Pavimento del Puente de Guadalupe (Imagen del Autor). ..... 150

Figura 106: Dimensiones de parapetos para vehículos automotores (Unidades: m) (C. A. R. Carreteras, n.d.)..... 150

Figura 107: Eflorescencia, Pérdida del Recubrimiento y Manchas de Humedad en los Parapetos del Puente de Guadalupe (Imagen del Autor)..... 151

Figura 108: Perfil Longitudinal del Puente de Lagos de Moreno (Imagen del Autor)..... 152

Figura 109: Modelo Geométrico del Puente de Lagos de Moreno (Imagen del Autor).... 152

Figura 110: Modelo de cargas vivas IMT 66.5 para carreteras principales con claros mayores a 30 m (SCT, 2004). ..... 154

Figura 111: Diferentes ubicaciones del Vehículo de Diseño IMT 66.5 (Imagen del Autor).  
 ..... 154

Figura 112: Deformadas para los primeros modos de vibrar de la estructura a) Primer Modo de Vibrar, b) Segundo Modo de Vibrar, c) Tercer Modo de Vibrar y Cuarto Modo de Vibrar (Unidades: m) (Imagen del Autor). ..... 155

Figura 113: a) Curva Carga vs. Desplazamiento para la Primera Posición del Vehículo de ..... 157

Figura 114: a) Curva Carga vs. Desplazamiento para la Segunda Posición del Vehículo de ..... 157

Figura 115: a) Curva Carga vs. Desplazamiento para la Tercera Posición del Vehículo de ..... 158

Figura 116: Grafitis en la Bóveda del Puente (Imagen del Autor). ..... 158

Figura 117: Principales Deterioros observados en el Puente de Lagos de Moreno (Fisuras, pérdida de juntas y presencia de vegetación en la estructura) (Imagen del Autor). ..... 159

Figura 118: Agrietamientos y Desniveles en las juntas del pavimento (Imagen del Autor) ..... 160

Figura 119: Deterioros más significativos en el sistema de iluminación del Puente de Lagos de Moreno (Manchas de Humedad, Desconchado, Instalaciones Expuestas y Pérdida de Juntas) (Imagen del Autor). ..... 161

Figura 120: Nivel de iluminación del Puente de Lagos de Moreno (Tomado de Internet). ..... 161

Figura 121: Señalamiento Horizontal en el Puente de Lagos de Moreno (Imagen del Autor). ..... 162

Figura 122: Pérdida de Sección, Desplomes, Ausencia de Juntas y Manchas Humedad en los Parapetos del Puente Lagos de Moreno (Imagen del Autor). ..... 163

Figura 123: Agrietamientos en los Parapetos del Puente de Lagos de Moreno. .... 164

Figura 124: Pérdidas de Juntas, Discontinuidades y Desniveles en la banquetta del Puente de Lagos de Moreno (Imagen del Autor). ..... 164

## Resumen

Los puentes patrimoniales son una fuente invaluable de conocimientos y técnicas del siglo pasado, sin embargo, aún en la actualidad no existe ningún procedimiento que permita evaluar su comportamiento bajo sus nuevas condiciones de uso. Motivo por el cual en la presente investigación se desarrolló una metodología para evaluar la seguridad de los usuarios en los puentes de arco mampostería. Para ello se consideraron los principales indicadores de los sistemas de gestión de puentes, unido a las recomendaciones del Consejo Internacional de Monumentos y Sitios para estudiar el comportamiento de las obras patrimoniales. Posteriormente se verificó la funcionalidad de la metodología aplicándola a tres puentes ubicados en los estados de Aguascalientes y Jalisco. Para evaluar la seguridad del usuario se determinó la capacidad portante de los puentes de acuerdo a las especificaciones para el diseño de carreteras en México y se identificaron los deterioros más significativos en los elementos estructurales. Además, se evaluó el grado de conservación en los pavimentos, en la señalización y en el sistema de iluminación de la vía. Finalmente, los resultados indicaron que la seguridad de los usuarios para el primer caso de estudio era deficiente, mientras que la seguridad en el segundo y tercer puente analizado, era satisfactoria con un bajo riesgo de colapso y accidentalidad en las estructuras.

**Palabras Claves:** Puentes Patrimoniales, Deterioros en los Puentes de Arco Mampostería, Evaluación de Seguridad, Modelación Numérica, Método de Elementos Finitos

## **Abstract**

Heritage bridges are an invaluable source of knowledge and techniques from the last century; however, even today there is no procedure to evaluate their behavior under their new conditions of use. For this reason, a methodology was developed in this research to evaluate the safety of users of masonry arch bridges. For this purpose, the main indicators of bridge management systems were considered, together with the recommendations of the International Council on Monuments and Sites to study the behavior of heritage works. Subsequently, the functionality of the methodology was verified by applying it to three bridges located in the states of Aguascalientes and Jalisco. To evaluate the safety of the user, the bearing capacity of the bridges was determined according to the specifications for the design of highways in Mexico and the most significant deteriorations in the structural elements were identified. In addition, the degree of preservation of the pavement, signaling and roadway lighting system was evaluated. Finally, the results indicated that the safety of users for the first case study was deficient, while the safety of the second and third bridges analyzed was satisfactory, with a low risk of collapse and accidents in the structures.

**Keywords:** Heritage Bridges, Deterioration in Arch Masonry Bridges, Safety Assessment, Numerical Modeling, Finite Element Method



***CAPÍTULO I:  
INTRODUCCIÓN***

## **Capítulo I: Introducción**

### **1.1 Antecedentes**

Las políticas públicas para el transporte y las comunicaciones de muchos países alrededor del mundo, están enfocadas en garantizar la seguridad de los usuarios en los puentes vehiculares. Los sistemas de administración de puentes fueron implementados como parte de estas políticas para asegurar un adecuado funcionamiento de la red vial y minimizar el riesgo de las estructuras durante su vida útil. Los sistemas de administración establecen un conjunto de acciones encaminadas a garantizar la seguridad y calidad del servicio de las estructuras gestionadas (Piqueras, 2008). El término comenzó a utilizarse a finales de 1967 tras el colapso del puente The Silver Bridges en Ohio Estados Unidos, lo que sentó las bases para la implementación del National Bridges Inspection Program, que junto al National Bridges Inventory, conformaron el sistema de administración PONTIS, que actualmente asiste a las agencias norteamericanas en la toma de decisiones sobre sus estructuras.

Sin embargo, los sistemas de administración están enfocados en el mantenimiento y la conservación de puentes modernos, debido a la enorme complejidad que supone el análisis de una obra patrimonial. Los puentes patrimoniales requieren procedimientos específicos para su evaluación, lo que limita la aplicación de las normas y las metodologías convencionales (ICOMOS, 2004), por lo que, en la presente investigación se propone desarrollar una metodología multicriterio para evaluar la seguridad de los usuarios en los puentes de arco mampostería, respetando su valor histórico y cultural.

### **1.2 Justificación**

Los puentes patrimoniales evidencian el ingenio y la creatividad de nuestros ancestros y representan un elemento de unión indispensable en el desarrollo de las civilizaciones y su cultura. Estas obras son una fuente invaluable de conocimientos, sin embargo, muchas han sido víctimas del crecimiento desorganizado de las ciudades modernas, lo que ha provocado colapsos, demoliciones y abandonos, que han convertido a estos monumentos en elementos únicamente contemplativos, separados del tejido urbano al cual se deben y para el cual fueron concebidos (Soto Zamora, 2017).

Para garantizar un buen funcionamiento en los puentes patrimoniales, es fundamental disminuir el riesgo de colapso de las estructuras, así como el índice de accidentalidad de vehículos y peatones. En la actualidad no existe ningún procedimiento que permita conocer de manera integral el estado de general de los puentes patrimoniales, por lo que, en la presente investigación, se desarrolló una metodología multicriterio para evaluar la seguridad del usuario en los puentes de arco mampostería. Para ello se consideraron las cuatro etapas principales de los sistemas de gestión de puentes y se adaptaron a las condiciones de las obras patrimoniales, para cumplir con los principios expuestos por el Consejo Internacional de Monumentos y Sitios.

### **1.3 Definición del Problema**

#### **1.3.1 Pregunta de Investigación**

¿Cómo evaluar la seguridad de los usuarios en los puentes patrimoniales de arco mampostería sin poner en riesgo su valor histórico?

### **1.4 Objetivos**

#### **1.4.1 Objetivo General**

Desarrollar una metodología multicriterio de aplicación general que permita evaluar la seguridad de los usuarios en los puentes patrimoniales de arco mampostería.

#### **1.4.2 Objetivos particulares**

- Analizar el estado del conocimiento para determinar los principales indicadores que permiten medir y evaluar la seguridad de los usuarios en los puentes patrimoniales.
- Plantear una metodología basada en estos indicadores a través de la cual se pueda evaluar la seguridad del usuario en puentes de arco de fábrica, sin poner en riesgo su valor histórico.
- Aplicar esta metodología a tres puentes patrimoniales ubicados en los estados de Jalisco y Aguascalientes.

- Publicar un artículo en una revista especializada para difundir los resultados de la investigación.

## **1.5 Alcances**

La presente investigación se limitará al planteamiento y aplicación de una metodología multicriterio para evaluar la seguridad de los usuarios en puentes patrimoniales de arco mampostería.

Esta metodología será aplicada a tres puentes patrimoniales ubicados en los estados de Aguascalientes y Jalisco. Por otra parte, dentro de la campaña experimental no se llevarán a cabo ensayos para determinar las propiedades de los materiales, ni para identificar daños en el interior de la estructura. El análisis numérico se limitará al uso de datos de bibliografía.

## **1.6 Hipótesis**

La creación de una metodología multicriterio para evaluar el estado general de los puentes patrimoniales de arco mampostería, garantizará la seguridad de los usuarios conservando el valor histórico - cultural de la obra.

## **1.7 Estructura de la Tesis**

### **CAPÍTULO I**

En el primer capítulo se presenta el tema de investigación y se plantea el objetivo general del estudio. También se establecen los objetivos particulares, el alcance y la hipótesis para el desarrollo de la metodología.

### **CAPÍTULO II**

En el segundo capítulo se describen los estudios más recientes que se han realizado sobre seguridad en puentes patrimoniales y posteriormente se analizan las etapas y procedimientos de los sistemas de gestión de puentes.

### **CAPÍTULO III**

En el tercer capítulo se resumen los aspectos más relevantes sobre la evolución histórica de los puentes patrimoniales de arco mampostería y se mencionan los criterios de diseño utilizados para su construcción. También se explica el comportamiento estructural de sus elementos, así como las principales patologías que los afectan.

#### CAPÍTULO IV

En el capítulo cuatro se establecen las ocho etapas de la metodología de la investigación y se definen los indicadores para evaluar la seguridad en los puentes patrimoniales.

#### CAPÍTULO V

En el capítulo cinco se muestran los resultados del proceso de calibración y se presentan los datos obtenidos al aplicar la metodología sobre tres puentes patrimoniales de arco de fábrica ubicados en los estados de Aguascalientes y Jalisco.

#### CAPÍTULO VI

En el capítulo seis se analizan los resultados obtenidos durante la investigación y se plantean algunas recomendaciones para garantizar la seguridad de los usuarios en los puentes patrimoniales.

#### CAPÍTULO VII

En el capítulo siete se mencionan las conclusiones generales y particulares a las que se arribaron al concluir la campaña experimental. También se enlistan los nichos investigación planteados al finalizar el análisis de los resultados.

#### CAPÍTULO VIII

En el capítulo ocho se enlistan las recomendaciones con las futuras líneas de investigación que se pueden seguir para enriquecer los resultados de la investigación

#### CAPÍTULO IX

En el capítulo nueve se enlistan las referencias utilizadas durante la investigación.



***CAPÍTULO II:  
ESTADO DEL CONOCIMIENTO***

## **Capítulo II: Estado del Conocimiento**

### **2.1 Seguridad en los Puentes Patrimoniales**

La seguridad en los puentes patrimoniales depende fundamentalmente del riesgo de colapso de las estructuras y del índice de accidentalidad vial, por lo que su evaluación no debe basarse en un criterio fijo, sino en varios indicadores como la seguridad estructural, vehicular y peatonal en los puentes.

#### **2.1.1 Seguridad Estructural**

La seguridad estructural se define como la capacidad que tiene una estructura de resistir las acciones a las que está sometida durante su vida útil y cuyo análisis es fundamental para garantizar la estabilidad y durabilidad de cualquier inmueble (Boletín Oficial del Estado, 2009). Existen varios métodos que permiten evaluar la seguridad estructural en los puentes patrimoniales, como el método MEXE, el método de Análisis Límite de Heyman y más recientemente métodos numéricos como el método del elemento finito, el método del elemento discreto y el método del elemento aplicado. En general, el uso de estos procedimientos está condicionado por una serie de variables con un alto grado de incertidumbre como la geometría del puente, las solicitaciones a las que está sometido y las propiedades de sus materiales.

#### **2.1.2 Seguridad Vehicular**

La seguridad vehicular se determina a partir del índice de accidentalidad del pavimento y del nivel de confort del usuario al transitar por la vía. En general, estos indicadores varían en función del grado de conservación de la calzada, del nivel de iluminación de la carretera y del índice de deterioro del señalamiento vertical y horizontal. En los puentes patrimoniales generalmente se establecen restricciones en la velocidad de circulación, debido a la falta de mantenimiento de las estructuras, lo que incrementa el riesgo de accidentes en la vía.

#### **2.1.3 Seguridad Peatonal**

La Seguridad Peatonal engloba un conjunto de acciones y procedimientos enfocados en reducir la probabilidad de accidentes en la vía. El buen funcionamiento de banquetas y parapetos son factores que inciden directamente en la seguridad peatonal. Por otra parte, un adecuado sistema de iluminación en los puentes, permite el tránsito seguro de los

peatones en horas nocturnas. A estas variables, se suma la importancia del respeto a las leyes, reglamentos y disposiciones de tránsito vigentes. En general, los sistemas de administración de puentes son herramientas enfocadas en garantizar la seguridad estructural, vehicular y peatonal en puentes carreteros.

## **2.2 Sistemas de Administración de Puentes**

### **2.2.1 Sistema de Administración de Puentes en Estados Unidos (Pontis Bridge Management System).**

El sistema de administración de puentes Pontis asiste a las agencias de transporte norteamericanas en la toma de decisiones sobre el mantenimiento y rehabilitación de su red vial. El uso estratégico del sistema Pontis garantiza el mantenimiento óptimo de la red de puentes carreteros de los Estados Unidos. Pontis cuenta con cinco módulos para evaluar la seguridad de los usuarios (P. D. Thompson et al., 2003).

- **Módulo de Inventario:** es una base de datos que contiene los planos y las principales características de las estructuras que componen la red de puentes en los Estados Unidos.
- **Módulo de Riesgo de Accidente:** módulo basado en el estado del pavimento. En este módulo se determina el grado de conservación de la vía y se recopila información general sobre la calzada (número de carriles, volumen de tráfico, dimensiones de los pretilas, características del drenaje, de la señalización y del sistema de iluminación).
- **Módulo de Predicción de Daños:** en este módulo se obtiene la probabilidad de colapso de las estructuras a partir del nivel de deterioro de sus elementos. Para ello se determina la capacidad resistente de los puentes vehiculares considerando las cargas de diseño establecidas por la norma americana. Además, se describen los daños en los elementos estructurales del puente y se obtienen las propiedades de los materiales (P. D. Thompson et al., 2003).
- **Módulo de Evaluación de Puentes Móviles:** este módulo se aplica específicamente para evaluar la seguridad en los puentes móviles.
- **Módulo de Presupuesto:** en este módulo se establecen los períodos de mantenimiento, rehabilitación y reposición de las estructuras, de acuerdo a la

información recopilada en las etapas anteriores. Además, en el módulo de presupuesto se estima el monto necesario para llevar a cabo cada una de estas acciones.

### **2.2.2 Sistema de Administración de Puentes en Canadá (Ontario Bridge Management System OBMS).**

El sistema de gestión de puentes OBMS fue desarrollado por el Ministerio de Transporte de Ontario para conocer y evaluar el estado general de sus puentes. OBMS utiliza una metodología que va desde el módulo de inspección, hasta el módulo de presupuestos. A continuación, se mencionan algunas características de estos módulos.

- Módulo de inspección: este módulo tiene como objetivo evaluar el nivel de deterioro de los elementos estructurales del puente, registrando el tipo de patología y su gravedad (P. Thompson et al., 1999).
- Módulo de Proyecto: en este módulo se analizan las diferentes alternativas de proyecto en busca de una estrategia óptima de mantenimiento que considere las necesidades de cada elemento y del puente en general.
- Módulo de rehabilitación: en este módulo se identifican los procesos de rehabilitación técnicamente viables para cada uno de los elementos deteriorados del puente. Para ello, OBMS utiliza el Manual de Rehabilitación de Estructuras de Ontario.
- Módulo de Presupuesto: en este módulo se estiman los costos de reparación, rehabilitación y mantenimiento de las estructuras gestionadas.

### **2.2.3 Sistema de Administración de Puentes de Colombia (SIPUCOL).**

El sistema de administración de puentes SIPUCOL fue diseñado para predecir las necesidades de mantenimiento de la red vial en Colombia. SIPUCOL cuenta con cinco módulos principales enfocados en la evaluación de la seguridad de los usuarios en los puentes vehiculares.

- **Módulo de inventario:** en este módulo se pueden consultar las características constructivas de las obras, las normativas utilizadas para su diseño y las propiedades de sus materiales (Palacio & Agudelo, 2011).
- **Inspección principal:** en este módulo se determina el índice de deterioro de los elementos estructurales del puente a partir de una escala cualitativa que va de 0 a 5 (Ver tabla 1) y posteriormente, se identifican las estructuras con mayor riesgo de colapso.

**Tabla 1:** Escala para la evaluación del nivel de daño de los puentes vehiculares en Colombia (Palacio & Agudelo, 2011).

| <b>Calificación</b> | <b>Descripción</b>                                 |
|---------------------|--|
| 0                   | Sin daño o con daño insignificante                 |
| 1                   | Daño pequeño, pero no se requiere reparación       |
| 2                   | Existe daño, la estructura funciona como se diseñó |
| 3                   | Daño significativo, se requiere pronta reparación  |
| 4                   | Daño grave, se necesita reparación inmediata       |
| 5                   | Daño extremo o falla total                         |
| ?                   | Desconocida  |

- **Inspección especial:** este módulo se aplica en aquellos puentes con mayor riesgo de colapso. Las inspecciones especiales se basan en el monitoreo constante de las estructuras para elaborar un plan óptimo para su mantenimiento (Ver tabla 2).

**Tabla 2:** Pruebas que se realizan durante las inspecciones especiales (Palacio & Agudelo, 2011).

|  |                                     |
|--|-------------------------------------|
| Niveles de corrosión en concreto                             | Velocidad de pulso ultrasónico      |
| Recubrimiento de concreto en elementos de concreto reforzado | Inspección radiográfica             |
| Contenido de cloruros  | Tomografía asistida por computadora |
| Mapa de contorno de corrosión                                | Tintas de penetración               |
| Toma de núcleos  | Medidas de humedad                  |
| Reactividad alcalina de agregados                            | Pruebas de carga                    |

- **Módulo de Capacidad de Carga:** en este módulo se determina la capacidad resistente de las estructuras con mayor índice de deterioro en sus elementos.
- **Módulo de Mantenimiento y Rehabilitación:** en este módulo se proponen las estrategias de reparación óptimas para cada estructura, basadas en los resultados de las etapas anteriores.
- **Módulo de Presupuesto:** en este módulo se determinan los costos de mantenimiento y rehabilitación de las estructuras y se asignan los recursos para cada obra.

**2.2.4 Sistema de Administración de Puentes en México o Sistema Integral de Puentes Mexicanos (SIPUMEX).**

El sistema de gestión de puentes SIPUMEX es una metodología adoptada por la Secretaría de Comunicaciones y Transporte en México para evaluar la seguridad de los usuarios en los puentes vehiculares. SIPUMEX cuenta con un sistema de inventarios que engloba toda la Red Federal de Carreteras en México. Además, propone determinar la capacidad resistente de los puentes y llevar a cabo inspecciones principales, rutinarias o de emergencia, en función del nivel de deterioro de las estructuras (Palacio & Agudelo, 2011).

**Sistema de Inventario:** el sistema de inventario contiene información general de los puentes que pertenecen a la Red Federal de Carreteras (Ver figura 1).

|  |    |
|--|----|
| <u>Superestructura, tipo principal:</u>  |    |
| Diseño tipo (S/N):                       | -  |
| Diseño de la sección transversal:        | -- |
| Diseño de la elevación:                  | -- |
| Material:                                | -- |
| <u>Superestructura, tipo secundario:</u> |    |
| Diseño tipo (S/N):                       | -  |
| Diseño de la sección transversal:        | -- |
| Diseño de la elevación:                  | -- |
| Material:                                | -- |
| <u>Estribos:</u>                         |    |
| Tipo:                                    | -- |
| Material:                                | -- |
| Tipo de la cimentación:                  | -- |
| <u>Pilas:</u>                            |    |
| Tipo:                                    | -- |
| Material:                                | -- |
| Tipo de la cimentación:                  | -- |
| <u>Apoyos:</u>                           |    |
| Tipo de apoyos fijos en soportes:        | -- |
| Tipo de apoyos móviles en soportes:      | -- |
| Tipo de apoyos fijos en traveses:        | -- |
| Tipo de apoyos móviles en traveses:      | -- |
| <u>Miembros interesados:</u>             |    |
| Dueño:                                   | -- |
| Cooperador:                              | -- |
| Responsable de las inspecciones:         | -- |
| Proyectista:                             | -- |
| <u>Observaciones:</u>                    |    |

**Figura 1:** Planilla de inventario del sistema de administración de puentes en México (D. G. de C. de Carreteras, 2010).

SIPUMEX cuenta con dos etapas de inspección para la evaluación de las estructuras, una principal o simplificada y otra secundaria o especial (Gomez et al., 2013):

- Inspecciones Principales o Simplificadas: las inspecciones simplificadas permiten evaluar de forma cualitativa el grado de conservación de las estructuras analizadas. A partir de esta evaluación se asigna una calificación global al puente que describe las condiciones generales de la estructura (Ver tabla 3).

**Tabla 3:** Calificación cualitativa de la primera etapa del método SIPUMEX (Gómez et al., 2013).

| IVscr | Calificación cualitativa   |
|-------|--|
| 0     | Puente recientemente construido o reparado. Sin problemas              |
| 1     | Puente en buen estado. No requiere atención                            |
| 2     | Estructuras con problemas menores, plazo de atención indefinido        |
| 3     | Daño significativo, reparación necesaria en un plazo de 3 a 5 años     |
| 4     | Daño grave, reparación necesaria en 1 a 2 años                         |
| 5     | Daño extremo o riesgo de falla total. Se requiere reparación inmediata |

Los elementos a evaluar durante las inspecciones principales definidas por el sistema de gestión de puentes SIPUMEX son los siguientes:

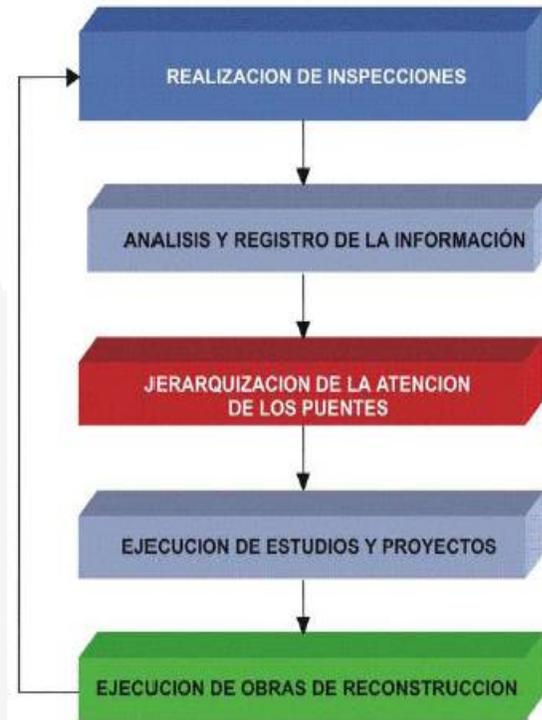
- En la superestructura: pavimentos, pretilas, sistema de drenaje, banquetas, losas de soporte, vigas principales y mecanismos de disipación de carga.
- En la subestructura: pilas, estribos y cimentaciones.

Estos elementos se calificarán de acuerdo a una escala numérica que va de 0 a 5, donde 0 representan un índice de deterioro bajo y 5 representa un nivel de daño severo que afecta la seguridad del puente (Ver tabla 3) (Gómez et al., 2013).

- Inspección secundaria o especial: cuando los resultados de la inspección visual no son satisfactorios, SIPUMEX propone estimar la capacidad de carga de las estructuras con el objetivo de evaluar su nivel de seguridad y poder adoptar medidas de mantenimiento, rehabilitación o sustitución.

Al concluir las inspecciones se establece un orden de prioridad en los trabajos de mantenimiento y rehabilitación, se estima el costo de los mismos y se elabora el programa

de estudios y proyectos de puentes del año y el programa de obras de reconstrucción del año siguiente (Ver figura 2).



**Figura 2:** Sistema de gestión de Puentes en México (D. G. de C. de Carreteras, 2010).

### **2.2.5 Recomendaciones del Comité Científico Internacional de Análisis y Restauración de Estructuras del Patrimonio Arquitectónico (International Scientific Committee for Analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage ICOMOS).**

El Comité Científico Internacional de Análisis y Restauración de Estructuras del Patrimonio Arquitectónico (ICOMOS), propone un procedimiento específico para evaluar el estado general de las obras patrimoniales. Este procedimiento contempla varias etapas de inspección y monitoreo en las estructuras. A continuación, se enlistan estas etapas.

- TESIS TESIS TESIS TESIS TESIS
- Inspección preliminar del sitio: esta es llevada a cabo por un equipo multidisciplinario, seleccionado en función de la magnitud del problema y con el objetivo de obtener toda la información disponible de la estructura, “es esencial tener información sobre la estructura en su estado original y en los estados anteriores a la intervención, así como sobre las técnicas que se utilizaron para su construcción, sobre las alteraciones y sus efectos, sobre los fenómenos que la han afectado y sobre su estado actual” (ICOMOS, 2004).
  - Inspección visual: la inspección visual se realiza con la finalidad de identificar los deterioros en la estructura para determinar las causas que lo provocan. Durante la inspección visual se realiza un levantamiento de daños, guiado por la información obtenida en la inspección preliminar, haciendo mayor énfasis en los aspectos críticos de la estructura y en la agresividad del medio. Los planos de levantamiento deben localizar los diferentes materiales, deterioros, daños e irregularidades estructurales, poniendo particular atención en las grietas, fisuras y aplastamientos.
  - Investigación de campo y ensayos de laboratorio: los ensayos deben estar diseñados para describir fenómenos importantes en la evaluación de la estructura. Estos generalmente se enfocan en las propiedades mecánicas, físicas y químicas de los materiales y en las deformaciones, esfuerzos y discontinuidades dentro de la estructura.
  - Monitorización: a través del monitoreo se controlan de manera rigurosa los deterioros que aumentan progresivamente en el tiempo.
  - Control del comportamiento estructural: ICOMOS propone mantener un control del comportamiento estructural de las obras patrimoniales, conociendo a detalle su forma, conexiones, materiales constructivos y sollicitaciones.
  - Diagnóstico y evaluación del nivel de seguridad: el diagnóstico y la evaluación del nivel de seguridad están estrechamente relacionados, pues ambos determinan la necesidad de intervenir en la obra, el alcance de dicha intervención y la urgencia de la misma a través de enfoques diferentes.

La evaluación del nivel de seguridad debe de considerar toda la documentación presente y los informes de la inspección visual, para luego utilizar métodos cuantitativos

(experimentales y numéricos) para determinar el estado de la estructura. Este proceso afronta cierto nivel de incertidumbre originado por las sollicitaciones actuantes, la resistencia de los materiales, las deformaciones y los modelos constitutivos. Los factores de seguridad que toman en cuenta estas incertidumbres solo son aplicables a estructuras modernas, por lo que la evaluación de la seguridad en obras patrimoniales no solo toma en cuenta el enfoque cuantitativo, sino que considera una evaluación cualitativa y experimental, cuyos resultados van encaminados a la preservación completa de la obra bajo el principio de mínima intervención.

El diagnóstico tiene como objetivo la identificación de daños y deterioros en la estructura, así como de las causas que le dieron origen. Este método se realiza a través de un análisis histórico de la obra, un análisis cualitativo y un modelo matemático.

Análisis histórico: el análisis histórico comprende el conocimiento del comportamiento estructural de la obra desde su puesta en marcha hasta la actualidad (considerando la acción de agentes naturales, sismos, asentamientos en el terreno, cambios de uso y forma), lo que resulta de gran utilidad para predecir su comportamiento futuro y evaluar su nivel de seguridad ante dichos eventos.

Análisis cualitativo: el análisis cualitativo se basa en la comparación entre la condición actual de la estructura y la de obras similares ya caracterizadas. Este análisis depende de opiniones y juicios especializados, no de procedimientos científicos, por lo que se considera la mejor opción solo en casos de incertidumbres muy complejas y difíciles de caracterizar.

Modelo matemático: el modelo matemático se enfoca en los métodos numéricos para el análisis estructural, cuyos resultados se consideran muy útiles para evaluar la seguridad estructural de una obra, siempre y cuando estos hayan sido correctamente calibrados. El análisis estructural es una herramienta muy útil para conocer las zonas de mayor concentración de esfuerzos y por tanto las más propensas a sufrir agrietamientos.

Enfoque experimental: el enfoque experimental comprende una serie de ensayos específicos encaminados a evaluar la seguridad estructural de la obra.

- Informe del diagnóstico y evaluación de la seguridad estructural: este informe puede sugerir la intervención de la obra o su conservación, aunque no siempre los valores de seguridad insuficientes se traducen en intervenciones, sino que pueden sugerir

la necesidad de hacer un análisis más profundo en la etapa anterior (ICOMOS, 2004).

- Planes de rehabilitación: en esta etapa se elaboran los planes de rehabilitación utilizando información de etapas anteriores y teniendo en cuenta los principales deterioros en la estructura y las causas que le dieron origen.

### **2.3 Análisis del comportamiento estructural de puentes de arco mampostería utilizando métodos numéricos.**

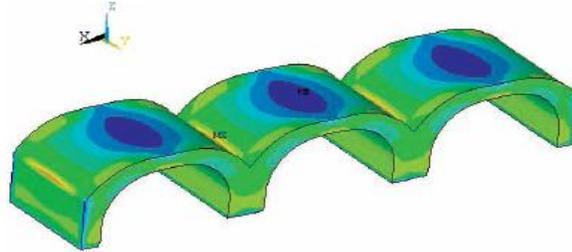
En el año 2008 los investigadores Jorge Galindo Díaz y Jairo Andrés Paredes López, estudiaron el comportamiento de los puentes de arco mampostería que se ubicaban en la zona de alto Cauca en Colombia (Díaz & López, 208 C.E.).

El comportamiento del puente La Libertad fue analizado en el software ANSYS utilizando un modelo tridimensional de elementos finitos de tipo solid y unidades consistentes con el sistema internacional. Su estructura estaba compuesta por tres arcos principales separados por un macizo de mampostería de 12 m de largo y se ubicaba sobre el río Guadalajara, en la ciudad de Buga, Colombia (Ver figura 3).

Al concluir su análisis los investigadores obtuvieron valores de compresión en los arcos entre 29.42 kPa y 162.67 kPa. Los mayores esfuerzos se localizaron alrededor del eje longitudinal del puente (eje X), siendo está la zona más vulnerable ante acciones sísmicas (Ver figura 4) (Díaz & López, 208 C.E.).

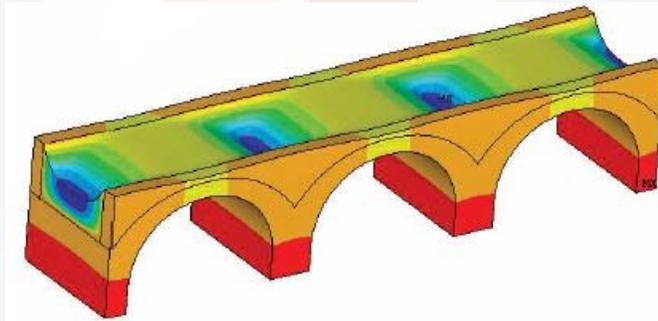


**Figura 3:** Puente La Libertad, ciudad de Buga, Colombia (Díaz & López, 208 C.E.).



**Figura 4:** Esfuerzos principales en el sentido longitudinal del puente (Unidades: KPa) (Díaz & López, 208 C.E.).

Para el material de relleno los valores de tensión fueron de 3,4 kPa y los de compresión de 36,8 kPa, demostrando un predominio de este esfuerzo en el sentido longitudinal del puente. Los mayores desplazamientos se produjeron en el eje Z con un valor máximo de 0.44 cm (Ver figura 5).



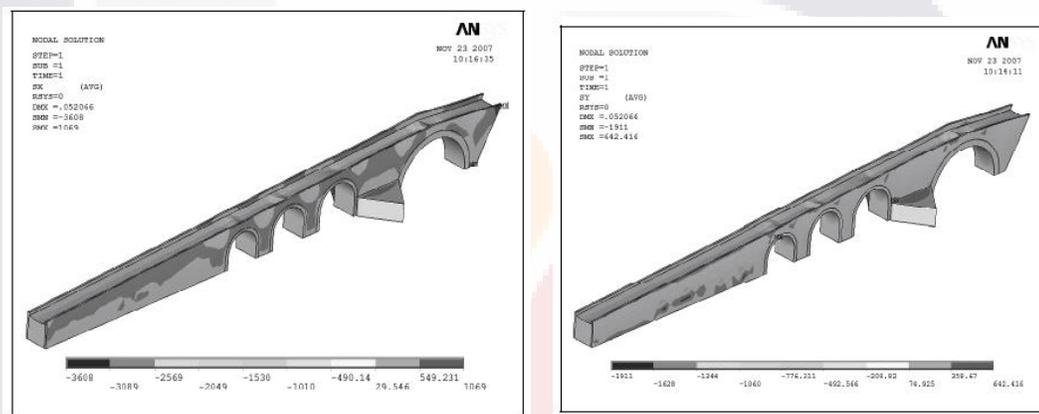
**Figura 5:** Desplazamientos verticales obtenidos en el puente (Unidades: cm) (Díaz & López, 208).

Jorge Galindo Díaz y Jairo Andrés Paredes López finalmente concluyeron que la estructura se encontraba dentro del rango de seguridad permisible, con una tolerancia de aproximadamente 90 kPa.

En el año 2009 los investigadores Mauricio Ospina, Andrés Paredes y Jorge Galindo, analizaron el comportamiento dinámico de un puente histórico de arco mampostería frente a carga sísmica. Para ello realizaron un análisis estático lineal, un análisis modal y un

análisis dinámico, basados en un modelo tridimensional de elementos finitos desarrollado en el software ANSYS.

Durante el análisis estático lineal se consideró la mampostería como un material homogéneo e isótropo, se tuvo en cuenta el efecto de la carga muerta provocada por el peso propio de la estructura y se consideraron restricciones en todos los ejes, permitiendo solamente el desplazamiento en sentido vertical. Los principales resultados de este análisis muestran un predominio de los esfuerzos de compresión en la parte superior de la estructura, así como pequeñas áreas de tensión en la zona de los arcos (Ver figura 6).

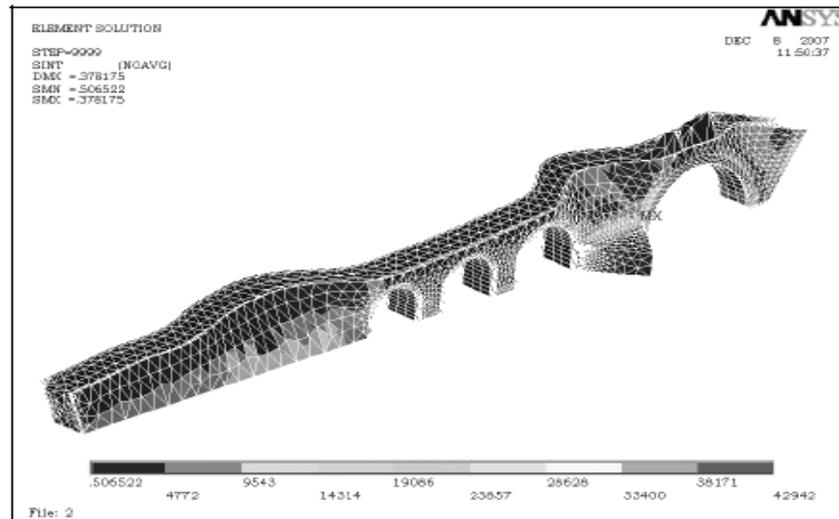


**Figura 6:** Análisis estático lineal del puente de Popayán Colombia: a) Esfuerzos en dirección del eje X y b) Esfuerzos en dirección del eje Y (Unidades: KPa) (Ospina et al., 2009).

Finalmente, los mayores desplazamientos se produjeron en dirección en el eje Z, alcanzando un valor máximo de 5.20 cm debajo de la bóveda principal (Ospina et al., 2009).

Como parte de la investigación también se llevó a cabo un análisis modal para identificar las frecuencias resonantes y las formas modales, así como su contribución en la respuesta dinámica de la estructura. Los resultados de esta etapa coinciden en que las cargas sísmicas afectan básicamente el tramo inicial del puente y su arco principal.

La etapa final del estudio se basó en un análisis sísmico lineal, considerando los resultados de las dos etapas anteriores. Para simular la respuesta de la estructura, se utilizó el espectro de diseño sísmico de la zona y se obtuvo un modelo donde predominaban los esfuerzos en zonas cercanas al arco principal y al tramo inicial del puente (Ver figura 7), lo que ubica el área de mayor vulnerabilidad en las claves y riñones de las bóvedas.

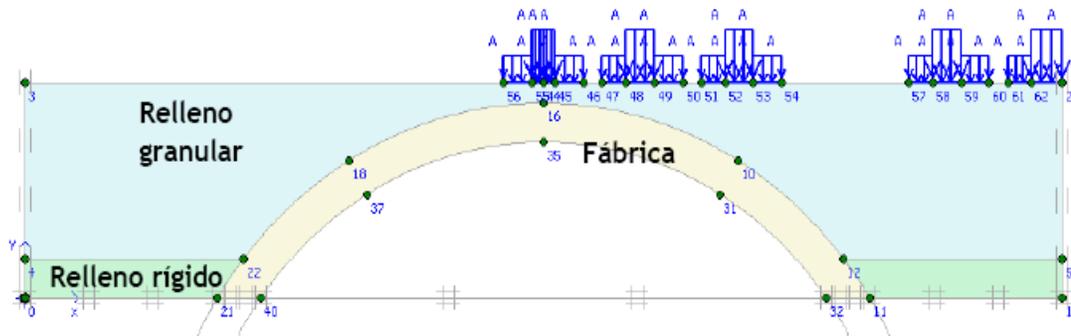


**Figura 7:** Esfuerzos causados por efectos sísmicos en el puente de Popayán (Unidades: MPa) (Ospina et al., 2009).

En el año 2013 Luis Javier Millán Pérez desarrolló una investigación con el objetivo de conocer el comportamiento estructural de puentes patrimoniales de arco de fábrica que aún se encuentran en servicio y han modificado sus condiciones de uso. Para ello utilizó el software Plaxis y realizó un análisis de la distribución esfuerzos en las bóvedas y el relleno, considerando diferentes configuraciones geométricas y propiedades del material y observando su influencia en la resistencia final de la estructura.

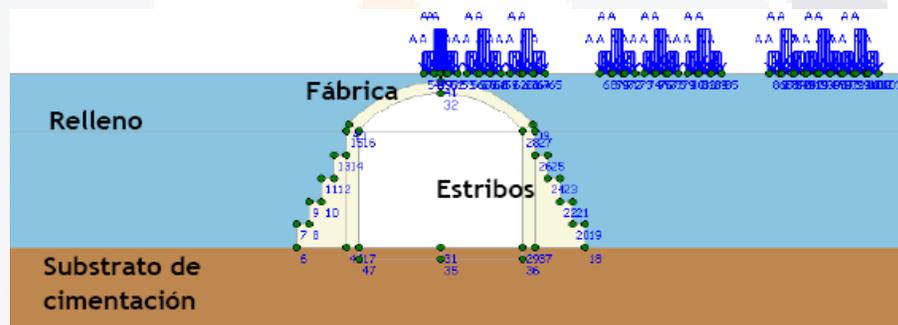
Las configuraciones geométricas para los arcos y el relleno, utilizadas por Millán en 2013 fueron las siguientes (Pérez, 2013):

- Bóveda debidamente confinada por el estribo y los rellenos y empotrada en sus arranques (empotramiento ideal, pues se limitan totalmente los desplazamientos del arco) (Ver figura 8).



**Figura 8:** Bóveda debidamente confinada por el estribo y los rellenos y empotrada en sus arranques (Pérez, 2013).

- Modelo completo donde se considera que el empotramiento en los arranques de la bóveda no es perfecto (Ver figura 9).

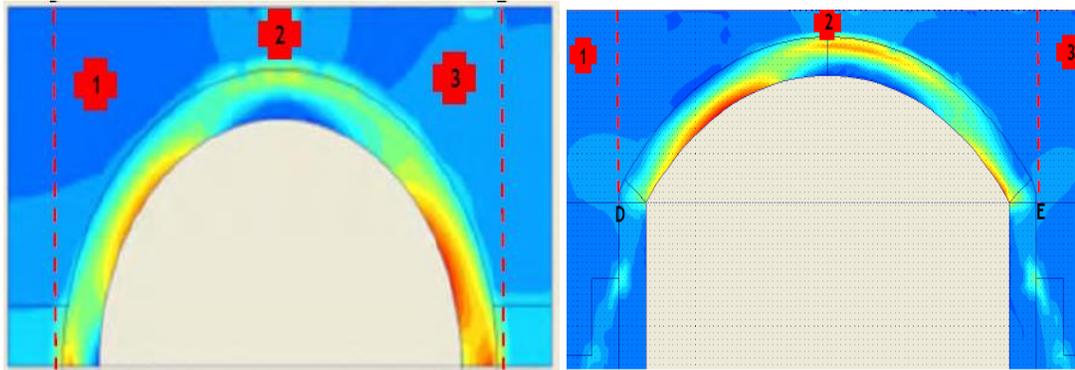


**Figura 9:** Modelo completo donde no se considera un empotramiento perfecto en los arranques de la bóveda (Pérez, 2013).

En el caso de las propiedades de los materiales, el investigador tuvo en cuenta diferentes parámetros:

- 1- Tipología.
- 2- Propiedades mecánicas del relleno.
- 3- Propiedades mecánicas del substrato de cimentación.

Al finalizar su investigación Millán pudo concluir que los puentes de arco mampostería de mayor esbeltez y longitud presentan mayores esfuerzos en sus elementos estructurales, que los esfuerzos en el relleno granular no varían significativamente con la variación del módulo de elasticidad, que a mayor flecha mayores son las compresiones en las bóvedas y que los esfuerzos normales son menores en los arcos de menor peralte (Ver figura 10).



**Figura 10:** Esfuerzos normales en las bóvedas obtenidas en el software Plaxis a) Configuración geométrica 1 b) Configuración geométrica 2 (Unidades: MPa) (Pérez, 2013).

En el año 2013, el investigador Héctor Aldo Bardales Salazar llevó a cabo una evaluación estructural del puente Trujillo ubicado en el centro histórico de la ciudad de Lima, Perú. Para ello elaboró un modelo tridimensional de elementos finitos y realizó un análisis estático lineal, un análisis modal, un análisis sísmico y un análisis frente a una sobrecarga vehicular, con el objetivo de comprender mejor el comportamiento de la estructura y poder evaluar las técnicas más adecuadas para su rehabilitación.

El puente Trujillo o puente de piedra, fue construido en Perú a inicios del siglo XVII por el maestro mayor Juan del Corral sobre el río Rímac, su estructura ha sido modificada en varias ocasiones desde su puesta en marcha, los cambios más significativos han sido la sustitución de los pretilos de piedra por barandales de hierro fundido, la colocación de perfiles de acero para reforzar su estructura y la demolición de los arcos extremos para el paso del ferrocarril (Ver figura 11) (Héctor Aldo Bardales Salazar, 2012).

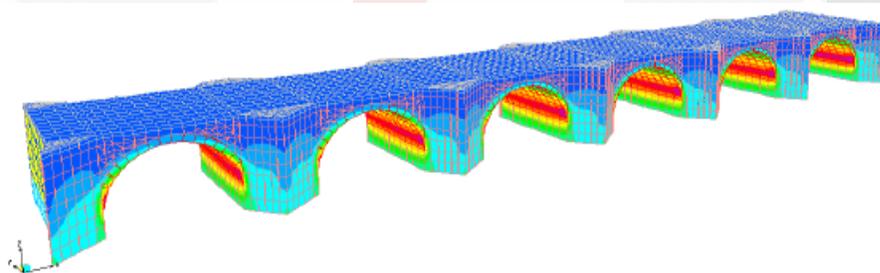


**Figura 11:** Estado actual del Puente Trujillo o Puente de Piedra, ubicado en Lima Perú (Héctor Aldo Bardales Salazar, 2012).

El análisis estructural del puente se realizó utilizando el software SAP2000 con elementos finitos tipo solid.

Análisis estático lineal

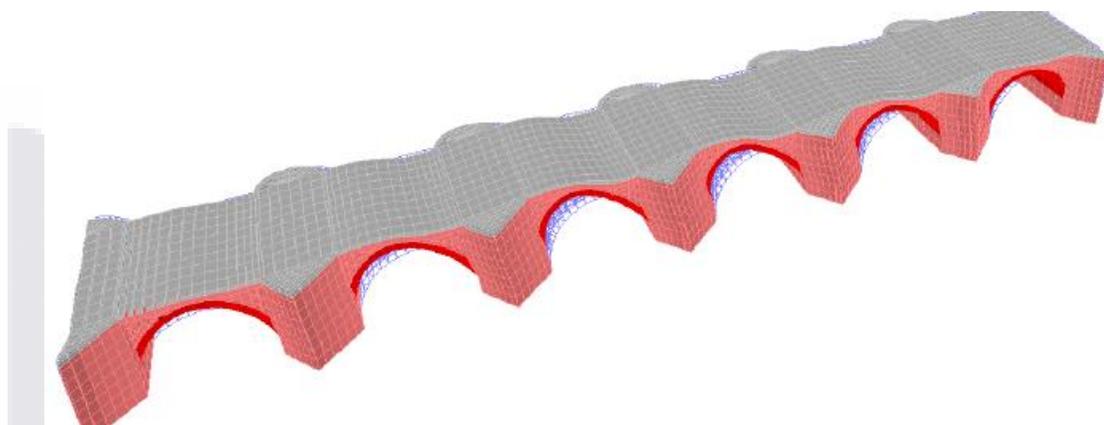
Durante el análisis estático lineal se obtienen las zonas de mayor concentración de esfuerzos en dirección de los ejes X, Y y Z y se comprueba el buen funcionamiento de los arcos, debido a que la estructura del puente continúa trabajando a compresión frente a cargas de servicio (Ver figura 12).



**Figura 12:** Esfuerzos máximos de compresión obtenidos en el puente Trujillo (Unidades:  $\text{kN/m}^2$ ) (Héctor Aldo Bardales Salazar, 2012).

### Análisis modal

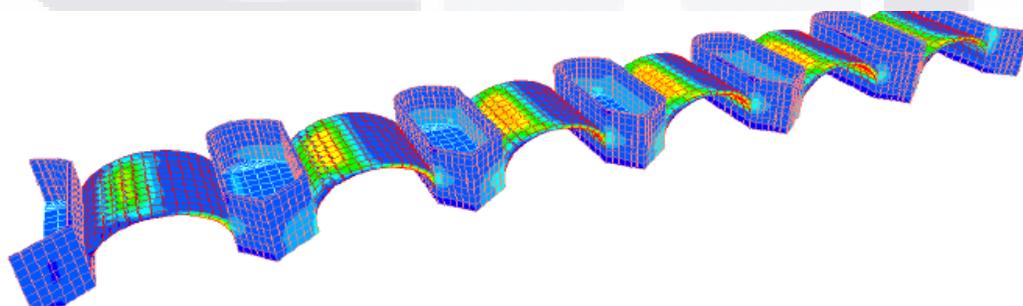
Durante el análisis modal se identificaron las frecuencias naturales y los principales modos de vibrar de la estructura, resultando el primer modo el de mayor período y masa involucrada en el comportamiento dinámico del puente (Ver figura 13).



**Figura 13:** Primer modo de vibrar del puente Trujillo (Unidades: cm)  
(Héctor Aldo Bardales Salazar, 2012).

### Análisis sísmico

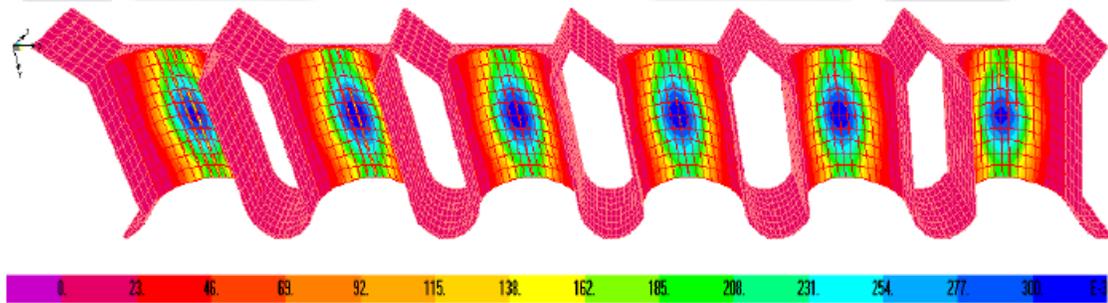
Durante el análisis sísmico solo se considera el comportamiento lineal de la estructura, con un factor de reducción igual a 1 y se obtienen las zonas de mayor desplazamiento y concentración de esfuerzos en las bóvedas (Ver figura 14).



**Figura 14:** Esfuerzos máximos de compresión alrededor del eje X (análisis sísmico)  
(Unidades: kN/m<sup>2</sup>) (Héctor Aldo Bardales Salazar, 2012).

Análisis frente a cargas móviles

En el análisis frente a cargas móviles se consideraron los vehículos de diseño establecidos por la norma peruana para el estudio de puentes vehiculares, así como los modelos de cargas vivas establecidos por la norma ASSHTO HS - 20. En el primer modelo la estructura alcanza su máxima capacidad resistente y en el segundo mantiene un comportamiento elástico durante todo el ensayo. Sin embargo, estos resultados llevaron al cierre total del puente, permitiendo únicamente el tránsito peatonal (Ver figura 15) (Héctor Aldo Bardales Salazar, 2012).



**Figura 15:** Esfuerzos producidos sobre los arcos en dirección longitudinal o del eje X (Unidades: kN/m<sup>2</sup>) (Héctor Aldo Bardales Salazar, 2012).

En el año 2016 los investigadores Conde Carnero, Díaz Vilariño, Laguela y Arias, realizaron la evaluación estructural del puente medieval Monforte de Lemos, considerando la influencia de la geometría de los arcos y del material de relleno, en la capacidad de carga última de la estructura.

El puente Monforte de Lemos se encuentra ubicado en la región de Galicia al noroeste de España, el mismo fue construido en el siglo XIV y aún se mantiene en funcionamiento (Ver figura 16).



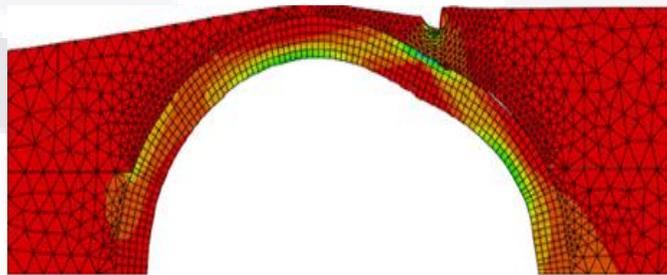
**Figura 16:** Puente Monforte de Lemos, ubicado en Galicia al noroeste de España (Conde et al., 2016).

El estudio realizado en el año 2016 incluyó un escaneo láser de la estructura, cuyos datos fueron los utilizados para elaborar el modelo geométrico del puente, utilizando el software de diseño CAD 3D.

Para el análisis estructural los investigadores utilizaron tres modelos geométricos diferentes (Conde et al., 2016):

- Modelo geométrico 1: modelo geométrico formado por arcos de perfecta circunferencia, cuyas longitudes y espesores se consideraron como el promedio de las longitudes y espesores de los arcos ya existentes.
- Modelo geométrico 2: modelo geométrico formado por arcos de longitud real y espesor promedio.
- Modelo geométrico 3: modelo geométrico formado por las dimensiones reales de los arcos que componen la estructura del puente.

Finalmente los investigadores concluyeron que el segundo arco del puente presenta la menor capacidad de carga, debido a que es el de mayor longitud, curvatura y espesor (Ver figura 17), que el método de elementos finitos no lineal permite obtener un modelo numérico preciso para evaluar el comportamiento de puentes de mampostería antigua y que el modelo geométrico 3 es el más adecuado para analizar la capacidad de carga de la estructura, debido a que el resto de las aproximaciones muestran cargas de colapso superiores a las reales.



**Figura 17:** Desplazamientos del arco número 2 del puente, obtenido en el software Abaqus/CAE (Unidades: m) (Conde et al., 2016).

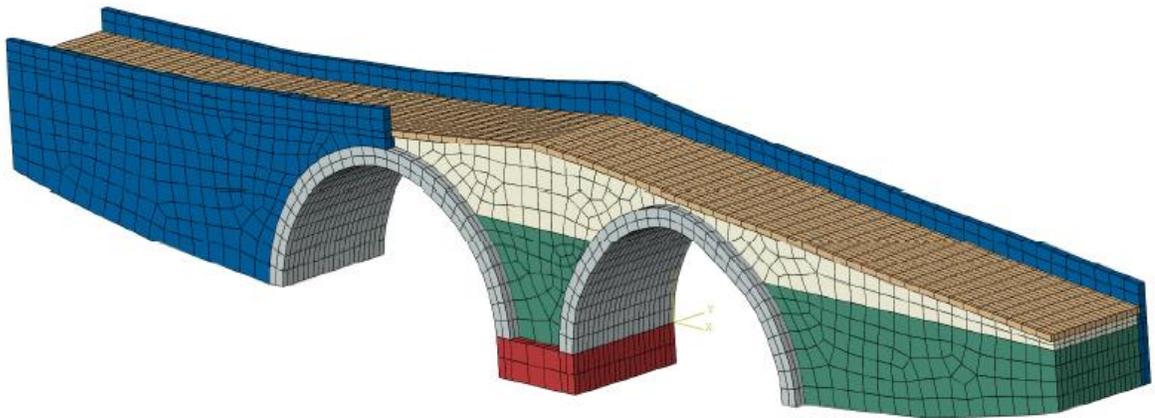
En el año 2017, los investigadores Borja Conde Carnero, Luis F. Ramos, Daniel V Oliveira, Belén Riveiro y Mercedes Sollac, llevaron a cabo una evaluación estructural del puente de Vilanova combinando pruebas no destructivas con análisis numérico avanzado. El puente de Vilanova se ubica en la comunidad autónoma de Galicia, cuya estructura está compuesta por arcos de mampostería y data de los siglos XIII y XIV (Ver figura 18) (Carnero et al., 2017).



**Figura 18:** Puente de Vilanova Galicia (Carnero et al., 2017).

Su estudio propone un análisis de campo completo, basado en ensayos no destructivos (escaneo láser, radar de penetración en el suelo, pruebas sónicas y pruebas de vibración ambiental) para proporcionar los datos geométricos necesarios para la construcción de un modelo tridimensional de elementos finitos preciso y detallado, así como las propiedades y formas modales para su correcta calibración.

El modelo geométrico del puente se elaboró a partir de los datos obtenidos en la etapa experimental (Ver figura 19). Su calibración se llevó a cabo a través del acoplamiento de un algoritmo de optimización para minimizar las discrepancias con respecto a las propiedades modales obtenidas experimentalmente (Carnero et al., 2017).



**Figura 19:** Modelo geométrico del puente de Vilanova en Galicia, construido en el software Abaqus/CAE (Carnero et al., 2017).

En el análisis estructural los investigadores utilizaron la técnica del macro-modelado, considerando elementos finitos C3D20R y mallas de 12852, 60243 180729 nodos respectivamente y se consideraron dos parámetros de carga, en el primero solo se evaluó el efecto del peso propio del puente y en el segundo la carga viva. Finalmente se obtienen la distribución de esfuerzos y los desplazamientos para cada caso de carga.



***CAPÍTULO III:  
MARCO TEÓRICO***

## **Capítulo III: Marco Teórico**

### **3.1 Patrimonio arquitectónico**

El patrimonio arquitectónico engloba un conjunto de bienes heredados del pasado que se encuentran en constante transformación. Su valor documental e histórico comienza a expresarse a partir del siglo XVIII, donde se llevaron a cabo los primeros congresos sobre conservación, preservación y restauración de monumentos, sin embargo, estas primeras corrientes (E. Viollet-le-duc (restauo stilistico), R. Stern (restauo archeologico) y G. Valadier en los Foros de Roma) solo se referían a monumentos arquitectónicos con un valor histórico, estético y simbólico relevante (Azkarate & Santana, 2003), olvidando la importancia del resto de las obras y su relevancia en la transmisión de conocimientos a las futuras generaciones. Pasada la segunda mitad del siglo XX, G. Giovannoni (restauo científico) comienza a referirse a la necesidad de conservar los centros históricos teniendo en cuenta las obras de arquitectura menor.

En la actualidad la Carta de Cracovia del año 2000, agrupa los principios para la conservación y restauración de obras arquitectónicas, urbanísticas y paisajísticas. Lo que significó una diversificación del término monumento, tomando en cuenta un mayor número de obras, los sitios y centros históricos, el paisaje cultural y la arquitectura industrial, convirtiéndose en un soporte de la memoria colectiva y en una herramienta para el desarrollo de los pueblos y su identidad (Azkarate & Santana, 2003).

#### **3.1.1 Grados de Intervención del Patrimonio Arquitectónico**

Los procesos de intervención en los bienes patrimoniales se agrupan en acciones de restauración, conservación, preservación y mantenimiento.

##### **3.1.1.1 Restauración**

La restauración es una intervención dirigida a un bien patrimonial, cuyo objetivo es la conservación de su autenticidad y su apropiación por la comunidad (Cracovia, 2000).

La Carta Internacional de Venecia define la restauración como todas aquellas acciones enfocadas en ampliar la vida útil de una estructura patrimonial, respetando su carácter histórico - cultural y conservando la originalidad de la obra (Bonilla, 2004).

### **3.1.1.2 Conservación**

La conservación del patrimonio arquitectónico engloba el conjunto de acciones de una comunidad dirigida a que sus monumentos perduren. La conservación es llevada a cabo según la identidad de la obra y sus valores asociados (Cracovia, 2000).

La Carta Internacional de Venecia se refiere a la conservación de monumentos como el conjunto de acciones constantes de mantenimiento, que se ve favorecida por su función útil dentro de la sociedad (ICOMOS, 2015).

### **3.1.1.3 Preservación**

La investigadora Mariana Correia define la preservación como el conjunto de acciones encaminadas a retardar el deterioro y/o prevenir daños en los bienes patrimoniales, que implica naturalmente la gestión del ambiente y del medio circundante al objeto, de modo que se mantengan sus condiciones de estabilidad (Correia, 2007).

“La preservación constituye el conjunto de medidas cuyo objetivo es prevenir el deterioro en los inmuebles. Es una acción que antecede a las intervenciones de conservación y/o restauración, procurando que con estas actividades las alteraciones se retarden lo más posible” (Bonilla, 2004).

### **3.1.1.4 Mantenimiento**

El mantenimiento se puede definir como el conjunto de acciones dirigidas al cuidado y preservación de las obras arquitectónicas, al finalizar sus labores de conservación y/o restauración (Bahamondez, 2002).

Terán Bonilla expresa que el mantenimiento está constituido por un conjunto de acciones que tienen como objetivo evitar que un inmueble intervenido vuelva a deteriorarse, por lo que se realizan al concluir los trabajos de conservación o restauración (Bonilla, 2004).

Se plantea que la labor continuada de mantenimiento es la forma más eficiente de conservar las obras patrimoniales, por lo que cada proyecto de restauración debe contar con un plan de medidas y acciones que garanticen el buen funcionamiento y durabilidad de las intervenciones realizadas. Dentro de las principales actividades de mantenimiento se encuentran la monitorización del comportamiento de los materiales y las soluciones de restauración implementadas.

## **3.2 Puentes patrimoniales**

El patrimonio arquitectónico toma en cuenta toda obra, sitio o paisaje industrial con cierto valor histórico-cultural para la sociedad, cuya preservación es en una herramienta de vital importancia para el desarrollo de los pueblos y su identidad.

Los puentes representan un punto de conexión entre los pueblos y su cultura, por lo que se consideran parte indispensable del patrimonio de obras públicas. Sin embargo, muchos de ellos han sido gravemente abandonados por la pérdida de su valor de uso y otros han sido intervenidos negativamente para adaptarlos a las necesidades actuales de tráfico.

### **3.2.1 Intervenciones en puentes patrimoniales**

En los puentes patrimoniales la intervención más adecuada dependerá fundamentalmente del grado de deterioro del mismo y de su comportamiento estructural a lo largo de su vida útil. Esta se enfocará en la preservación del carácter histórico - cultural de la obra y en mantener su valor de uso para la sociedad.

La opción más deseable es el mantenimiento continuado de la obra, lo que facilita la reparación preventiva y evita la ocurrencia de daños que requieran labores costosas de restauración.

En ocasiones las labores de mantenimiento no son suficientes para recuperar el valor de uso de un puente histórico, en estos casos los especialistas prefieren incorporar un mínimo de elementos para garantizar su funcionalidad, este proceso se conoce como consolidación de la obra y requiere de un óptimo aprovechamiento del material original.

Estas acciones de conservación son las más utilizadas por los restauradores en la actualidad, sin embargo, cuando el deterioro del puente es muy elevado el plan de restauración debe ir enfocado en la reconstrucción y reposición de los elementos necesarios para recuperar la estabilidad de la estructura y preservar su valor histórico-cultural. En ocasiones estas medidas ya no son efectivas y se requiere crear rutas alternas que permitan el tránsito vehicular.

En la actualidad los proyectos de restauración y conservación de puentes de arco mampostería deben estar enfocados en mantener la funcionalidad del bien patrimonial, cumpliendo con los principios internacionales sobre protección de obras históricas. Esta tarea es especialmente complicada por la creciente necesidad de adaptarlos a las nuevas condiciones de tráfico, manteniendo la seguridad y estabilidad en su estructura. Esto ha provocado que en los últimos años se hayan realizado un gran número de intervenciones

en puentes de arco mampostería, con el objetivo de mantener su valor de uso y preservar su carácter histórico-cultural.

El puente de Santa Quiteria fue construido en el siglo XIII en la provincia española de Castellón. Este fue restaurado con el objetivo de mantener su funcionalidad al ser el principal punto de conexión entre los municipios de Almassora y Vila-Real. Los trabajos de restauración comenzaron con el levantamiento de las principales patologías presentes en el puente, la caracterización de los materiales y el análisis de la capacidad de carga de la estructura. Los resultados del estudio mostraron una reducción de la resistencia en los tramos iniciales, por lo que los ingenieros decidieron sustituir el relleno original por una arcilla expandida en seco que disminuía el empuje sobre los arcos. Además, se colocó una capa de concreto de 6 cm sobre las losas de piedra del tablero, para asegurar una correcta distribución de las cargas.

Durante la restauración también se trató de recuperar el carácter histórico-cultural del puente, por lo que se realizaron trabajos de limpieza y eliminación de vegetación, se sustituyó la capa asfáltica por un pavimento de adoquines, se reconstruyeron los pretilos dañados y se restauraron las pilas y los arcos (Ver figura 20).



**Figura 20:** Restauración del puente de Santa Quiteria en la provincia española de Castellón (Noguera Giménez, 2003).

El Puente de Templehouse fue construido en Irlanda en el año 1812 y cuenta con una estructura simétrica de cinco arcos de mampostería de entre 5.5 y 6.5 m de longitud aproximadamente. El mismo fue sometido a una intervención de gran envergadura que se realizó bajo los principios de conservación de las obras históricas. Los trabajos de restauración se inician tras el colapso de los muros aleros en los tramos iniciales del puente,

por lo que se decide documentar y enumerar cada una de las piedras pertenecientes a este elemento, para recolocarlas al finalizar el refuerzo estructural del puente.

Los trabajos de reconstrucción consistieron en la colocación de muros prefabricados de concreto armado unidos en la base con acero de refuerzo y concreto colado en sitio, que fueron revestidos por las piedras anteriormente documentadas, manteniendo un acabado casi idéntico al de la obra original (Ver figura 21).



**Figura 21:** Reconstrucción del puente de Templehouse (Soto, 2017).

El puente el Libertador se encuentra ubicado en la comunidad de Santa Cruz de Mora, en el estado de Mérida, Venezuela. Su estructura está compuesta por un arco de medio punto, tímpanos de piedra con mortero de cal y relleno de arena arcillosa compactada manualmente.

Los trabajos de restauración comenzaron con la evaluación de la capacidad resistente de los elementos estructurales del puente y con la identificación de sus principales deterioros. Luego se reforzó el intradós del arco y los contrafuertes utilizando concreto ciclópeo y se construyó una nueva bóveda con extradós de concreto armado apoyada en el intradós anteriormente reforzado y colocada sobre el arco original. También se reconstruyó el pavimento, se eliminó la vegetación existente y se repararon las juntas y los ladrillos deteriorados por la acción de agentes naturales.

Los trabajos de restauración sobre el puente el Libertador conservaron su carácter histórico-cultural y su funcionalidad, pues cada una de las acciones fue desarrollada con el objetivo de mantener la seguridad estructural de la obra, sin afectar su imagen original (Ver figura 22).



**Figura 22:** Restauración del puente El Libertador, en el estado de Mérida, Venezuela (Belandria, 2002).

El puente romano de Aoiz fue construido entre los siglos XI y XII en la provincia de Navarra, España. Su estructura está compuesta por cuatro arcos de medio punto, con perfil en lomo de asno, pilas apoyadas directamente sobre el estrato rocoso y tajamares que no alcanzaban la altura del pavimento.

Los trabajos de restauración sobre el puente Aoiz se iniciaron en el año 2010 con la eliminación de una capa de vegetación presente en gran parte de la estructura, luego se reconstruyeron los pretilos con mampostería similar a la original, posteriormente se restituyeron las juntas que habían desaparecido con el paso del tiempo y finalmente se colocó un nuevo pavimento con adoquines de piedra. Estas obras de restauración mantuvieron la historicidad del inmueble y su gran heterogeneidad, pues el puente Aoiz había sido intervenido en muchas ocasiones luego de su construcción, por lo que presentaba características representativas de la época medieval, de la renacentista y de los siglos XVIII y XIX (Ver figura 23).



**Figura 23:** Restauración del puente de Aoiz en la provincia de Navarra, España (Oyarzun Celaya et al., 2010).

El puente Ragwood en Irlanda fue construido entre los siglos XVIII y XIX y fue intervenido con el objetivo de mantener su funcionalidad sin afectar su carácter histórico-cultural. Este presentaba un ancho de calzada insuficiente para cumplir con las nuevas necesidades del tráfico vehicular, por lo que se decidió demoler su parapeto y ampliar su ancho de calzada, teniendo en cuenta las técnicas y los materiales de la obra original. Para ello se construyeron losas de cimentación, sobre las que se apoyaron las pilas y las bóvedas ensanchadas (Ver figura 24).



**Figura 24:** Vista lateral del ensanche del puente Ragwood (Soto, 2017).

### **3.3 Puentes patrimoniales de arco mampostería**

La construcción de puentes de arco mampostería fue ampliamente desarrollada desde la época romana hasta inicios del siglo XIX. Fue un sistema constructivo de gran durabilidad en el que prevalecieron las reglas empíricas, apoyadas por principios básicos de resistencia de materiales y teoría de las estructuras.

#### **3.3.1 Evolución y Desarrollo de los puentes de arco mampostería**

Los primeros puentes de mampostería comienzan a construirse en el año 2000 a.c en la civilización mesopotámica, sin embargo los arcos de piedra alcanzan su mayor esplendor durante el imperio romano, convirtiéndose en un elemento habitual de sus construcciones (Martínez, 2005).

Los puentes de arco mampostería han transitado diferentes etapas durante su historia, comenzando con los puentes romanos, los medievales, los renacentistas y los modernos

(siglos XVIII, XIX y XX). Actualmente solo se utilizan en parques o jardines donde se requiere resaltar un ambiente de antigüedad ficticio y el valor de la piedra como material natural.

### **Puentes Romanos**

El elemento estructural más significativo de los puentes romanos es el arco semicircular con dovelas radiales, aunque también utilizaron arcos rebajados, parabólicos o de varios centros. Los romanos consideraban una relación flecha/luz de 0.5, lo que facilitaba el trazado del arco, garantizaba un empuje sobre el tercio central de las pilas y proporcionaba una curva más amplia para el desagüe y la navegación (Larena et al., 2010).

Sus arcos de medio punto se caracterizaron por la presencia de dovelas iguales desde los arranques hasta la clave y en todo el ancho de la bóveda. Su confiabilidad estructural fue evaluada por el investigador Manuel Durán a través del análisis límite de Heyman, el cual establece un factor de seguridad determinado por la relación entre el espesor real y el estrictamente necesario para resistir las cargas muertas y una sobrecarga puntual aplicada en el cuarto de la luz. Sus cuatro casos de estudio mostraron una gran estabilidad en las bóvedas, por lo que el autor considera que la desaparición de los puentes romanos fue debido al fallo de sus cimentaciones en grandes avenidas y muy raramente al colapso de sus arcos (Fuentes, 2006).

Los ingenieros romanos cimentaban sus puentes de manera superficial o profunda en función de la ubicación del estrato resistente. Las cimentaciones profundas generalmente se realizaban con pilotes de madera que eran hincados hasta alcanzar las capas duras del suelo.

En cuanto al diseño hidráulico consideraban tajamares y arquillos de desagüe, con los que procuraban alterar lo menos posible el cauce natural del río y reducir el ancho de las pilas, lo que suponía un gran ahorro de material en las construcciones.

En la actualidad los puentes romanos de Alcántara y Mérida constituyen obras históricas invaluable, que abarcan conocimientos, técnicas y materiales de la ingeniería de puentes del imperio romano (Ver figura 25 y 26).



**Figura 25:** Imagen aguas arriba del puente de Alcántara en Cáceres, España (Fuentes, 2012).



**Figura 26:** Puente de Mérida sobre el río Guadiana, ciudad de Mérida, España (Fuentes, 2012).

### **Puentes Medievales**

Los primeros puentes medievales se ven altamente influenciados por las obras monumentales del imperio romano, por lo que mantienen el uso del arco de medio punto y los cimientos profundos con pilotes de madera, sin embargo, con el transcurso del tiempo van transformando las directrices de sus bóvedas y aumentan considerablemente las luces en sus estructuras. En esta época se desarrollan dos estilos arquitectónicos muy diferentes, el románico y el gótico, pero en ambos se utilizaban ampliamente los arcos apuntados, rebajados, de directriz ojival y de medio punto, con esbelteces muy superiores a las utilizadas durante el imperio romano.

La geometría de los puentes en la Edad Media era mucho más variada y menos uniforme, destacando el uso de arcos de aligeramiento para reducir las cargas en la cimentación y aumentar las secciones de desagüe. La relación ancho de pila/luz del arco alcanzó valores excepcionales de 1/6.5 y teniendo 1/5 como valor promedio, lo que marcó una clara

diferencia con respecto a los puentes romanos que excepcionalmente llegaban al valor de 1/4.3 (Fuentes, 2012). Las secciones transversales eran ligeramente más elevadas en el centro que en los extremos, lo que se conocía como perfil en lomo de asno y los tajamares podían alcanzar las superficies de rodadura de la estructura. Otra característica de la época era la construcción de torres de defensa y vigilancia sobre los puentes.

El puente de Vecchio en Florencia, muestra las principales características de estas estructuras en la época medieval (Ver figura 27):

- Puentes en ciudades con edificaciones sobre ellos.
- Bóvedas rebajadas y no peraltadas.
- Luces de hasta 30 m de longitud.



**Figura 27:** Puente de Vecchio en Florencia, Italia. Bóvedas rebajadas de 30 m de luz (Fuentes, 2012).

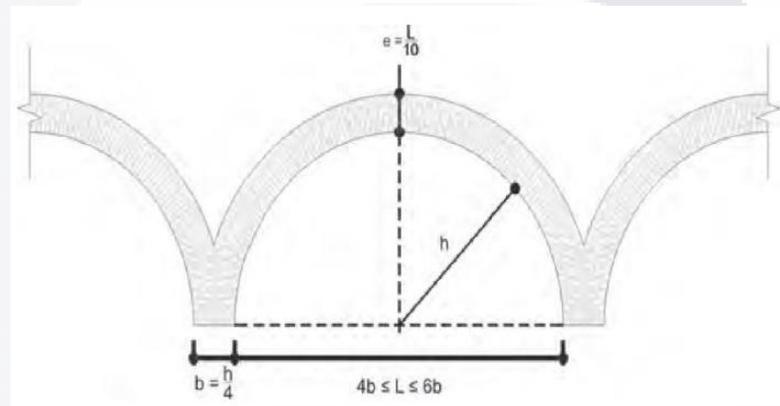
### **Puentes Renacentistas**

Las grandes obras del renacimiento estuvieron marcadas por el surgimiento de los tratados de arquitectura, los que realzaron la importancia del conocimiento técnico sobre el empírico.

Los puentes de la época renacentista fueron proyectados por primera vez por arquitectos reconocidos y se destacaron por mezclar el estilo clásico con el moderno. Una de sus características fundamentales fue el cambio de luces en los arcos y su relación entre el

ancho de la bóveda y la luz libre, la fue establecida por Palladio  $c/L = 1/12$ , Serlio  $c/L = 1/17$  y Alberti  $c/L = 1/15$  (Fuentes, 2012).

León Battista Alberti presentó las primeras recomendaciones sobre la ubicación, composición y construcción de los puentes renacentistas. El arquitecto italiano expuso que los puentes debían ubicarse en lugares con suelos resistentes, que no originaran una gran inversión y que garantizaran su durabilidad. La zona elegida no debía presentar remolinos, ni residuos sólidos. La cantidad de pilas presentes en un puente debía ser un número par, lo que no afectaría el flujo del agua. El espesor del arco sería igual a  $1/10$  de su luz y esta sería entre 4 y 6 veces el espesor de la pila (Ver figura 28) (Díaz & López, 208 C.E.).



**Figura 28:** Relaciones dimensionales en un puente de arco mampostería según Alberti (Díaz & López, 208 C.E.).

En esta época también comienzan a utilizarse las bóvedas escarzanas y elípticas, así como algunas proporciones geométricas de la época romana. En las cimentaciones se retoma el uso de pilotes en terrenos con baja capacidad portante.

El puente Rialto en Venecia conserva la tipología de los puentes renacentistas del siglo XV en Italia (Ver figura 29).



**Figura 29:** Puente Rialto sobre el gran canal de Venecia (Fernández Troyano, 2014).

### **Puentes del siglo XVIII, XIX y XX**

Alrededor de 1750 el matemático y astrónomo Philippe de la Hire explica el comportamiento de los arcos y establece el tamaño aproximado que necesitan los estribos para soportar el peso de las mismas. Años más tarde el ingeniero francés Jean Rodolphe Perronet redujo el ancho de los pilares desde  $1/5$  hasta  $1/10$  de la luz, para ello era necesario que los empujes de los arcos se compensaran con los contiguos, lo que obligaba a construir las estructuras de manera simultánea y resultaba más difícil retirar sus encofrados (Fernández Troyano, 2014). Esta nueva teoría disminuyó el riesgo de crecida del río y de socavación en las cimentaciones.

El puente Nemours es una de las grandes obras del ingeniero Rodolphe Perronet y una de las más destacadas del siglo XVIII, debido al gran rebajamiento de sus arcos (Ver figura 30).



**Figura 30:** Puente Nemours en Francia, construido por el ingeniero Jean Rodolphe Perronet (Fernández Troyano, 2014).

Durante los siglos XIX y XX los puentes de piedra perdieron su protagonismo y fueron reemplazados por el surgimiento de nuevos materiales, sin embargo, el ingeniero francés Paul Sejourné continuó construyendo arcos de mampostería y viaductos de gran altura. El más original y quizás el más conocido de los puentes de Sejourné es el viaducto de Fontpedrouse (Ver figura 31).



**Figura 31:** Viaducto de Fontpedrouse, Francia, ubicado sobre el río Tet, con arcos de 17 m de luz y un arco ojival de 30 m (Héctor Aldo Bardales Salazar, 2012).

### 3.3.2 Primeros criterios de diseño de puentes de arco mampostería

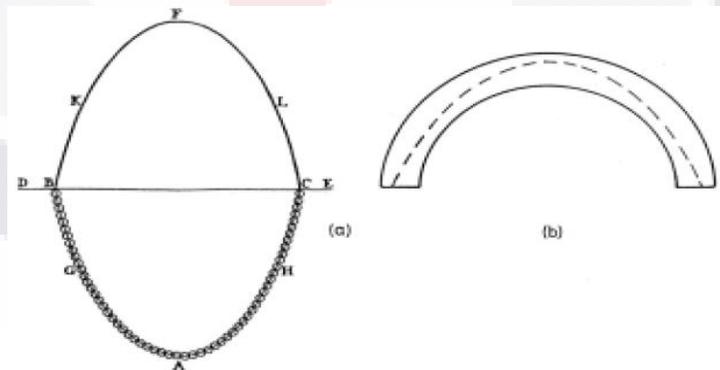
Los primeros criterios de diseño de puentes de arco mampostería surgen en el siglo XVII con el desarrollo de las teorías de elasticidad y plasticidad. Casi la totalidad de los ingenieros de aquella época tenía su propia regla para establecer las dimensiones de las

estructuras, las que luego iban comprobando con las teorías existentes (Hooke y la Catenaria Invertida, Philippe de La Hire y Jean Rodolphe Perronet).

### 3.3.2.1 Hooke y la Catenaria Invertida

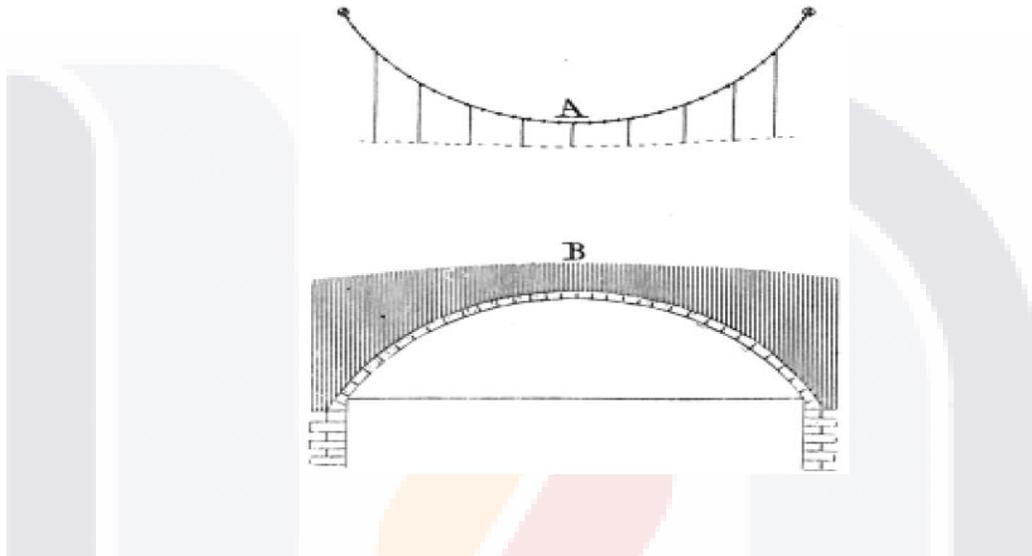
En el año 1670 Robert Hooke planteó en la Royal Society de Londres la necesidad de conocer la forma ideal de un arco y el valor de su empuje contra los estribos, pero no fue hasta 1671 que ofrece la solución encriptada en forma de anagrama en uno de sus libros. Esta planteaba que del mismo modo que colgaba el hilo flexible, se sostendría el arco rígido pero invertido (Torres, 2004), la idea de Hooke de entender el comportamiento de los arcos por analogía con los cables colgantes, representó un avance muy significativo en la ingeniería estructural de su época. La teoría explicaba que las ecuaciones de equilibrio de los dos elementos no se modificaban y que únicamente se sustituían los valores de tensión por fuerzas de compresión.

Con respecto a la componente horizontal, Hooke consideraba que en los cables trataría de unir los apoyos y en los arcos los empujaría tratando de separarlos. Por otra parte, en la segunda mitad del siglo XVII, el inglés Gregory planteó que la resistencia de los arcos se debía a su forma, cuya geometría contenía una catenaria que garantizaba la estabilidad del elemento (Ver figura 32) (Huerta, 2004).



**Figura 32:** a) Analogía de la cadena de Hooke para el análisis de arcos b) Arco de fábrica en equilibrio con una catenaria en su interior (Huerta, 2004).

El ingeniero inglés Thomas Young a principios del siglo XIX describe la técnica a emplear para analizar puentes de fábrica utilizando la analogía de la catenaria invertida, para ello propone colgar unos cables cuyo peso representaría los empujes del relleno y su longitud se iría ajustando hasta obtener la curva de trasdós buscada en el proyecto (Ver figura 33).



**Figura 33:** Procedimiento para el diseño de puentes de arco de fábrica utilizando la técnica de la catenaria invertida (Huerta, 2004).

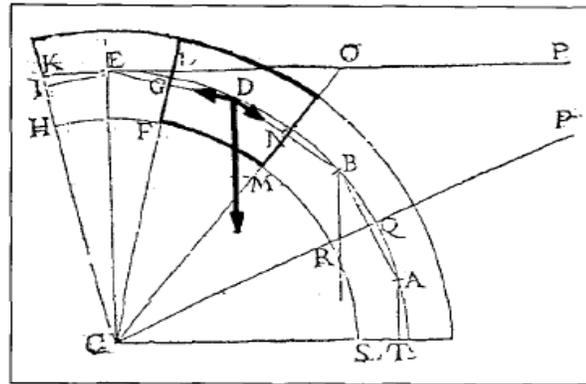
En el año 2004 el ingeniero español Santiago Huerta afirma que si el arco soporta solo cargas verticales y los planos de corte se consideran igualmente en este sentido, entonces la línea de empujes coincide exactamente con la del antifunicular de cargas, por tanto los empujes son tangentes a la línea de empujes y efectivamente el problema del equilibrio de los arcos es similar al comportamiento de los cables (Huerta, 2004).

### 3.3.2.2 Philippe de La Hire

La contribución de Philippe de La Hire al análisis y diseño de arcos de mampostería estuvo marcada por dos etapas diferentes. En 1695 estudia el problema de la estabilidad de las bóvedas y luego en 1712 publica su memoria sobre el cálculo de los estribos.

En su primera investigación La Hire consideró el equilibrio de una bóveda independientemente de sus apoyos y propuso determinar los pesos óptimos de cada dovela para que estas mantuvieran su estabilidad. Para ello asume que la superficie de contacto entre las dovelas está infinitamente pulida, pudiendo deslizarse una sobre la otra, por lo

que la fuerza de apoyo entre ellas actuaría siempre perpendicular a la junta (teoría de la cuña) (Fernández & Cuerda, 1998). Luego consideró el peso de cada dovela actuando verticalmente en el centro de gravedad y soportado por las fuerzas perpendiculares generadas en las uniones. Finalmente asignó un peso y un espesor fijo a la clave del arco y utilizó el método del polígono funicular (equilibrio de vectores), para determinar la relación entre los pesos del resto de las dovelas (Ver figura 34).



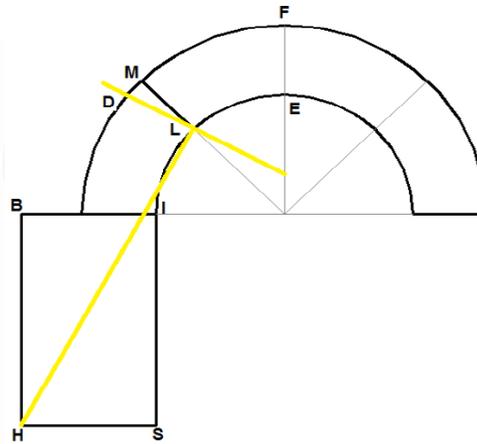
**Figura 34:** Equilibrio de un arco formado por dovelas infinitamente pulidas, La Hire 1695 (Fernández & Cuerda, 1998).

Al concluir su investigación comprobó que la hipótesis de ausencia de rozamiento conducía a resultados erróneos, como la necesidad de un peso infinito para equilibrar las dovelas en los arranques de los arcos de medio punto. Ante dicha contradicción La Hire plantea que en realidad las juntas no resultan perfectamente lisas y que el rozamiento provocaría que la fuerza de apoyo entre dovelas no fuera exactamente perpendicular a la junta (Fernández & Cuerda, 1998). También afirma que la proporción entre los pesos se debía considerar en la concepción de los arcos, pero no era necesario cumplirla con todo su rigor (Fernández, n.d.).

Los resultados presentados por La Hire tuvieron una gran influencia en los proyectos de arcos de sección variable, donde la sección mínima se ubicaba en la clave y la máxima en los arranques.

Luego en 1712 presenta un procedimiento para estimar las dimensiones óptimas de los estribos. Inicialmente define los empujes de los arcos como la fuerza que ejercen sus dovelas para separar los apoyos y luego explica que cuando estos no son suficientemente resistentes, el arco falla entre la clave y los arranques (Fernández & Cuerda, 1998).

La Hire comienza calculando el empuje máximo en la cuña superior (peso de la dovela) considerando que los arcos solo fallan por deslizamiento. Posteriormente deduce que la fuerza desestabilizante no es más que una de las componentes del peso de la dovela, independientemente del ángulo que formen con la horizontal. Finalmente calcula las dimensiones del estribo a través de una suma de momentos en su extremo inferior (Ver figura 35).



**Figura 35:** Cálculo de los estribos por el método de la cuña (Fernández & Cuerda, 1998).

Años más tarde Heyman señala que la teoría de La Hire conduce a empujes de bóvedas más desfavorable, lo que trae como resultado el cálculo de estribos sobredimensionados, con proporciones similares a las que se empleaban habitualmente en las construcciones de aquella época (Fernández & Cuerda, 1998). Sin embargo, los buenos resultados prácticos y la sencillez del modelo matemático, hicieron que la teoría de La Hire fuera utilizada por más de un siglo.

### 3.3.2.3 Jean Rodolphe Perronet

La obra del ingeniero Jean Rodolphe Perronet destaca por la presentación de varias reglas empíricas que modificarían la geometría de los puentes patrimoniales del siglo XVIII (Huerta, 2018).

- Para dimensionar la clave en los arcos de medio punto, Perronet presentó una expresión basada en la luz libre del elemento (Ver ecuación 1)

$$C = \frac{L}{24} + 1 - \frac{L}{144} \text{ (Huerta, 2018) (Ecuación 1)}$$

Dónde:

L: luz libre entre los apoyos del arco de medio punto.

C: espesor de la clave del arco de medio punto.

Con esta expresión se aumentaba considerablemente el rebajamiento de los arcos, llegando a valores de aproximadamente 1/15 de la luz.

- Con respecto a las pilas, el ingeniero francés plantea que en estructuras con arcos de longitudes similares, las componentes horizontales del empuje se anularían, por lo que las columnas solo deberían resistir las fuerzas verticales y únicamente las pilas extremas necesitarían grandes espesores (Fernández, 1990). Con este nuevo razonamiento era preciso construir y desencofrar todos los arcos a la vez y el mecanismo de colapso más crítico se produciría al fallar una de las pilas extremas.
- Para el dimensionamiento de las pilas propone una regla basada en la luz libre del arco, cuyo espesor debería estar comprendido entre L/9 y L/9.6, lo que supone una disminución considerable con respecto a épocas anteriores (Huerta, 2018).
- Para el dimensionamiento de los contrafuertes emplea el método de La Hire, situando la zona de falla en el punto de encuentro entre los arcos de distinto radio (La Hire siempre la fijaba a 45°). A través de estas suposiciones logra obtener tablas de espesores de contrafuertes para arcos de 1 a 100 m, estas fueron utilizadas por los ingenieros de la época hasta casi un siglo después (Fernández, 1990).

### **3.4 Análisis estructural de puentes de arco mampostería**

El análisis estructural de puentes de arco mampostería es una tarea de gran complejidad debido a la heterogeneidad y el carácter anisótropo de los materiales que componen estas estructuras, sumado a los diferentes mecanismos de colapso que pueden ocurrir en cada uno de sus elementos. El investigador García de Miguel plantea que las normas y los métodos convencionales orientados al diseño de estructuras modernas, pueden resultar inadecuados para el análisis de obras patrimoniales, dando lugar a medidas de intervención deficientes que en muchos casos aumentan el grado de deterioro de las mismas. Esto se

debe a que una construcción histórica dispone de una información muy limitada de las características físico-mecánicas de sus materiales, de la geometría de sus elementos estructurales y de las cargas actuantes y la mayoría de los métodos convencionales parten de conocer detalladamente estos aspectos.

### **3.4.1 Geometría**

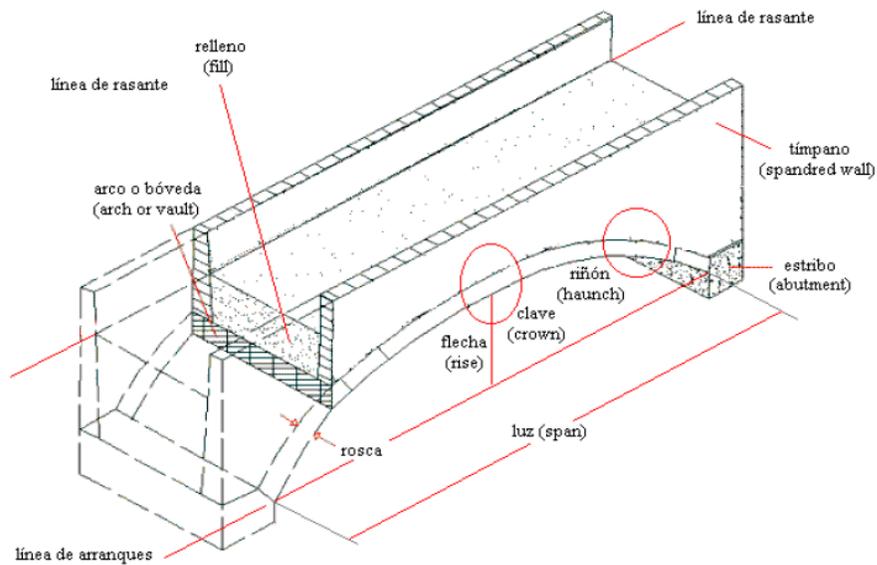
#### **3.4.1.1 Arcos**

Los arcos son los elementos estructurales más representativos en los puentes patrimoniales, su función principal es resistir las solicitaciones actuantes y transmitir las cargas hacia los pilares. Generalmente están formados por bloques de piedra que mantienen una posición simétrica respecto a la dovela central o por hileras de ladrillos concéntricos.

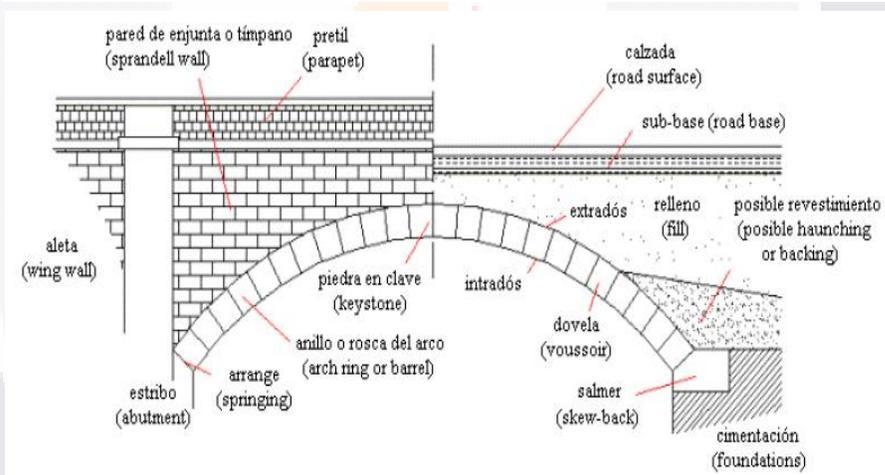
#### **Estructura del arco**

Los bloques donde se apoyan las últimas dovelas se denominan salmer y su superficie constituye el punto de arranque de la estructura. Las líneas inferior y superior del contorno del arco se conocen como intradós y extradós, el punto más elevado como clave y las zonas más bajas como riñones.

La altura máxima entre la línea de arranque y la clave se denomina flecha y las paredes que soportan el relleno desde el extradós hasta la calzada se conocen como tímpanos (ubicadas sobre los arcos) o aletas (ubicadas sobre los estribos). Encima de estas paredes se construyen los pretilos como elemento de protección para vehículos y peatones y debajo se ubican las pilas como soporte a los empujes del arco (Ver figura 36 y 37).



**Figura 36:** Geometría de los arcos en los puentes de mampostería (Ibañez, 2002).



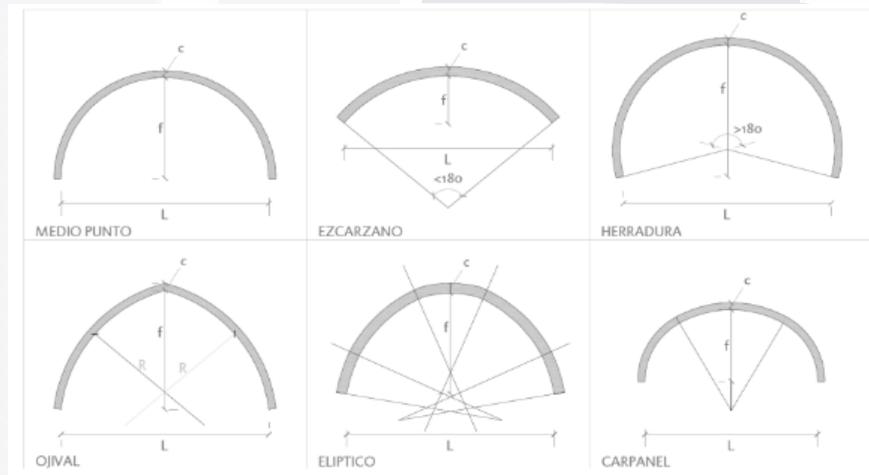
**Figura 37:** Geometría de los arcos de fábrica (Ibañez, 2002).

### Tipología de los arcos de fábrica

Los arcos presentan varias tipologías de acuerdo a su configuración geométrica y a las dimensiones de sus elementos. A continuación, se mencionan las tipologías más comunes en los arcos de mampostería (Ver figura 38):

- Arco de medio punto: los arcos de medio punto se caracterizan por tener una forma semicircular con una relación flecha/luz de 0.5.
- Arco escarzano: los arcos escarzanos son arcos rebajados cuyo centro se ubica debajo de los apoyos de la bóveda.

- Arco ojival: arcos formados por dos circunferencias que se unen en la clave del elemento. Esta tipología también se conoce como arco apuntado, por el ángulo que se forma entre las dovelas.
- Arco parabólico: como su nombre lo indica el arco parabólico sigue la forma de una parábola. Este arco es muy utilizado en los puentes por su elevada resistencia a la compresión.
- Arco elíptico: arco cuya configuración tiene la forma de una semielipse (Ibañez, 2002).

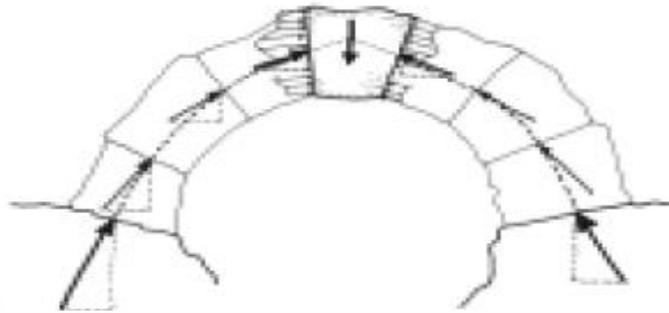


**Figura 38:** Clasificación de los arcos en función de su geometría (Niño, 2007).

### Empujes en los arcos

La línea de empujes es el lugar geométrico por donde pasan los esfuerzos en un determinado sistema de planos de corte (Huerta, 2004). Este concepto se puede aplicar a arcos de mampostería considerando las juntas como planos de falla.

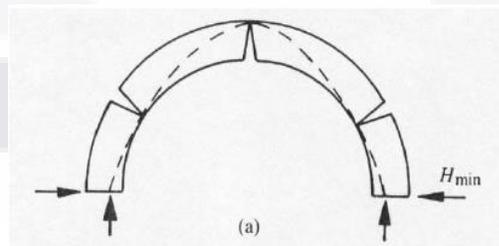
Los empujes en los arcos se inician cuando se retira el encofrado y las piedras tienden a caer producto de la gravedad, sin embargo, las dovelas se mantienen y esto no ocurre. El equilibrio en las piedras se produce a través de los esfuerzos que se transmiten por las juntas, provenientes de las dovelas adyacentes y de su peso propio. Los puntos donde se aplican estos empujes forman una línea que determina el estado de equilibrio a compresión de las bóvedas (Ver figura 39) (Huerta, 2004).



**Figura 39:** Línea de empujes en un arco de piedra (Huerta, 2004).

El empuje en los arcos es una fuerza inclinada cuya componente vertical permanece en equilibrio con el peso propio de las dovelas y la horizontal se va transmitiendo hacia los arranques donde debe ser resistida por las pilas o los estribos.

La línea de empujes está determinada por la ubicación de las grietas en el arco y cualquier variación la mueve bruscamente de una posición a otra, por lo que es imposible saber exactamente donde se encuentra ubicada, solo se conoce que debe estar contenida dentro de la sección del arco para que este se mantenga en equilibrio y aunque sea imposible determinar su valor real, se pueden establecer valores límites, a partir del empuje mínimo y el máximo (Ver figura 40) (Huerta, 2005).



**Figura 40:** Arco de medio punto sometido a su peso propio a) Empuje mínimo b) Empuje máximo (Huerta, 2005).

### 3.4.1.2 Relleno

El relleno abarca toda el área entre arcos, tímpanos, estribos y pavimento, este generalmente está constituido por materiales de alta disponibilidad cercanos a la zona de construcción, por lo que presenta características muy diversas en cuanto a sus propiedades físico-mecánicas. La saturación, el confinamiento y el grado de compactación son fundamentales para conocer su comportamiento estructural.

- Grado de saturación: la presencia de agua en el relleno modifica notablemente su peso propio, la carga permanente en la estructura y el valor de presiones sobre el trasdós del arco. Además de contribuir al lavado de las juntas y al crecimiento de vegetación.
- Grado de compactación: es fundamental para evaluar la distribución de cargas y empujes que se generan sobre el trasdós de la bóveda en rellenos sueltos.
- Confinamiento: la restricción a la deformación transversal del relleno es fundamental para estabilizar los empujes activos y pasivos que soportan los arcos, por lo que influyen considerablemente en la capacidad resistente de la estructura. Esta función de contención la realizan los tímpanos o muros de enjuta (Ibañez, 2002).

Los rellenos en puentes patrimoniales se pueden clasificar en cementados o sueltos y su comportamiento difiere notablemente en cuanto a su resistencia y rigidez (Ver figura 41).

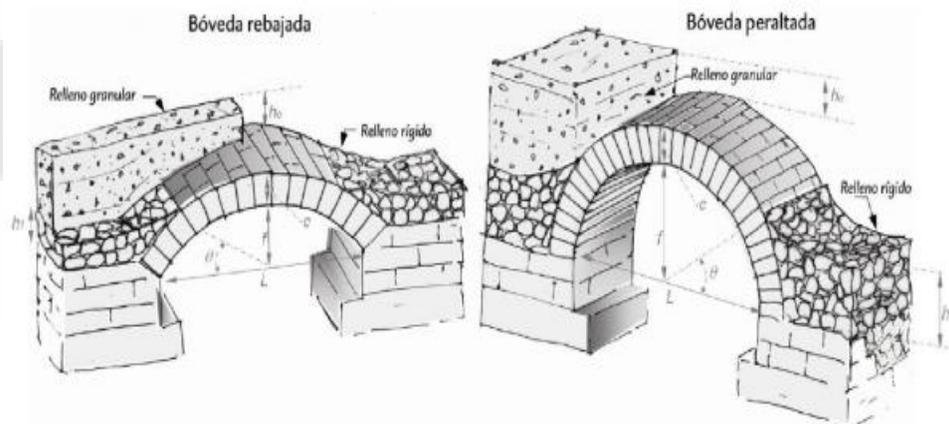
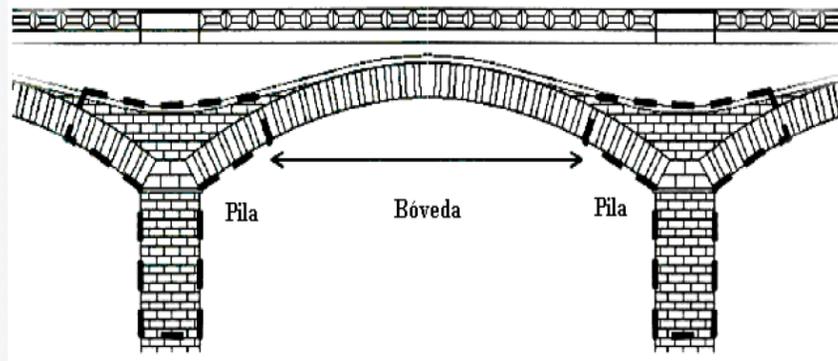


Figura 41: Tipos de relleno en puentes de arco mampostería (Niño, 2007).

### 3.4.1.2.1 Relleno cementado

El relleno cementado (concreto con puzolana o mortero de cal y canto) generalmente se encontraba en la línea de arranque de los arcos, aunque algunos ingenieros romanos lo colocaron a lo largo de toda la estructura. Este se presentaba en forma de revestimiento y mantenía una rigidez muy similar a la de las bóvedas, permitiendo una mejor transición entre un material y otro.

Su contribución permitía analizar las pilas y los estribos como estructuras en voladizo, disminuir la luz del arco o considerar diferentes espesores en la clave y los arranques (Ver figura 42 y 43) (Ibañez, 2002).



**Figura 42:** Comportamiento de un puente de arco de fábrica con relleno cementado (Ibañez, 2002).



**Figura 43:** Análisis de un arco con relleno rígido, considerando diferentes espesores en la clave ( $C_0$ ) y en los arranques ( $C_1$ ) (Niño, 2007).

### **3.4.1.2.2 Relleno granular**

El relleno granular se puede clasificar por el tipo de material que lo compone (firme: partículas más grandes y suelto: partículas más pequeñas), este generalmente se coloca en zonas cercanas a la clave del arco y está constituido por arena, limo o arcilla. Su función principal es nivelar la superficie de rodamiento, aunque estructuralmente tiene una gran influencia en la capacidad resistente del puente.

El peso del relleno contribuye en la resistencia y estabilidad de los arcos de luces pequeñas, generando esfuerzos de pre - compresión que compensan los esfuerzos de tensión provocados por sobrecargas móviles (un efecto similar al pretensado). Aunque esta función deja de ser relevante a medida que las luces crecen y los empujes predominan ante el resto de las acciones. Además el relleno se encarga de transmitir y distribuir las cargas puntuales desde la superficie de rodadura hasta el trasdós de la bóveda, considerando que estas actúan de manera similar a un cono (Ramos & León, 2013).

### **3.4.1.3 Tímpanos**

Los tímpanos son elementos verticales encargados de contener y confinar lateralmente el relleno en los puentes de arco mampostería. Estos generalmente presentan una pequeña pendiente (menor espesor en la clave y mayor espesor en los arranques) en su cara interior, con el objetivo de resistir los empujes activos generados por el material de relleno y una cara exterior completamente plana. Su adecuado funcionamiento aporta cierta rigidez longitudinal a la estructura y garantiza que los rellenos granulares ejerzan una fuerza estabilizadora de pre - compresión que aumenta la resistencia de los arcos (Niño, 2007). Su clasificación depende fundamentalmente de su configuración geométrica, estos pueden ser macizos o aligerados.

Los tímpanos aligerados se utilizan cuando las luces de los arcos superan los 25 m, con el objetivo de disminuir la carga muerta sobre la bóveda y facilitar el drenaje, su altura depende del espesor de relleno y generalmente supera los 0.5 m. En caso de presentar aligeramientos transversales, su función ya no es la de contención lateral del terreno, sino la de transmitir cargas desde la superficie de rodamiento hasta la bóveda (Conde et al., 2016).

La interacción entre los tímpanos y los arcos generalmente constituye un punto de debilidad en la estructura, por lo que en situaciones cercanas al agotamiento estos elementos se separan notablemente. El modo de fallo en esta unión puede presentarse de varias formas:

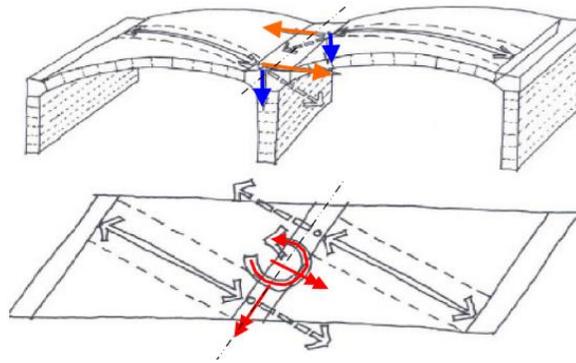
- Inclinación hacia el exterior del tímpano, debido al empuje del relleno y la circulación de los vehículos.
- Abombamiento o flexión del tímpano.
- Deslizamiento horizontal del tímpano.
- Fisuración longitudinal en la unión entre la bóveda y el tímpano (Martín-Caro Álamo, 2001).

#### **3.4.1.4 Pilas**

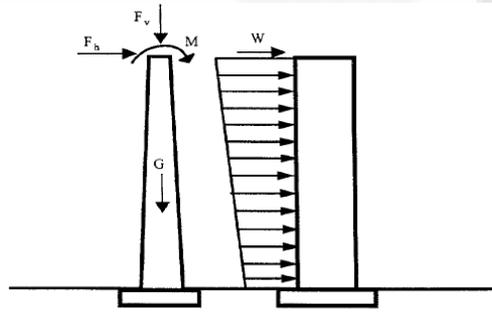
Durante la evolución de los puentes de arco mampostería las dimensiones de las pilas se han modificado notablemente, pero su función principal de transmitir las solicitaciones desde la bóveda hasta las cimentaciones se ha mantenido intacta, aunque también han tenido que resistir la acción del viento y la crecida de los ríos.

El comportamiento estructural de las pilas responde fundamentalmente a su configuración geométrica y a su sección transversal. En primer lugar se define la altura total ( $h_p$ ) del elemento, luego su espesor en función del empuje horizontal del arco y finalmente el ancho de la sección, el que deberá ser suficiente para resistir la acción del viento. Otros parámetros geométricos importantes son las relaciones ancho de pila/luz libre del arco ( $b_p/L$ ) y ancho de pila/altura de pila ( $b_p/h_p$ ), a través de los cuales la estructura del puente se clasifica en monoarco o multiarco (Héctor Aldo Bardales Salazar, 2012)

En cuanto al tipo de sección las pilas pueden ser macizas o mixtas, siendo estas últimas las más frecuentes. La sección maciza se construye con un mismo tipo de fábrica, mientras que la mixta tiene las caras exteriores de mampostería labrada altamente resistente y las interiores de materiales con menor capacidad portante. En ambos casos las secciones suelen ser rectangulares y deben ser capaces de resistir las fuerzas axiales resultantes de las cargas aplicadas y los esfuerzos combinados de flexión que se generan si estas no son iguales (Ver figura 44 y 45).



**Figura 44:** Distribución de cargas en las pilas de los puentes de arco mampostería (Niño, 2007).



**Figura 45:** Acciones a considerar en una pila:  $F_v$ ,  $F_h$ ,  $M$ : acciones transmitidas por los arcos,  $G$ : peso propio de la pila y  $W$ : carga de viento (Martín-Caro Álamo, 2001).

Las deterioros en las pilas se producen generalmente por esfuerzos excesivos en la mampostería, los que se asocian fundamentalmente con fallas en la cimentación o con la acción de cargas accidentales como el viento, el sismo o las fuerzas hidrodinámicas generadas por la crecida de los ríos. Estos esfuerzos provocan agrietamientos, pérdida de sección, manchas de humedad y crecimiento de vegetación sobre las pilas (Niño, 2007).

### 3.4.1.5 Estribos

Los estribos son los elementos verticales sobre los cuales se apoya el puente en sus extremos. Su función principal es resistir los empujes horizontales de los arcos y el terraplén, generalmente presentan un buen acabado y se rellenan con materiales poco seleccionados o con concreto ciclópeo (Ibañez, 2002).

El comportamiento de los estribos, sus patologías y su configuración geométrica, son algunos de los aspectos menos estudiados en los puentes de fábrica. A inicios del siglo

XVII Leveillé propone un conjunto de reglas de dimensionamiento para estos elementos estructurales, que fueron utilizadas durante muchos años por los ingenieros de puentes.

### **3.4.1.6 Cimentaciones**

La cimentación es el elemento estructural más vulnerable en los puentes de arco mampostería. La incertidumbre en su comportamiento está dada por el escaso conocimiento sobre las propiedades geotécnicas del terreno y por su interacción directa con el agua de los ríos. Estas se pueden clasificar en función de su tipología y del material utilizado en su ejecución:

- Según la tipología pueden ser superficiales o profundas.
- Según el material pueden ser de sillería, madera o concreto.

#### **3.4.1.6.1 Cimentaciones superficiales**

Las cimentaciones superficiales transmiten las solicitaciones generadas por las pilas hacia los estratos resistentes del terreno. Estas pueden ser zapatas o losas de cimentación y en función de sus dimensiones se comportan como elementos rígidos o flexibles (Martín-Caro Álamo, 2001).

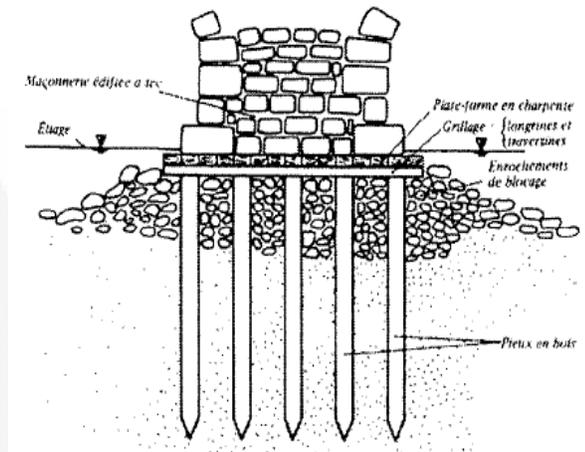
La elección de una cimentación superficial depende de la profundidad a la que se encuentre el estrato resistente. Los antiguos ingenieros de puentes solo consideraban que la capacidad portante del suelo era suficiente cuando este estaba formado por roca, por lo que las dimensiones de las zapatas generalmente eran pequeñas y por tanto tenían un comportamiento rígido. Sin embargo, en la Edad Media hubo una época de declive técnico en la que se generalizó el proyecto de cimentaciones superficiales, sin tener en cuenta la resistencia del terreno, lo que provocó el colapso de muchas estructuras.

La mayor parte de las cimentaciones superficiales fueron construidas a base de sillería, siendo más común el uso de zapatas, aunque estas eran sustituidas por losas de cimentación cuando se necesitaba disminuir el efecto de la socavación.

#### **3.4.1.6.2 Cimentaciones profundas**

El uso de cimentaciones profundas en puentes patrimoniales de arco mampostería fue una práctica común desarrollada desde la época romana que destacaba por su variedad de tipologías.

La primera técnica de cimentación profunda utilizada en la ingeniería de puentes fue la de pilotes de madera con longitud máxima de aproximadamente 10 m. Estos se apoyaban en una especie de cabezal (emparrillado de madera) relleno de materiales granulares que nivelaban la superficie del terreno (Ver figura 46) (Martín-Caro Álamo, 2001).



**Figura 46:** Cimentación profunda por medio de pilotes de madera (Martín-Caro Álamo, 2001).

Posteriormente se comenzaron a implementar otras técnicas de cimentación que aportaban mayor estabilidad a las estructuras. Inicialmente se utilizaron cajones huecos prefabricados, que luego se sustituyeron por cajones de aire comprimido con una mayor resistencia a la socavación (Martín-Caro Álamo, 2001).

### 3.4.2 Materiales

El comportamiento resistente de la mampostería ha sido ampliamente estudiado durante los últimos años con el objetivo de desarrollar herramientas para su diseño y comprobación. Dentro de las propiedades mecánicas de la mampostería destaca su baja resistencia a tensión y su excelente resistencia a compresión.

#### 3.4.2.1 La Piedra

La mampostería de piedra es un elemento muy significativo de las construcciones patrimoniales. Los antiguos ingenieros elegían este material por su resistencia, durabilidad,

facilidad de labra y alta disponibilidad, sin embargo, sus propiedades mecánicas se comenzaron a estudiar a mediados del siglo XVIII. Los primeros ensayos se realizaron hacia 1750 y los resultados fueron publicados por Gauthey a principios de 1774.

Las piedras fueron descritas como materiales de alta resistencia a la compresión y baja resistencia a la tensión (entre 1/10 y 1/20 de la resistencia a compresión), con baja energía de fractura y comportamiento frágil ante el colapso. Otra característica importante de este material es su peso específico y su módulo de elasticidad, el que puede variar incluso entre piedras de una misma cantera, debido a la diferencia en su contenido de agua (Ver tabla 4) (Huerta, 2004).

**Tabla 4:** Módulo de elasticidad y peso específico de la piedra (Huerta, 2004).

| Material        | E (kN/mm <sup>2</sup> ) | y (kN/m <sup>3</sup> ) |
|-----------------|-------------------------|------------------------|
| Tiza            | 2-10                    | 140                    |
| Caliza          | 5-30                    | 210                    |
| Caliza compacta | 30 -60                  | 236                    |
| Esquistos       | 7 -50                   | 222                    |
| Granito         | 15-70                   | 285                    |
| Cuarcita        | 25-80                   | 306                    |

Otra propiedad fundamental de las piedras es su elevado coeficiente de rozamiento, lo que garantiza una mayor durabilidad y resistencia en la unión pieza - mortero. En los puentes de fábrica se suele utilizar un ángulo de fricción de 27°, valor que incluye un cierto coeficiente de seguridad (Ver tabla 5) (Huerta, 2004).

**Tabla 5:** Ángulo de rozamiento y coeficiente de rozamiento de las piedras (Huerta, 2004).

| Fuente   | Material                   | $\Phi$ | $\tan(\Phi)$ |
|----------|----------------------------|--------|--------------|
| Rondelet | Piedra Caliza Grano Fino   | 30     | 0.58         |
| Boistard | Piedra Caliza Super Picada | 38     | 0.78         |
| Regnier  | Madera sobre Piedra        | 30     | 0.58         |
| Perronet | Piedra (sin especificar)   | 39     | 0.81         |
| Rennie   | Granito                    | 33     | 0.65         |

En cuanto a su forma y tamaño las piedras se pueden clasificar en dos grandes grupos:

- Sillares: cuando la piedra está bien labrada y es cuadrada. Generalmente es la más resistente y se emplea en los elementos estructurales que reciben más cargas (pilas y estribos).
- Mampuestos: cuando la piedra está sin labrar o prácticamente sin labrar. Generalmente su resistencia es mucho menor y se emplea en elementos donde los esfuerzos son bajos.

### 3.4.2.2 El Mortero

El mortero es el elemento aglomerante que se coloca entre las piedras o ladrillos para transmitir las solicitaciones entre ellos, proporcionar un mejor asiento a las piezas y dar cohesión a la fábrica (Huerta, 2004). Inicialmente se utilizaban morteros de arcilla, de yeso, de cal (mezcla de cal apagada, arena y agua), hidráulicos (polvo de puzolana y cerámica machacada) y finalmente de cemento Portland.

La resistencia de los morteros tradicionales es muy difícil de precisar, los primeros ensayos sobre el material se realizan a inicios del siglo XIX y muestran resistencias a la compresión muy inferiores a la de las piedras. La resistencia a tensión es aún menor, con valores entre 0.1 y 1 N/mm<sup>2</sup> (aproximadamente 1/20 de la resistencia a compresión) (Ver tabla 6). El módulo de elasticidad es muy variable y depende del material con el que se elabore el mortero.

**Tabla 6:** Resistencia a compresión de los morteros utilizados en el siglo XIX (Fernández, 1990).

| Fuente   | Mortero                                | $f'_c$<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) |
|----------|--|---------------------------------|
| Rondelet | Mortero normal o batido                | 30-65                           |
| Vicat    | Mortero de cal grasa y arena ordinaria | 20-25                           |
| Vicat    | Mortero de cal hidráulica              | 75                              |
| Tourtay  | Mortero de cal                         | 20                              |
| Tourtay  | Mortero de cemento                     | 75                              |

La adherencia en el mortero debe ser suficientemente alta para asegurar la cohesión entre las piezas. La adherencia entre el mortero de cal y la piedra oscila entre 0.07 y 0.2 N/mm<sup>2</sup> y entre el mortero de yeso y el ladrillo puede alcanzar 1 N/mm<sup>2</sup> (Huerta, 2004).

### 3.4.2.3 La Mampostería

La mampostería es un material compuesto por piezas (piedras o ladrillos) unidas con mortero, cuyas características y propiedades mecánicas dependen de sus componentes y de la interacción entre ellos. Presenta un comportamiento anisótropo debido a los planos de falla que marcan la unión entre las piezas y el mortero.

La resistencia a compresión de la fábrica depende de la resistencia de cada uno de sus componentes y se considera un valor intermedio entre la resistencia a compresión de las piezas y el mortero. Esta se puede clasificar en función de la ubicación de las cargas actuantes.

- Compresión para cargas centradas: dado que el módulo de elasticidad del mortero es mucho menor que el de la piedra, el mortero presenta una tendencia a expandirse, lo que genera tensiones laterales en las piezas y compresiones en el mortero (Fernández, 1990). Estos esfuerzos provocan agrietamientos y pérdida de material en los bordes de las piedras.

- Compresión para cargas excéntricas: las cargas excéntricas generan esfuerzos de flexión que provocan una curvatura en la fábrica que se concentra en la junta de mortero, por lo que la rotura se produce por agotamiento del material.

Los primeros ensayos en probetas de fábrica fueron realizados alrededor del año 1800 y permitieron establecer valores admisibles para el diseño a compresión de la mampostería. Los primeros ingenieros consideraron que la resistencia de la fábrica debía considerarse aproximadamente 1/10 de la resistencia a compresión de la piedra. En 1907 Engesser propone una ecuación para determinar la resistencia a compresión de la fábrica a partir de la resistencia a compresión de sus elementos (Ver ecuación 2).

$$\sigma_f = \frac{1}{3}\sigma_p + \frac{2}{3}\sigma_m \text{ (Ecuación 2) (Huerta, 2004)}$$

Dónde:

$\sigma_f$ : resistencia a compresión de la fábrica (este valor se afectaría por un coeficiente de seguridad de 4 o 8).

$\sigma_p$ : resistencia a compresión de la piedra.

$\sigma_m$ : resistencia a compresión del mortero.

Los ensayos más utilizados para obtener la resistencia a compresión de la mampostería son el del prisma con elementos apilados y el de RILEM, a través del cual se obtienen resultados confiables, pero requiere una gran cantidad de tiempo y recursos.

#### **3.4.2.3.1 Resistencia a tensión de la mampostería**

La resistencia a tensión de la fábrica depende de la resistencia a tensión de sus materiales constituyentes (piedra y mortero) y de la adherencia entre ellos. En general el fallo se produce en la interface pieza-mortero y los valores de resistencia oscilan entre 1 y 5 kg/cm<sup>2</sup>, por lo que no se tienen en cuenta en el análisis estructural (Huerta, 2004).

#### **3.4.2.3.2 Resistencia a cortante de la mampostería**

La resistencia a cortante de la mampostería depende del esfuerzo de compresión, de la resistencia al corte del mortero y del ángulo de rozamiento de la piedra (Ver ecuación 3).

$$\tau = \sigma_0 + t_{ang}\phi \text{ (Ecuación 3) (Criterio de rozamiento seco de Coulomb) (Huerta, 2004)}$$

Dónde:

$\tau$ : resistencia a cortante.

$\sigma_0$ : resistencia a cortante para cohesión cero.

$\phi$ : ángulo de rozamiento de la piedra.

En los morteros tradicionales el valor de cohesión es muy bajo y suele despreciarse, por tanto lo que evita el fallo por cortante o deslizamiento de la junta es su coeficiente de fricción (Huerta, 2004). Los elevados valores de rozamiento en las piedras evitan que se produzca este tipo de fallo.

### 3.4.2.3.3 Módulo de elasticidad

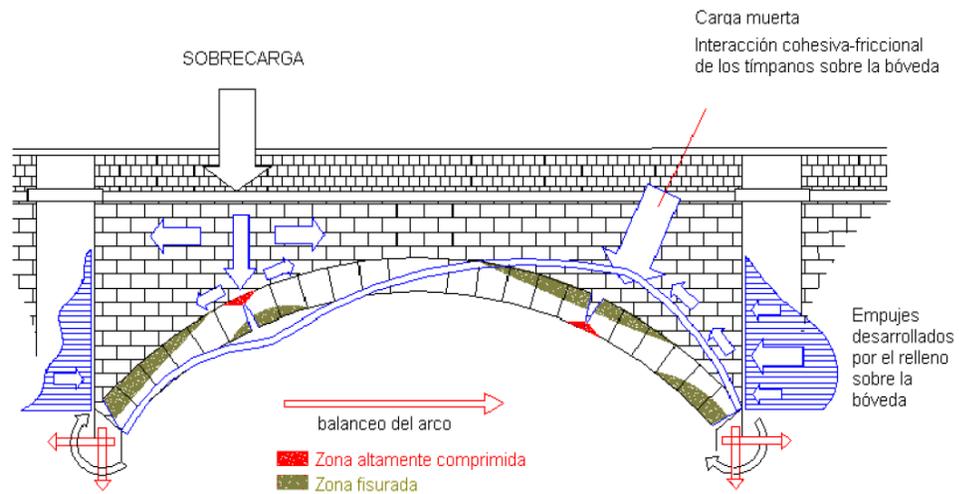
La mampostería es un material heterogéneo con diferentes propiedades en todas sus direcciones, por lo que resulta muy complejo determinar su módulo de elasticidad, sin embargo, cuando se ensayan estructuras es posible medir deformaciones y relacionarlas con las cargas. En 1985 ingenieros austríacos obtuvieron módulos de elasticidad en bóvedas de 23 m de longitud y 4.6 m de altura. Para ello obtuvieron las deformaciones en la clave del arco a medida que aplicaban la carga (Ver tabla 7).

**Tabla 7:** Módulo de elasticidad de la fábrica en kN/mm<sup>2</sup> (Huerta, 2004).

| Tipo                       | Bóveda | Materiales de la Bóveda |
|----------------------------|--------|-------------------------|
| Bóveda de piedra ordinaria | 6.04   | 13.7 - 27.1             |
| Bóveda de ladrillo         | 2.78   | 4.5 - 16.2              |
| Bóveda de hormigón en masa | 24.60  | -                       |

### 3.4.3 Distribución de cargas en puentes de arco mampostería

Los puentes de arco mampostería tienen un comportamiento estructural muy complejo, en el que hay que tener en cuenta la interacción entre sus materiales y las cargas aplicadas. Estas estructuras son capaces de resistir la acción de su peso propio, de una carga muerta adicional y de una sobrecarga puntual (carga vehicular) aplicada a 1/3 o 1/5 de la luz. La carga permanente (peso propio y carga muerta) actúa directamente sobre la estructura del arco, generando grandes esfuerzos a compresión y las cargas puntuales se transmiten desde la superficie de rodadura hasta la bóveda a través del material de relleno, el que se encarga de distribuir las sobre el trasdós del arco (Ver figura 47).



**Figura 47:** Comportamiento resistente de un puente de arco mampostería (Ibañez, 2002).

Básicamente el comportamiento resistente de los puentes de arco mampostería se debe a su forma, la que permite transformar todos los esfuerzos presentes sobre la bóveda en esfuerzos de compresión simple. Las cargas concentradas generadas por tránsito vehicular tienden a producir esfuerzos de flexión que mueven bruscamente la línea de empujes hacia el intradós, lo que provoca ciertas tensiones en el material que este es incapaz de resistir (Ibañez, 2002). Este fenómeno se manifiesta con agrietamientos en los riñones del arco.

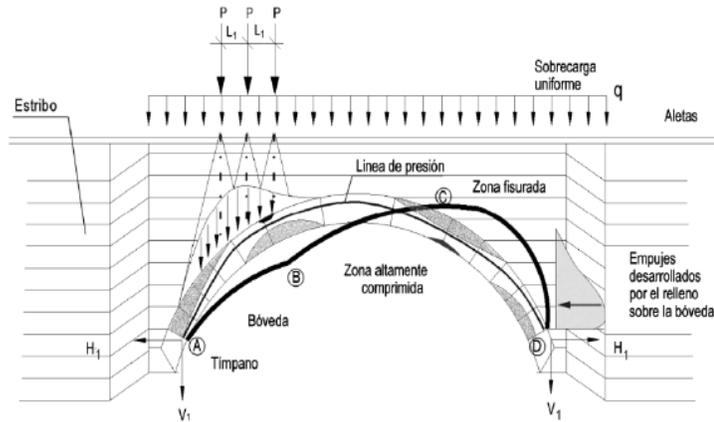
El efecto de la sobrecarga puntual se reduce considerablemente si el relleno cumple su función de distribuir las cargas sobre la bóveda. Por otra parte, los empujes del relleno son cargas permanentes que actúan de manera constante sobre las bóvedas y los tímpanos. Estos tienden a contrarrestar el efecto de las cargas excéntricas sobre los arcos y a estabilizar la estructura, sin embargo, en situaciones próximas al colapso los empujes del terreno pueden provocar grandes deformaciones y agrietamientos entre la bóveda y los tímpanos.

Finalmente, cuando las cargas llegan a los arcos estos se encargan de transmitir las hacia las pilas y luego hacia la cimentación. Estos elementos deben resistir una componente horizontal, una vertical y un momento flector generado por el doble empotramiento en la base de las bóvedas (Ibañez, 2002).

Esta condición se puede ver afectada por varios factores (ausencia del relleno cementado, descenso en la clave de los arcos y formación de articulaciones plásticas en los arranques),

por lo que su estudio es de vital importancia para comprender el comportamiento resistente de los puentes de arco mampostería.

En la figura 72 se muestra la distribución de cargas sobre los arcos en puentes de mampostería y como estas se transmiten hacia las pilas y las cimentaciones (Ver figura 48).



**Figura 48:** Distribución de cargas en un puente de arco mampostería (Ibañez, 2002).

### 3.4.4 Formas de colapso en un puente de arco de mampostería

El fallo en los puentes de arco mampostería se produce fundamentalmente por la formación de articulaciones plásticas en las bóvedas (estado de equilibrio) o por agotamiento y durabilidad del material. La probabilidad de ocurrencia de estos modos de fallo depende de la tipología y las características del puente.

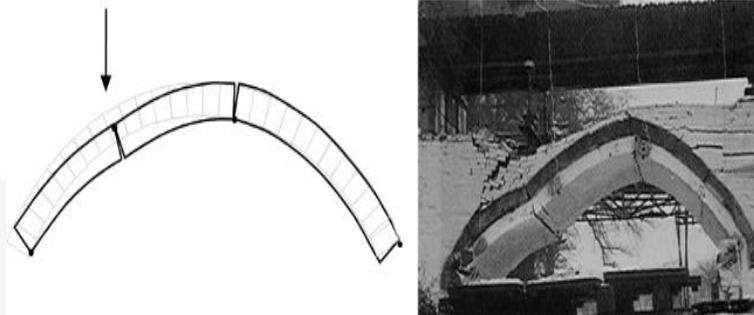
#### 3.4.4.1 Estado límite de equilibrio

Sobrepasar el estado límite de equilibrio supone el colapso de la estructura o parte de ella, debido a la formación de mecanismos cinemáticos o a la ocurrencia de giros o deslizamientos en elementos estructurales.

##### 3.4.4.1.1 Fallo por formación de un mecanismo monoarco

El fallo por formación de un mecanismo monoarco se produce cuando una estructura hiperestática de tercer orden (arco biempotrado) se transforma en un mecanismo por la formación de cuatro articulaciones plásticas. Este modo de fallo puede ocurrir cuando una

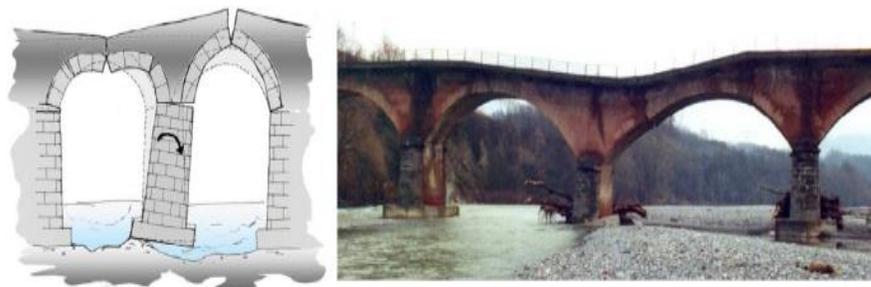
carga puntual (carga vehicular) actúa aproximadamente a  $\frac{1}{4}$  de la luz del arco o cuando se produce un asentamiento excesivo en la cimentación (Ver figura 49).



**Figura 49:** Fallo por formación de mecanismo monoarco. Colapso del puente de Prestwood (Niño, 2007).

### 3.4.4.1.2 Fallo por formación de un mecanismo multiarco por giro de pila

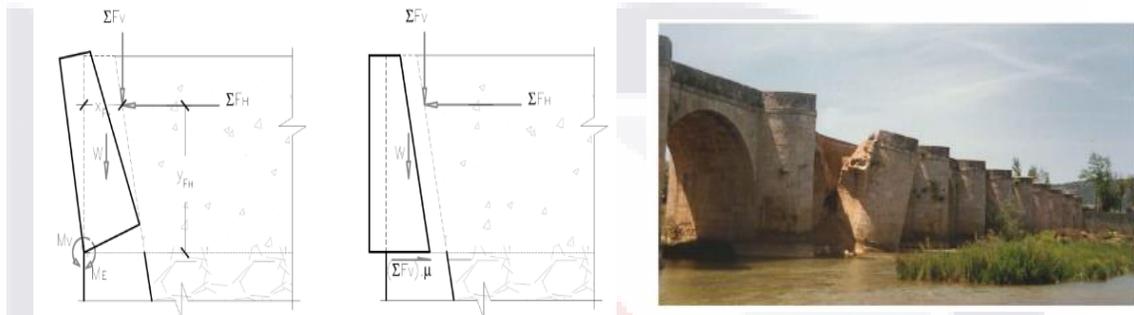
El fallo por formación de un mecanismo multiarco se produce en puentes con pilas relativamente esbeltas. La ruptura se inicia al colocar una carga en la clave del arco, cuya componente horizontal que no puede ser resistida por el peso propio de la pila e inmediatamente se produce un giro en la misma. Este giro genera esfuerzos de tensión sobre la estructura que se manifiestan con la formación de siete articulaciones plásticas (tres en cada arco y una en la pila) (Ver figura 50). Si el puente cuenta con más de dos vanos, el mecanismo involucrará como máximo tres bóvedas.



**Figura 50:** Modelo de fallo por formación de un mecanismo multiarco por giro de pilas. Caso real del puente Vignole (Niño, 2007).

### 3.4.4.1.3 Fallo por vuelco y deslizamiento

El fallo por vuelco y deslizamiento se produce fundamentalmente en elementos verticales (pilas, estribos y tímpanos) cuando las componentes horizontales son superiores a las fuerzas de rozamiento o cuando los momentos desestabilizantes son excesivamente grandes (Ver figura 51) (Niño, 2007).



**Figura 51:** a) Mecanismo de fallo por giro y deslizamiento de un tímpano (Niño, 2007) y b) Fallo por vuelco del puente sobre el río Pisuerga en Cordovilla la Real (Niño, 2007).

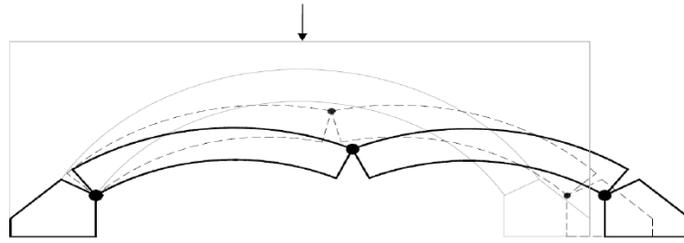
### 3.4.4.1.4 Fallo por pandeo global y local

El pandeo global se produce en pilas con esbeltez considerable ( $h_p/b_p > 10$ ) y el local generalmente ocurre en elementos con sección compuesta (pilas o muros con rellenos de baja calidad).

### 3.4.4.1.5 Fallo por snap-through o pérdida de forma

El mecanismo de fallo snap-through se produce por un cambio de forma en los arcos y está directamente relacionado con el rebajamiento y la rigidez de las bóvedas.

El colapso por pérdida de forma se inicia en puentes sometidos a esfuerzos de compresión elevados, lo que genera un desplazamiento horizontal en los estribos. Esto provoca aparentemente el fallo de la estructura por formación de articulaciones plásticas, pero en lugar de aparecer la última rótula, se origina un violento cambio en la geometría del arco, que provoca el colapso aún sin la formación completa del mecanismo (Ver figura 52).



**Figura 52:** Fallo por snap-through o pérdida de forma (Martín-Caro Álamo, 2001).

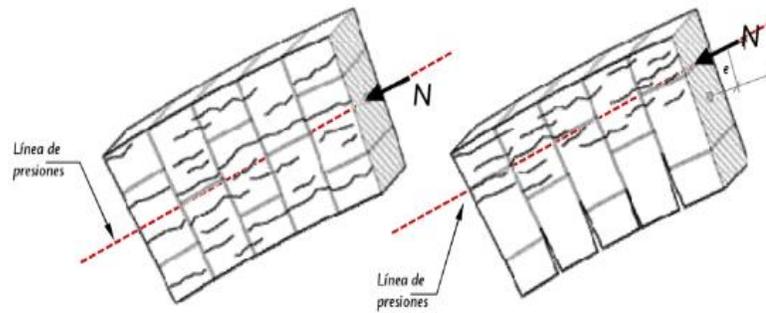
### 3.4.4.2 Fallo por agotamiento del material

El fallo por agotamiento del material se asocia fundamentalmente a la formación de grietas y a la ocurrencia de desprendimientos, este no implica necesariamente el colapso de la estructura.

#### 3.4.4.2.1 Fallo por aplastamiento (compresión excesiva y pérdida de material)

El fallo por aplastamiento se produce cuando el esfuerzo normal máximo generado por las cargas externas alcanza la resistencia a compresión simple de la fábrica (Niño, 2007). Ocurre fundamentalmente en bóvedas rebajadas y esbeltas que soportan grandes alturas de relleno. Se produce fundamentalmente por la pérdida de mortero en las juntas, las sobrecargas vehiculares o los fallos en las cimentaciones.

En muchos de los casos la fuerza de compresión se ubica con cierta excentricidad respecto al eje de la sección, por lo que el fallo en la estructura puede ocurrir por compresión simple o por flexo-compresión (Ver figura 53).



**Figura 53:** Fallo a compresión simple y a flexo-compresión de una bóveda de fábrica (Niño, 2007).

### 3.4.4.2 Fallo por separación de roscas

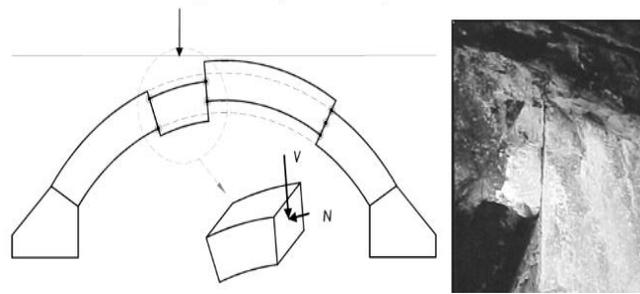
El fallo por separación de roscas se produce cuando los esfuerzos tangenciales son mayores que la resistencia de la interface pieza-mortero. Generalmente ocurre por falta de adherencia entre los elementos de la mampostería y acelera notablemente el colapso de la estructura. Se presenta de manera combinada con el fallo por estabilidad de la bóveda (formación de rótulas plásticas) (Ver figura 54).



**Figura 54:** Fallo iniciado por la separación entre las roscas de la bóveda y seguido por la formación de un mecanismo monoarco (Niño, 2007).

### 3.4.4.2.3 Fallo por deslizamiento

El fallo por deslizamiento se produce cuando las sollicitaciones de cortante son significativamente mayores que las de compresión, lo genera un movimiento excesivo entre las piezas y el mortero (Niño, 2007). La rotura en los elementos se inicia con la formación de fisuras escalonadas sobre las juntas horizontales y verticales de la fábrica. En los puentes de arco mampostería el fallo por deslizamiento ocurre debido a sobrecargas puntuales, a pérdida de juntas o a deterioros excesivos en las piezas (Ver figura 55).



**Figura 55:** Fallo por deslizamiento de las dovelas en las bóvedas del puente Orio (Niño, 2007).

#### **3.4.4.2.4 Fallo por separación de hojas o rasante vertical**

El fallo por separación de hojas se produce en muros con diferentes rigideces afectados por infiltraciones de agua (Niño, 2007). La interfaz relleno-tímpano en los puentes de arco mampostería es muy susceptible a este fenómeno, debido a los empujes del relleno y a la transmisión de cargas verticales entre el tímpano y la bóveda.

#### **3.4.4.2.5 Fallo por durabilidad de los materiales**

El fallo por durabilidad de los materiales depende de ciertos parámetros físicos, químicos y mecánicos, así como de sus valores admisibles. Este se manifiesta fundamentalmente por una disminución en la rigidez de los rellenos y el lavado de las juntas.

#### **3.4.5 Estrategias para el análisis de puentes de arco mampostería**

El análisis y comprobación de puentes de arco mampostería puede realizarse con diferentes niveles de complejidad (básico, intermedio y superior), los que dependerán fundamentalmente de los modelos involucrados y de los resultados esperados:

- Nivel básico: corresponde al análisis de equilibrio, el que permite obtener soluciones rápidas y fáciles. Su principal desventaja es la precisión en los resultados.
- Nivel intermedio: considera las propiedades de los materiales, las relaciones de equilibrio, las de compatibilidad y las de contorno, de forma simplificada y conservadora.

- Nivel superior: considera geometrías complejas y requiere mucha información sobre el objeto de estudio. Ofrece soluciones muy completas que tienen en cuenta las ecuaciones de equilibrio, de compatibilidad y de contorno, además de las propiedades de los materiales y sus principales criterios de fallo (Niño, 2007).

### 3.4.5.1 Método MEXE (Military Engineering Experimental Establishment)

El método MEXE fue propuesto de manera empírica por el ingeniero Pippard y modificado por la Military Engineering Experimental Establishment, entre los años 1950 y 1960. Este método permite evaluar la seguridad en los puentes de arco mampostería teniendo en cuenta el espesor y la luz del arco, la flecha, los materiales, las propiedades del mortero y el espesor del relleno. Solo es aplicable en puentes monoarco con luces menores de 18 m, que no presenten arcos rebajados ni deformados. Su uso es relativamente fácil y rápido, aunque genera gran incertidumbre con respecto a las cargas, los mecanismos resistentes y la geometría de la estructura (Ver figura 56).

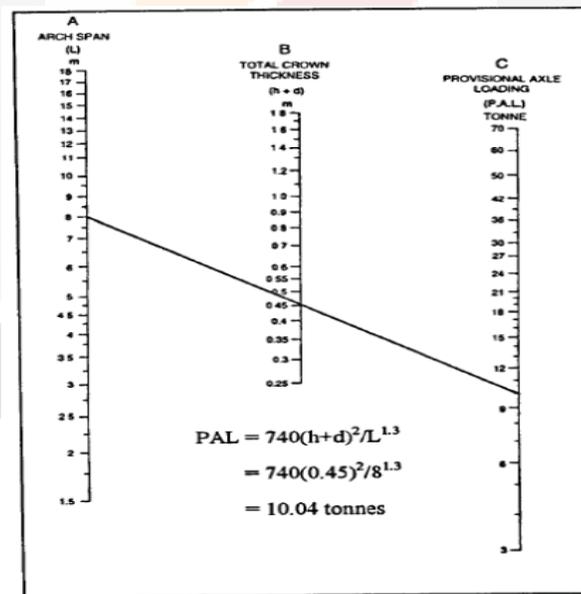


Figura 56: Nomograma del método MEXE (Ramos Casquero, 2015).

### 3.4.5.2 Método de análisis límite de Heyman

Heyman en 1966, 1980 y 1982 desarrolló el análisis plástico y lo aplicó a estructuras de mampostería para evaluar su nivel de seguridad. El investigador consideró que el momento plástico en un arco de fábrica se produciría cuando la línea de presiones pasara por los contornos del elemento (intradós y extradós) y que el fallo de la estructura ocurriría por la formación de un mecanismo de colapso cinemático (formación de articulaciones plásticas) (Ramos Casquero, 2015).

Al estudiar el mecanismo de colapso de los arcos planteó que no era necesario conocer la posición exacta de la línea de empuje, que bastaba con poder dibujar una línea de empuje dentro de un arco para que este fuera estable (Huerta, 2005) y propone un factor de seguridad para garantizar esta condición. Este se obtiene de comparar la geometría real de la bóveda, con la de un arco límite cuyo espesor sería el mínimo para soportar las cargas externas (Ver tabla 8).

**Tabla 8:** Espesores límites de arcos circulares en función de la flecha y del ángulo de apertura (Huerta, 2004).

| $\alpha$ (°)         | 90      | 67      | 53      | 36      | 28      | 2       |
|----------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Relación flecha/luz  | 1/2     | 1/3     | 1/4     | 1/6     | 1/8     | 0       |
| Relación espesor/luz | 0.05556 | 0.01818 | 0.02500 | 0.00172 | 0.00059 | 0.00025 |

### 3.4.5.3 Método de los Elementos Finitos (MEF)

El Método de los Elementos Finitos es un método numérico que se basa en la teoría de la elasticidad y de los teoremas energéticos. El mismo divide una estructura en un número finito de elementos, que se encuentran interconectados en varios puntos denominados nodos (Delgado Bueno, 2008). El comportamiento de los nodos se distribuye de forma aproximada por toda la estructura y su confiabilidad depende de las propiedades definidas en el modelo y de las mallas utilizadas.

Los softwares utilizan el Método de Elemento Finitos, transforman un cuerpo de naturaleza continua en un modelo discreto aproximado (discretización del modelo), luego utilizan funciones de interpolación para agrupar los parámetros conocidos en cada uno de los nodos y finalmente usan estos parámetros para solucionar el modelo numérico aproximado. El

pre-proceso, el cálculo y el post-proceso son las tres etapas básicas por las que transita el análisis de una estructura utilizando un software de elementos finitos:

Etapas uno o pre-proceso: consiste en definir las características físico-mecánicas de las diferentes regiones del dominio: geometría, propiedades de los materiales, condiciones de contorno y mallado.

Etapas dos o cálculo: consiste en solucionar el sistema de ecuaciones que se generan al concluir el pre-proceso, empleando los métodos de solución de ecuaciones algebraicas lineales. Inicia resolviendo el sistema de ecuaciones formado por la matriz rigidez de la estructura y por el vector de cargas.

Etapas tres o post-proceso: análisis de los resultados numéricos obtenidos al finalizar la etapa de cálculo (interpolación y determinación de errores de aproximación, aplicación de operaciones de suavizado y determinación de magnitudes derivadas de los valores obtenidos para los nodos).

El análisis de puentes de arco mampostería utilizando el método de elementos finitos puede resultar extremadamente versátil y permitir cualquier tipo de modificación en la geometría. Además de estimar los posibles modos de fallo, las zonas más esforzadas y las deformaciones para determinado valor de carga.

#### **3.4.5.4 Método del Elemento Discreto**

El Método del Elemento Discreto permite analizar el comportamiento mecánico de un elemento continuo considerando en su interior un conjunto de partículas que interaccionan entre sí a través de puntos de contacto (Iturrioz et al., 1996). Es un método numérico capaz de reproducir los desplazamientos (incluso la separación de los elementos) y rotaciones de un elemento. Su base matemática es similar a la del Método de Elementos Finitos (a través del cual determina el valor de los esfuerzos), pero tiene la capacidad de predecir el comportamiento cinemático de las interacciones en el modelo (Ver figura 83) (Ramos Casquero, 2015).

Inicialmente fue propuesto por Cundall (1971) para el estudio de macizos rocosos y suelos, al considerar únicamente partículas circulares (en dos dimensiones cilindros y en tres dimensiones esferas). En el año 1992 fue utilizado por el investigador Hocking en el estudio de puentes de arco mampostería, seguido por Lemos en 1996 y por Thavalingam en 2001.

La principal desventaja del método es la ausencia de sistemas y softwares que lo utilicen como herramienta de cálculo, por lo que hay elaborar modelos personalizados y esto dificulta notablemente su uso.

### 3.4.5.5 Método del Elemento Aplicado (MEA)

El Método del Elemento Aplicado permite analizar el colapso de una estructura desde su etapa elástica hasta su fallo definitivo, considerando inicio y propagación de grietas, rotura por esfuerzo, separación de elementos y colisión con el suelo o estructuras adyacentes (Karbassi & Nolle, 2008). El método se basa en dividir la estructura en elementos virtuales conectados con resortes no lineales que representan los esfuerzos, las deformaciones y los desplazamientos del material. El contacto entre los elementos se establece a través de tres resortes de superficie (uno representa las deformaciones normales y dos las tangenciales) que permiten la separación entre las partes y el seguimiento de su comportamiento estructural después de la separación (Ver figura 57) (Gohel et al., 2013). El contacto se produce de manera automática y puede ser de borde a borde, de esquina a cara y de esquina a tierra.

- Borde a borde: dos elementos entran en contacto en sus bordes.
- Esquina a cara: la esquina de un elemento se conecta con la cara de uno o más elementos de manera simultánea.
- De esquina a tierra: la esquina de un elemento está en contacto con el suelo.

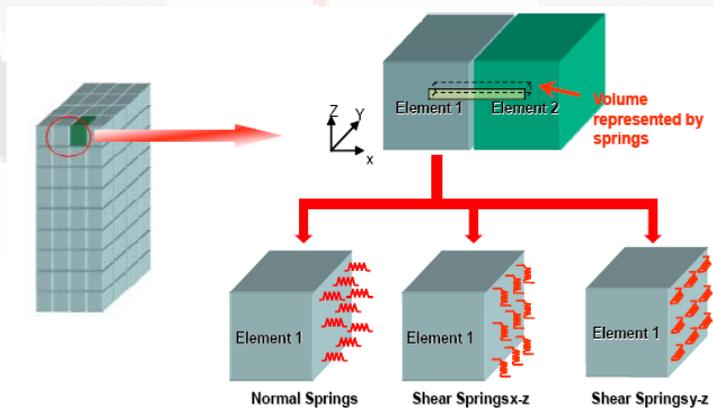


Figura 57: Conexión entre elementos utilizando MEA (Tagel-Din, 2008).

El Método del Elemento Aplicado ha sido utilizado en varias ocasiones para analizar el colapso progresivo de puentes vehiculares. En el año 2010 los investigadores Hartanto Wibowo, Silvena S. Reshotkina y David T. Lau estudiaron el comportamiento sísmico de puentes de concreto utilizando el Método del Elemento Aplicado, en 2013 Salem, H.M. y Helmy, H.M. analizaron el colapso del puente sobre el río Mississippi en Minneapolis, Minnesota y en 2014 los investigadores Hamed Salem, Suzan Mohssen, Kenji Kosa y Akira Hosoda, estudiaron el colapso progresivo del puente Utatsu Ohashi, luego de haber sido arrastrado por el tsunami de Tohoku.

### **3.4.6 Causas de las principales patologías en puentes de arco mampostería**

Los puentes patrimoniales de arco mampostería han tenido que resistir el efecto del intemperismo, la acción prolongada de sobrecargas vehiculares y el efecto de intervenciones inadecuadas a lo largo de toda su vida útil. Esto ha provocado que muchas estructuras hayan colapsado y perdido su valor de uso. Las principales patologías que afectan a los puentes patrimoniales con bóvedas de fábrica son causadas por la socavación, los asentamientos del terreno, la crecida de los ríos, los sismos, la vegetación excesiva y la degradación de los materiales.

#### **3.4.6.1 Socavación**

La socavación es una de las patologías más frecuentes en los puentes de arco mampostería, esta se produce por filtración en la base de las pilas y los estribos, lo que provoca erosión por arrastre, pérdida de material en la cimentación y asentamientos diferenciales.

Estos hundimientos diferenciales provocan giros en los apoyos del puente, lo que genera esfuerzos de tensión, agrietamientos y formación de articulaciones plásticas.

#### **3.4.6.2 Crecidas en los ríos**

Las crecidas de los ríos en puentes de bóveda de fábrica generalmente provocan fracturas en el intradós de los arcos (impacto con piedras o ramas arrastradas por la

corriente), pérdidas o desplomes en los tímpanos por la presión hidrodinámica o desprendimiento de materiales y elementos de la estructura del puente (Ver figura 58).



**Figura 58:** Puente sobre el río Juanambú, arrastrado en 1898 por una crecida en el cauce (Galindo Díaz & Paredes López, 2011).

### 3.4.6.3 Exceso de Vegetación

El intemperismo, la crecida de los ríos, las obstrucciones en el sistema de drenaje y la falta de mantenimiento, son las causas principales del crecimiento de vegetación en los puentes patrimoniales. La presencia excesiva de vegetación provoca agrietamientos en las piezas de mampostería, pérdida de juntas en los elementos, oquedades en la superficie de las piedras y aumento en la densidad del relleno (Ver figura 59) (Galindo Díaz & Paredes López, 2011).



**Figura 59:** Presencia de vegetación sobre el puente Quilcacé en la zona de Alta Cauca, Colombia (Galindo Díaz & Paredes López, 2011).

#### 3.4.6.4 Asentamiento diferencial de las pilas y los estribos

El giro de las pilas y los estribos se produce fundamentalmente por asentamientos diferenciales en el terreno, debido a la erosión en el material por efectos de socavación o a fallas en las cimentaciones. Este fenómeno se manifiesta con grandes agrietamientos que se extienden desde la base de las pilas hasta el intradós de la bóveda (Ver figura 60).



**Figura 60:** Fisuras en la base de las pilas del puente sobre el río Güengüé, en la vía entre Miranda y Corinto (Cauca, Colombia) (Galindo Díaz & Paredes López, 2011).

#### 3.4.6.5 Deficiencias en el drenaje y mala impermeabilización de la superficie de rodamiento

El sistema de drenaje y la impermeabilización de la superficie de rodamiento, son elementos fundamentales para garantizar un adecuado funcionamiento estructural de los puentes de arco mampostería. Si alguno de ellos falla, el agua se filtra hacia el material de relleno y lo arrastra, lo que genera vacíos que afectan considerablemente la capacidad de carga y aumentan los empujes laterales sobre los tímpanos.

#### 3.4.6.6 Cargas excesivas e irregulares

Las cargas en los puentes patrimoniales de arco mampostería se han incrementado considerablemente en las últimas décadas, lo que ha ocasionado un aumento de los esfuerzos de tensión y de las vibraciones. Esto ha provocado agrietamientos excesivos, formación de articulaciones plásticas, agotamiento del material, disminución de la capacidad de carga y colapso de elementos estructurales (Ver figura 61).



**Figura 61:** Vehículos pesados transitando sobre el puente de San Ignacio (Soto Zamora, 2017).

### 3.5 Calibración del Modelo Numérico

El proceso de calibración para el análisis de estructuras, es fundamental si se desea obtener un alto grado de confiabilidad en los resultados obtenidos de un modelo numérico. “De esta manera, todo el proceso que involucra la calibración está justificado en el hecho de que las estructuras están sometidas a múltiples tipos y escenarios de carga, sobre los que se debe tener una cierta seguridad en el grado de correspondencia entre el comportamiento real y el simulado” (Calderón & Muñoz, 2009). Esta equivalencia se logra al reproducir en un modelo matemático todas las características de un modelo real donde se estudie el comportamiento de una estructura similar a las que se quiere analizar mediante la modelación numérica, esto con el objetivo de comparar los resultados obtenidos en ambos ensayos y poder optimizar la eficiencia del modelo en cuanto a la predicción de esfuerzos y deformaciones, por lo que en la presente investigación se tomaron como referencia los resultados experimentales obtenidos por el Ingeniero Rodríguez Castiblanque y el doctor Pere Roca para validar el comportamiento de varios puentes de arco mampostería representados en el software Abaqus/CAE.

#### 3.5.1 Descripción de la Campaña Experimental

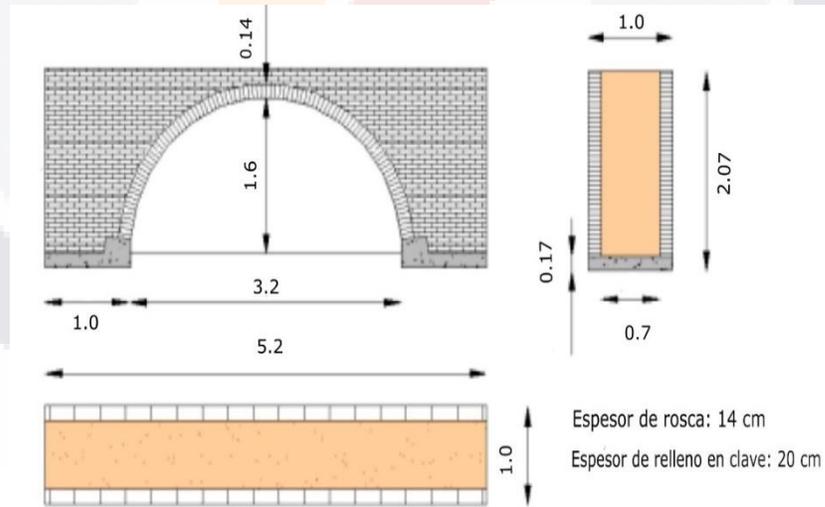
En el año 2002 el investigador Pere Roca Fabregat comenzó a estudiar el mecanismo de colapso de puentes de arco de fábrica sometidos a diferentes solicitaciones. Como parte de su campaña analizó el comportamiento de un puente de un solo arco apoyado sobre

una losa de concreto de 17 cm de espesor. Los resultados obtenidos durante este ensayo fueron utilizados en la presente investigación para validar los modelos numéricos.

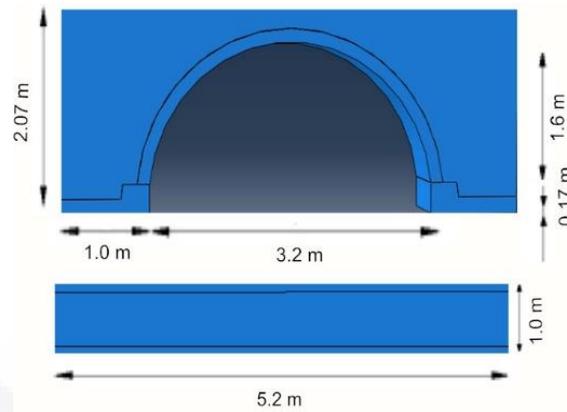
Las características geométricas de la estructura fueron especificadas en la tesis de Castiblanque y se utilizaron como referencia para construir el modelo en el software Abaqus/CAE. A continuación, se presenta un listado con las principales dimensiones del puente:

Principales dimensiones de la estructura (Ver figuras 62 y 63):

- Longitud total del puente: 5.2 m
- Luz Libre del arco: 3.2 m
- Flecha del arco: 1.6 m
- Espesor de la rosca del arco: 0.14 m
- Espesor del relleno sobre la clave del arco: 0.1 m
- Espesor del relleno en estribos: 1.85 m.
- Altura total del puente: 2.15 m.
- Ancho total del puente: 1.0 m.



**Figura 62:** Dimensiones del modelo experimental (Unidades: cm y m) (Castiblanque, 2003).



**Figura 63:** Dimensiones del modelo numérico (Imagen del Autor).

La estructura fue construida con ladrillos macizos de 13.5 x 28.5 x 4.5 cm y juntas de mortero de 12 MPa de resistencia a la compresión. Para el relleno se utilizó una arena suelta de uso común que fue compactada hasta alcanzar una densidad de aproximadamente 1880 kg/m<sup>3</sup> y para las losas de cimentación se utilizó un concreto de alta resistencia.

Las propiedades mecánicas de la mampostería se obtuvieron al ensayar ocho probetas de fábrica que se elaboraron durante la construcción del puente. Las pruebas a compresión mostraron una resistencia media de 20 MPa, mientras que las probetas ensayadas a cortante comenzaron a agrietarse para cargas entre 1 y 1.5 toneladas, lo que representa una resistencia de aproximadamente 36 MPa (Ver figura 64).



**Figura 64:** Probetas ensayadas a compresión y cortante (Castiblanque, 2003).

Como material de relleno se utilizó una arena suelta de uso común que fue compactada en cinco capas de 20 cm hasta alcanzar una densidad máxima de  $1880 \text{ kg/m}^3$ . Durante la compactación se utilizó una placa vibratoria en el centro de la estructura y pisonos manuales en las zonas cercanas a la fábrica.

Para las losas de cimentación se utilizó un concreto de 80 MPa con aditivos fluidificantes que facilitaban su colocación. Estas fueron diseñadas de forma escalonada con un espesor de 17 cm en el primer peldaño sobre el cual se apoyaba la estructura y de 18 cm en el segundo para dar soporte a las dovelas del arco.

En el modelo numérico los materiales fueron considerados deformables, homogéneos e isotrópicos con un comportamiento no lineal definido por modelos constitutivos de daño plástico. La mampostería se representó a través del criterio de Mohr - Coulomb y sus cinco parámetros básicos de entrada (densidad, coeficiente de Poisson, módulo de elasticidad, ángulo de fricción y cohesión). La densidad y el módulo de Poisson se tomaron de las normas técnicas complementarias del Distrito Federal, mientras que la resistencia a compresión, el módulo de elasticidad, el ángulo de fricción y la cohesión se obtuvieron de la tesis de Castiblanque (Ver tabla 9).

El relleno fue representado a través del modelo elasto - plástico Mohr – Coulomb y sus propiedades se tomaron de las especificaciones de la norma española para concretos. Las losas de cimentación fueron analizadas utilizando el modelo constitutivo Drucker – Prager definido por los parámetros de densidad, módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson, tensión de fluencia plástica, ángulo de fricción y ángulo de dilatación del material (Ver tabla 9). Las propiedades de las losas de cimentación se obtuvieron de las recomendaciones de Kmiecik para concretos de alta resistencia (Kmiecik & Kamiński, 2011).

**Tabla 9:** Propiedades de los materiales.

| Materiales  | Densidad<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | Módulo de Elasticidad<br>(MPa) | Coficiente de Poisson | Ángulo de fricción (°) | Cohesión<br>(MPa) | Deformación Plástica | Tensión de Fluencia Plástica<br>(MPa) |
|-------------|----------------------------------|--------------------------------|-----------------------|------------------------|-------------------|----------------------|---------------------------------------|
| Mampostería | 13                               | 7000                           | 0.2                   | 35                     | 0.4               | -                    | -                                     |
| Arena       | 18.8                             | 25                             | 0.25                  | 35                     | 20                | -                    | -                                     |
| Concreto    | 24                               | 40000                          | 0.2                   | 0                      | -                 | 0.8                  | 18                                    |

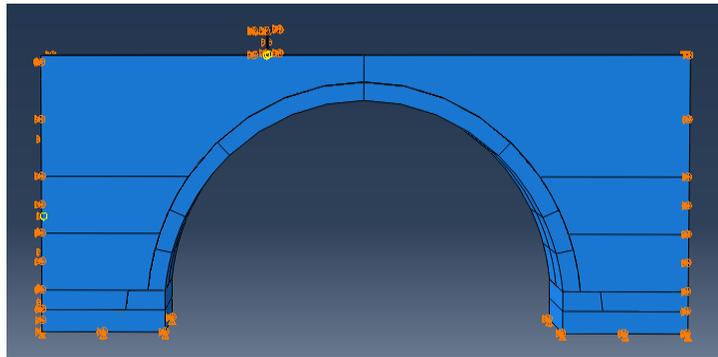
### 3.5.2 Sistema de Arriostamiento del Puente

El sistema de arriostamiento del puente fue diseñado para impedir el giro en la base de la estructura y los desplazamientos laterales generados por el material de relleno. Para ello se utilizaron dos perfiles CE 229 x 30 que se unieron a las losas de cimentación para formar un empotramiento perfecto. Para restringir el empuje del relleno se colocaron dos placas metálicas reforzadas en cada uno de los extremos del puente (Ver figura 65).



**Figura 65:** Sistema de Arriostamiento del puente (Castiblanque, 2003).

En el modelo numérico se consideraron apoyos fijos en la base de la estructura y se restringieron los desplazamientos laterales (Ver figura 66).



**Figura 66:** Restricciones en el Modelo Numérico (Imagen del Autor).

### 3.5.3 Instrumentación y prueba de carga

El puente fue instrumentado con el objetivo de determinar la capacidad de carga de la estructura, lo que permitiría describir el mecanismo de colapso de los puentes de arco mampostería sometidos a cargas concentradas. Los esfuerzos se registraron utilizando una cédula de carga con una capacidad de 60 toneladas, los desplazamientos se midieron con tres extensómetros ubicados en el punto de aplicación de carga, en el centro del arco y en el punto simétrico al punto de aplicación de carga y se utilizaron procesadores informáticos para almacenar la información registrada durante el ensayo (Castiblanque, 2003) (Ver figura 67).



**Figura 67:** Instrumentación del Modelo Experimental (Castiblanque, 2003).

Las cargas fueron aplicadas a  $\frac{1}{4}$  de la luz del arco sobre un perfil HEB 200 con valores entre 9.0 y 10.0 toneladas (Ver figura 68). En el modelo numérico se reprodujo de manera exacta el mecanismo de aplicación de cargas utilizado en el modelo experimental. El perfil HEB 200 se consideró con un comportamiento elástico definido por los parámetros de

densidad, módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson del acero, debido a que su única función era la de transmitir esfuerzos de manera uniforme sobre la estructura.

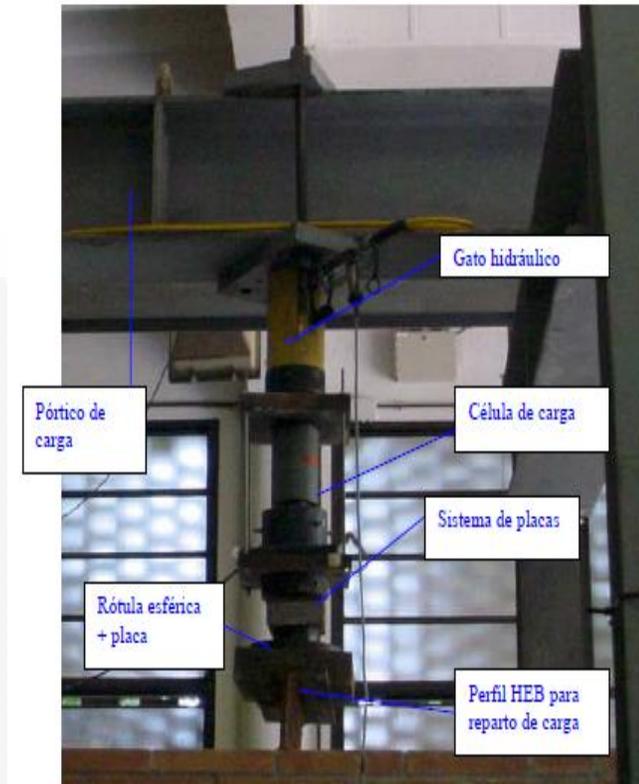


Figura 68: Sistema de Aplicación de Cargas (Castiblanque, 2003).

### 3.5.4 Interacciones y Mallado

Las interacciones en el modelo se definieron utilizando la técnica “Finite Sliding”, lo que permite determinar el número de nodos de la superficie maestra que están en contacto con la superficie esclava.

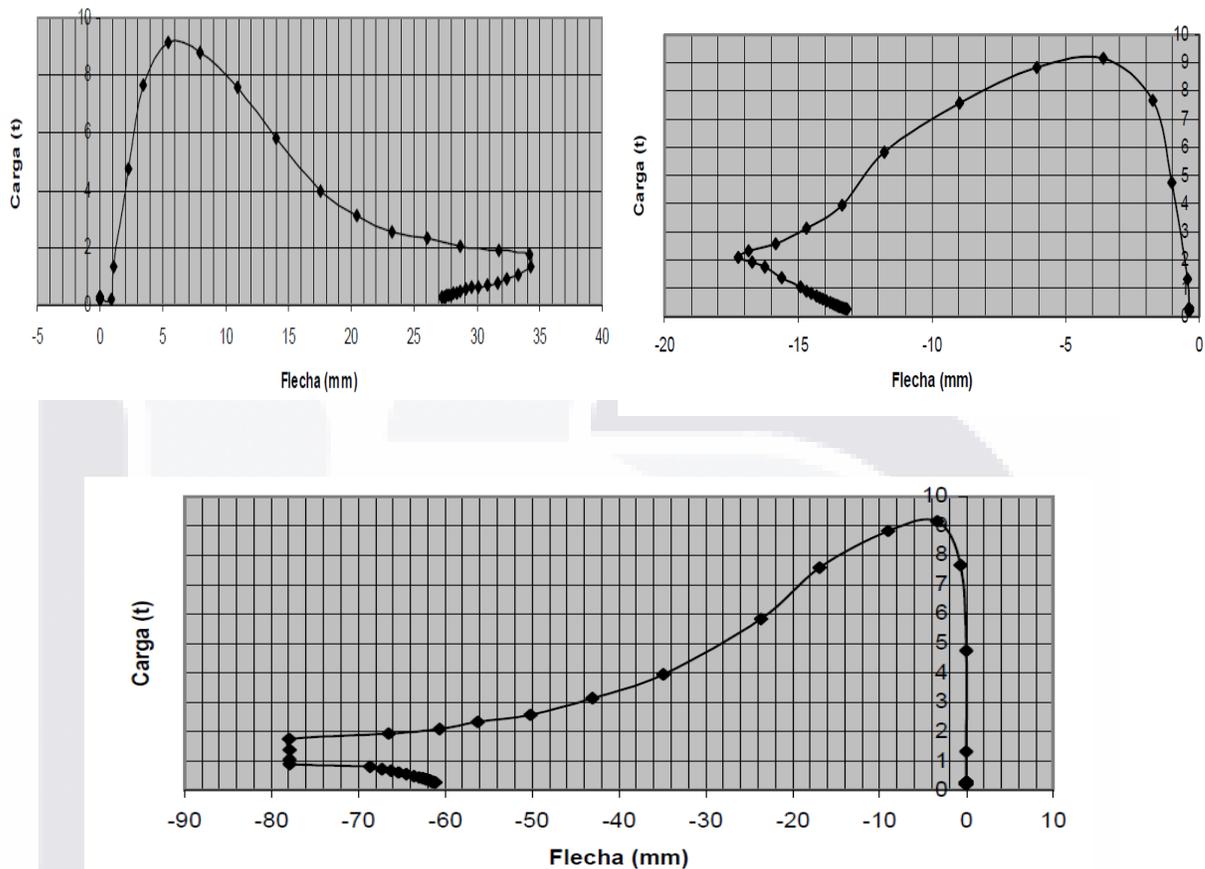
Las juntas se modelaron considerando el modo de falla a tensión y cortante de la interface ladrillo - mortero. El modo de falla a tensión se representó a través del modelo de comportamiento normal Normal Behavior donde las presiones se transmiten solo si hay contacto entre los elementos, mientras que el modo de Falla a Cortante se definió con un modelo de comportamiento tangencial Tangential Behavior, basado en el criterio de fricción isotrópica de Coulomb. Para los puentes de arco mampostería Santiago Huerta recomienda un coeficiente de fricción de 0.5 y un ángulo de fricción de 27 ° (Huerta, 2004).

Para la discretización del modelo se definió una malla estructurada formada por elementos finitos de primer orden con ocho nudos interconectados en sus extremos, definida en Abaqus/CAE con el modelo C3D8. Por otra parte, se utilizó la técnica de mallado dependiente y la misma densidad de malla para todos los elementos estructurales. La eficiencia entre las mallas se verificó a través de un análisis modal donde se pudo determinar si los elementos se encontraban perfectamente conectados y transmitían esfuerzos entre ellos.

### **3.5.5 Resultados**

Al finalizar el ensayo experimental se pudo determinar la capacidad de carga de la estructura y se verificó su mecanismo de colapso teniendo en cuenta el modo de falla descrito en la literatura para puentes de arco mampostería sometidos a cargas puntuales. De acuerdo con la información presentada por el Ingeniero Rodríguez Castiblanque y el doctor Pere Roca, no se pudo establecer una relación directa entre los niveles de daño de la estructura y el valor de las solicitaciones, debido a un fallo en el mecanismo de aplicación de cargas que llevó a la formación de cuatro rótulas plásticas que provocaron el colapso del puente. Sin embargo, los resultados obtenidos en el ensayo fueron suficientes para realizar la calibración de los modelos numéricos.

A continuación, se muestran las curvas Carga vs Desplazamientos obtenidas por Castiblanque para el punto de aplicación de carga, el centro del arco y el punto simétrico al punto de aplicación de carga (Ver figura 69).



**Figura 69:** Curvas Carga vs Desplazamiento obtenidas en el ensayo experimental a) Punto de Aplicación de Carga, b) Centro del Arco y c) Punto Simétrico al Punto de Aplicación de Carga (Castiblanque, 2003).



***CAPÍTULO IV:  
METODOLOGÍA***

## Capítulo IV: Metodología

### 4.1 Metodología de la investigación

Para evaluar la seguridad del usuario en los puentes patrimoniales de arco mampostería, se definieron tres variables independientes y una variable dependiente, las cuales se tomaron como referencia para desarrollar la metodología de la investigación. A continuación, se muestran las variables utilizadas en el procedimiento metodológico.

#### **Variables independientes:**

- Seguridad estructural.
- Seguridad vehicular.
- Seguridad peatonal.

#### **Variable dependiente**

- Seguridad del usuario.

La metodología fue dividida en seis etapas principales, comenzando por:

- La revisión de los procedimientos desarrollados por el Consejo Internacional de Monumentos y Sitios para evaluar la seguridad en los puentes patrimoniales.
- La determinación de los indicadores necesarios para estudiar la seguridad estructural, vehicular y peatonal en los puentes.
- La elaboración de una guía para evaluar la seguridad estructural en los puentes patrimoniales considerando la presencia de deterioros en sus elementos.
- La construcción y aplicación de los instrumentos necesarios para evaluar la seguridad de los usuarios en los puentes de arco de fábrica.
- La aplicación de estos instrumentos a tres puentes patrimoniales ubicados en los estados de Jalisco y Aguascalientes.
- Y finalmente, el análisis y recolección de los datos obtenidos al aplicar los instrumentos.

## 4.2 Tabla de Operacionalización de variables.

Al finalizar el planteamiento metodológico, se comenzaron a relacionar las variables dependientes con los indicadores necesarios para su evaluación. Para ello se elaboró la tabla de operacionalización de variables (Ver tabla 10).

**Tabla 10:** Tabla de Operacionalización de Variables.

| <b>Operacionalización de variables</b>  |  |                       |  |                     |
|---|--|-----------------------|--|---------------------|
| <b>Objetivo General:</b> Desarrollar una metodología multicriterio de aplicación general que permita evaluar la seguridad del usuario en puentes patrimoniales de arco mampostería. |  |                       |  |                     |
| <b>Variable</b>   | <b>Definición conceptual</b>   | <b>Dimensiones</b>    | <b>Indicadores</b>   | <b>Ítems</b>        |
| Seguridad del usuario en puentes patrimoniales  | Procedimientos enfocados en minimizar los riesgos y en ofrecer el mayor confort posible a los usuarios de un puente patrimonial. | Seguridad estructural | Capacidad de carga de la estructura.                             | 2.1, 2.2 y 2.3      |
|   |  |                       | Grado de conservación de los elementos estructurales del puente. | 3.1, 3.2, 3.3 y 3.4 |
|   |  | Seguridad vehicular   | Estado del pavimento   | 4.1, 4.2 y 4.3      |
|   |  |                       | Iluminación  | 5.1 y 5.2           |
|   |  |                       | Señalización   | 6.1 y 6.2           |
|   |  | Seguridad peatonal    | Grado de conservación de banquetas y parapetos.                  | 7.1, 7.2 y 7.3      |
|   |  |                       | Dimensiones de banquetas y parapetos.                            | 7.1, 7.2 y 7.3      |
|   |  |                       | Iluminación  | 5.1 y 5.2           |

### 4.3 Diseño del instrumento

Los instrumentos son herramientas capaces de recopilar los datos necesarios para dar respuesta a un problema de investigación. En este caso se diseñaron ocho etapas dentro de la metodología con el objetivo de evaluar la seguridad del usuario en los puentes patrimoniales de arco mampostería.

- 1- **Etapa 1: Datos generales de la estructura:** la información general de la estructura fue recopilada a través de una planilla elaborada de acuerdo a los modelos de inventarios del Sistema de Administración de Puentes en México (SIPUMEX).
- 2- **Etapa 2: Análisis de la capacidad de carga de los puentes patrimoniales:** la capacidad de carga de los puentes patrimoniales se obtuvo a través de un análisis numérico con elementos finitos. Para realizar la modelación se consultaron las recomendaciones del Consejo Internacional de Monumentos y Sitios (ICOMOS), así como las especificaciones de la Guía de Procedimientos y Técnicas para la Conservación de Carreteras en México (Secretaría de Comunicaciones y Transporte 2014).
- 3- **Etapa 3: Grado de conservación de los elementos estructurales del puente:** el grado de conservación de los elementos estructurales del puente se determinó a través de una inspección visual donde se registraron todas las patologías observadas en la estructura.
- 4- **Etapa 4: Estado del pavimento:** el estado del pavimento fue evaluado de acuerdo a la Guía de Procedimientos y Técnicas para la Conservación de Carreteras en México de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte.
- 5- **Etapa 5: Iluminación en los puentes:** para evaluar el sistema de iluminación de los puentes patrimoniales de arco mampostería se tuvo en cuenta el índice de deterioro de las luminarias y se verificó la intensidad del flujo luminoso en horas nocturnas.
- 6- **Etapa 6: Señalización:** para evaluar el grado de conservación del señalamiento vertical y horizontal en los puentes patrimoniales, se realizó un levantamiento donde se determinaron los daños más significativos presentes en estas estructuras. En esta etapa se tuvieron en cuenta las recomendaciones de la Norma Oficial Mexicana de Señalamiento Horizontal y Vertical y el Manual de Señalización Vial y Dispositivos de Seguridad de la SCT.

- 7- **Etapa 7: Índice de deterioros de Banquetas y Parapetos:** para determinar el grado de deterioro en las banquetas y los parapetos se realizó un levantamiento donde se especificaron las patologías más comunes presentes en estas estructuras.
- 8- **Etapa 8: Dimensiones de Banquetas y Parapetos:** en este apartado se verificó que las dimensiones de las banquetas y los parapetos cumplieran con las dimensiones mínimas establecidas en la norma de Proyectos de Puentes y Estructuras Similares en México (N-PRY-CAR-6-01-002/01).

#### 4.4 Ítems del Instrumento

##### 4.4.1 Datos generales del puente

En esta sección se obtuvieron los datos generales de la estructura, utilizando como referencia las planillas de inventario del sistema de administración de puentes mexicano (SIPUMEX) e incluyendo nuevas secciones enfocadas en recopilar información específica de puentes patrimoniales de arco mampostería (Ver tabla 11).

**Tabla 11:** Planillas de inventarios con los datos generales de los puentes (D. G. de C. de Carreteras, 2010).

| No. Ítem | Texto del Ítem                               | Descripción el Ítem  |
|----------|--|--|
| 1.1      | Fecha de elaboración de la planilla          | Día, mes y año en el que se realizó el levantamiento.  |
| 1.2      | Nombre del puente                            | Nombre más común con el que se conoce el puente.   |
| 1.3      | Año de construcción                          | Año en el que se concluyó la construcción del puente, en caso de no contar con esta información incluir el siglo en el que se construyó.                 |
| 1.4      | Año de reconstrucción                        | En caso de que el puente haya sido reconstruido o rehabilitado, incluir el año en el que se finalizaron los trabajos de reconstrucción o rehabilitación. |
| 1.5      | Ciudad o región en la que se ubica el puente | Nombre de la ciudad o región en la que se ubica el puente.   |
| 1.6      | Espacio libre debajo del puente              | Gálibo vertical.   |
| 1.7      | Número de arcos                              | Número de arcos presentes en la estructura.  |
| 1.8      | Longitud máxima entre arcos                  | Incluir la longitud máxima entre los arcos.  |
| 1.9      | Longitud mínima entre arcos                  | Incluir la longitud mínima entre los arcos.  |
| 1.10     | Longitud total del puente                    | Longitud total del puente medida en metros.  |
| 1.11     | Ancho de la calzada                          | Ancho de la calzada medido en metros.  |
| 1.12     | Ancho de los parapetos                       | Ancho de parapetos medido en metros.   |
| 1.13     | Ancho del puente                             | Ancho total del puente medido en metros.   |

#### 4.4.2 Capacidad de carga de la estructura

Para determinar la capacidad resistente de la estructura se consideraron las cargas vivas especificadas por la SCT para el Diseño de Puentes Carreteros en México. Este procedimiento nos permitió evaluar la seguridad estructural en los puentes patrimoniales que aún se encuentran en funcionamiento y permiten el tránsito vehicular. El análisis numérico se realizó utilizando el software Abaqus/CAE versión 14 (Ver tabla 12).

**Tabla 12:** Análisis de capacidad de carga.

| No. ítem | Texto del ítem                | Descripción el ítem  |
|----------|-------------------------------|--|
| 2.1      | Modelo geométrico del puente  | <p>Las características geométricas de la estructura se obtuvieron a través de diferentes métodos topográficos.</p> <p><b>Métodos topográficos más utilizados:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Levantamiento con cinta métrica.</li> <li>- Levantamiento con estación total.</li> <li>- Fotogrametría</li> </ul> <p>Para la modelación numérica se utilizó la técnica de macro - modelación simplificada.</p>  |
| 2.2      | Propiedades de los materiales | <p>Las propiedades de los materiales se obtuvieron mediante ensayos de laboratorio en los cuales se determinaron los parámetros elásticos e inelásticos necesarios para realizar la modelación numérica.</p> <p><b>Elementos Estructurales:</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1- Relleno             <ul style="list-style-type: none"> <li>- Parámetros elásticos e inelásticos (densidad, módulo de elasticidad, ángulo de fricción y cohesión).</li> </ul> </li> <li>2- Tímpanos             <ul style="list-style-type: none"> <li>- Parámetros elásticos e inelásticos (densidad, módulo de elasticidad, ángulo de fricción y cohesión).</li> </ul> </li> <li>3- Arcos             <ul style="list-style-type: none"> <li>- Parámetros elásticos e inelásticos (densidad, módulo de elasticidad, ángulo de fricción y cohesión).</li> </ul> </li> <li>4- Pilas             <ul style="list-style-type: none"> <li>- Parámetros elásticos e inelásticos (densidad, módulo de elasticidad, ángulo de fricción y cohesión).</li> </ul> </li> </ol> <p>El comportamiento de los materiales se representó a través de los modelos de daño plástico Mohr – Coulomb y Drucker – Prager.</p> |
| 2.3      | Cargas                        | <p>Se consideraron las cargas muertas generadas por el peso propio de la estructura y las cargas vivas especificadas por la SCT para el diseño de puentes vehiculares en México.</p> <p><b>Vehículos de diseño (SCT, 2004).</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1- Modelo IMT 66.5 para carreteras principales.             <ul style="list-style-type: none"> <li>- Distribución para claros mayores o iguales a 30 m.</li> <li>- Distribución para claros menores de 30 m.</li> </ul> </li> <li>2- Modelo IMT 20.5 para carreteras alimentadoras.             <ul style="list-style-type: none"> <li>- Distribución para claros mayores o iguales a 15 m.</li> <li>- Distribución para claros menores de 15 m.</li> </ul> </li> </ol>   |

#### 4.4.3 Nivel de conservación de los elementos estructurales del puente

Para determinar el nivel de deterioro del puente se realizó una inspección visual en la que se identificaron las patologías presentes en arcos, pilas, tímpanos y cimentaciones. El grado

de conservación de los elementos se evaluó según la metodología propuesta por el doctor Miguel Ángel Soto Zamora en su tesis de doctorado (Ver tabla 13) (Soto Zamora, 2017). Posteriormente se elaboró una guía para evaluar la seguridad estructural en los puentes patrimoniales de arco mampostería. Esta guía establece una relación entre la máxima resistencia de las estructuras y el índice de deterioro de sus elementos.

**Tabla 13:** Conservación de los elementos estructurales.

| No. Del Ítem | Texto del Ítem                        | Descripción del Ítem   |
|--------------|---------------------------------------|--|
| 3.1          | Nivel de conservación de los arcos    | <p><b>Muy Malo:</b> el puente ha sufrido la pérdida de uno o varios arcos por lo que ya no puede realizar su función original.</p> <p><b>Malo:</b> los arcos mantienen su función, pero sufren la pérdida de piezas que pueden poner en riesgo su integridad estructural.</p> <p><b>Regular:</b> los arcos han sufrido la pérdida de juntas y/o algunas piezas que no ponen en riesgo su función estructural.</p> <p><b>Bueno:</b> los arcos se encuentran en una situación aceptable presentando únicamente suciedad y/o crecimiento de especies vegetales pequeñas.</p> <p><b>Excelente:</b> el puente ha sido restaurado recientemente.</p>   |
| 3.2          | Nivel de conservación de las pilas    | <p><b>Muy Malo:</b> el puente ha sufrido la pérdida de una o varias pilas por lo que ya no puede realizar su función original.</p> <p><b>Malo:</b> las pilas mantienen su función, pero sufren la pérdida de piezas que pueden poner en riesgo su integridad estructural.</p> <p><b>Regular:</b> las pilas han sufrido la pérdida de juntas y/o algunas piezas que no ponen en riesgo su función estructural.</p> <p><b>Bueno:</b> las pilas se encuentran en una situación aceptable presentando únicamente suciedad y/o crecimiento de especies vegetales pequeñas.</p> <p><b>Excelente:</b> las pilas han sido restauradas recientemente, su estabilidad es evidente, las piezas de mampostería y sus juntas se encuentran limpias.</p> |
| 3.3          | Nivel de conservación de los tímpanos | <p><b>Muy Malo:</b> el puente ha sufrido la pérdida de uno o varios tímpanos por lo que ya no puede realizar su función original.</p>  |

|  |  |
|--|--|
|  | <p><b>Malo:</b> los tímpanos mantienen su función, pero sufren la pérdida de piezas que pueden poner en riesgo su integridad estructural.</p> <p><b>Regular:</b> los tímpanos han sufrido la pérdida de juntas y/o algunas piezas que no ponen en riesgo su función estructural.</p> <p><b>Bueno:</b> los tímpanos se encuentran en una situación aceptable presentando únicamente suciedad y/o crecimiento de especies vegetales pequeñas.</p> <p><b>Excelente:</b> el puente ha sido restaurado recientemente, su estabilidad es evidente, las piezas de mampostería y sus juntas se encuentran limpias.</p> |
|--|--|

**Principales deterioros en puentes de arco mampostería (Dirección General de Servicios Técnicos, 2014):**

- Deterioros en la cimentación.
- Deterioros en las piezas de mampostería por presencia de agua y vegetación.
- Deterioros en las juntas debido a la acción del agua o de agentes químicos.
- Grietas longitudinales producidas por el empuje del relleno.
- Desplazamientos y desplomes en los tímpanos por filtraciones de agua u obstrucciones en el drenaje.
- Caída y deslizamiento de las piezas de la bóveda por degradación del material o a cargas excesivas.
- Grietas en pilas producidas por asentamientos diferenciales.

**4.4.4 Estado del pavimento**

Para evaluar el estado del pavimento se determinó el índice de deterioro de la superficie de rodamiento siguiendo las recomendaciones de la Guía de Procedimientos y Técnicas para la Conservación de Carreteras en México. Además, se evaluó el nivel de confort del usuario al transitar por la vía (Ver tabla 14).

**Tabla 14:** Evaluación del estado del pavimento.

| No. Ítem     | Texto del Ítem                  | Descripción el Ítem   |              |                   |   |           |   |       |   |         |   |      |   |          |   |               |
|--------------|---------------------------------|---|--------------|-------------------|---|-----------|---|-------|---|---------|---|------|---|----------|---|---------------|
| 4.1          | Tipo de pavimento               | Indicar el tipo de pavimento.   |              |                   |   |           |   |       |   |         |   |      |   |          |   |               |
| 4.2          | Índice de Servicio Actual (ISA) | <p>El índice de servicio actual se asocia con el nivel de confort de los usuarios al transitar por la vía (Dirección General de Servicios Técnicos, 2014). Para determinar el índice de servicio actual, un grupo de usuarios deberán transitar por el puente y calificar de 0 a 5 su experiencia al conducir por el pavimento.</p> <table border="0" data-bbox="618 663 1024 940"> <thead> <tr> <th>Calificación</th> <th>Nivel de servicio</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>5</td> <td>Muy bueno</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>Bueno</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>Regular</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>Malo</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>Muy malo</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>Intransitable</td> </tr> </tbody> </table>                              | Calificación | Nivel de servicio | 5 | Muy bueno | 4 | Bueno | 3 | Regular | 2 | Malo | 1 | Muy malo | 0 | Intransitable |
| Calificación | Nivel de servicio               |   |              |                   |   |           |   |       |   |         |   |      |   |          |   |               |
| 5            | Muy bueno                       |   |              |                   |   |           |   |       |   |         |   |      |   |          |   |               |
| 4            | Bueno                           |   |              |                   |   |           |   |       |   |         |   |      |   |          |   |               |
| 3            | Regular                         |   |              |                   |   |           |   |       |   |         |   |      |   |          |   |               |
| 2            | Malo                            |   |              |                   |   |           |   |       |   |         |   |      |   |          |   |               |
| 1            | Muy malo                        |   |              |                   |   |           |   |       |   |         |   |      |   |          |   |               |
| 0            | Intransitable                   |   |              |                   |   |           |   |       |   |         |   |      |   |          |   |               |
| 4.3          | Levantamiento de deterioros     | <p>Indicar los principales deterioros presentes en el pavimento.</p> <p><b>Escala cualitativa para evaluar el estado del pavimento</b> (Soto Zamora, 2017):</p> <p><b>Muy Malo:</b> la calzada es prácticamente intransitable o se ha perdido la mayoría de la calzada.</p> <p><b>Malo:</b> se han perdido muchas piezas de la calzada, la única manera de transitarla es a pie.</p> <p><b>Regular:</b> se han perdido algunas piezas de la calzada, existen baches o zonas sin calzada.</p> <p><b>Bueno:</b> la calzada está en condiciones aceptables, ha sido bacheada y es posible transitarla por cualquier medio.</p> <p><b>Excelente:</b> la calzada está en excelentes condiciones, no hay pérdida de piezas o ha sido sustituida por asfalto o concreto.</p> |              |                   |   |           |   |       |   |         |   |      |   |          |   |               |

**Principales deterioros de los pavimentos (Dirección General de Servicios Técnicos, 2014):**

- Grietas longitudinales y transversales en el pavimento.
- Pérdida de piezas y desprendimiento de agregados.
- Deformaciones en la estructura del pavimento.
- Pérdida parcial o total de las juntas.
- Presencia de baches superficiales y profundos.
- Erosión y ondulaciones en la superficie de rodamiento.

**4.4.5 Iluminación**

Para evaluar el sistema de iluminación en los puentes patrimoniales de arco mampostería, se verificó el grado de deterioro de las luminarias, así como la intensidad del flujo luminoso en horas nocturnas. Para ello se siguieron las recomendaciones del Manual de Iluminación de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte del año 2015 (Ver tabla 15).

**Tabla 15:** Iluminación.

| No. Ítem | Texto del Ítem   | Descripción del Ítem   |
|----------|--|--|
| 5.1      | Índice de deterioro de las luminarias y las estructuras de soporte | Determinar el índice de deterioro de las luminarias del puente y de sus estructuras de soporte.  |
| 5.2      | Evaluación General del Sistema de Iluminación                      | <p><b>Escala cualitativa para evaluar el Sistema de Iluminación:</b></p> <p><b>Muy Malo:</b> el puente no es seguro para la circulación de vehículos y peatones, debido a que se ha perdido casi en su totalidad su sistema de iluminación.</p> <p><b>Malo:</b> se ha perdido gran parte del sistema de iluminación del puente.</p> <p><b>Regular:</b> el sistema de iluminación del puente presenta deterioros significativos.</p> <p><b>Bueno:</b> el sistema de iluminación del puente requiere pequeños trabajos de mantenimiento.</p> <p><b>Excelente:</b> el sistema de iluminación del puente ha sido restaurado recientemente.</p> |

#### 4.4.6 Señalización

Para evaluar la seguridad vehicular en los puentes patrimoniales de arco mampostería, se determinó el grado de conservación del señalamiento vertical y horizontal. Para ello se tuvieron en cuenta las recomendaciones de la Norma Oficial Mexicana para el Señalamiento de Carreteras y Vialidades Urbanas, así como las especificaciones del Manual de Señalización de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte. La evaluación se realizó en base a los principios básicos de la seguridad vial, los cuales tienen una marcada influencia en el índice de accidentalidad (Ver tabla 16).

**Tabla 16:** Señalización.

| No. Ítem | Texto del Ítem          | Descripción el Ítem  |
|----------|-------------------------|--|
| 6.1      | Señalamiento Horizontal | <p>En caso de existir señalamiento horizontal, evaluar el grado de deterioro de las señales de tránsito adheridas sobre el pavimento (Y. V. D. E. Carreteras &amp; Urbanas, 2005).</p> <p><b>Escala cualitativa para evaluar el estado de conservación del señalamiento horizontal:</b></p> <p><b>Muy Malo:</b> se han perdido casi en su totalidad las señales horizontales que regulaban la circulación de vehículos y peatones.</p> <p><b>Malo:</b> se ha perdido parte de la señalización horizontal del pavimento y no se satisface las necesidades del usuario.</p> <p><b>Regular:</b> la señalización horizontal se encuentra bien ubicada y transmite un mensaje claro, pero requiere mantenimiento.</p> <p><b>Bueno:</b> la señalización horizontal se encuentra en perfecto estado y cumple con los principios básicos de la seguridad vial (ubicación, visibilidad y claridad).</p> |
| 6.2      | Señalamiento Vertical   | <p>En caso de existir señalamiento vertical, evaluar el grado de deterioro de las señales verticales ubicadas sobre el pavimento.</p> <p><b>Escala cualitativa para evaluar el estado de conservación del señalamiento vertical:</b></p> <p><b>Muy Malo:</b> se han perdido casi en su totalidad las señales verticales que regulaban la circulación de vehículos y peatones.</p>  |

|  |  |  |
|--|--|--|
|  |  | <p><b>Malo:</b> se ha perdido parte de la señalización vertical, los tableros se encuentran borrados o caídos y por tanto no satisface las necesidades del usuario.</p> <p><b>Regular:</b> la señalización vertical se encuentra bien ubicada y satisface las necesidades del usuario, sin embargo, algunos elementos requieren mantenimiento o sustitución.</p> <p><b>Bueno:</b> la señalización vertical se encuentra en perfecto estado y cumple con los principios básicos de la seguridad vial (ubicación, visibilidad y claridad).</p> |
|--|--|--|

**Características a evaluar del señalamiento vertical y horizontal en carreteras (Y. V. D. E. Carreteras & Urbanas, 2005):**

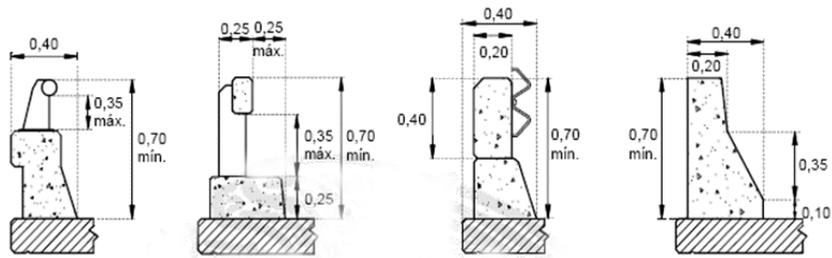
- Tipo de acabado.
- Tamaño de la tipografía.
- Color de las letras y el pictograma.
- Color de fondo
- Estado del material de la placa.
- Limpieza y ubicación de la señal.
- Estado de conservación de la estructura de soporte.
- Estado de conservación de la pintura.

**4.4.7 Parapetos y Banquetas**

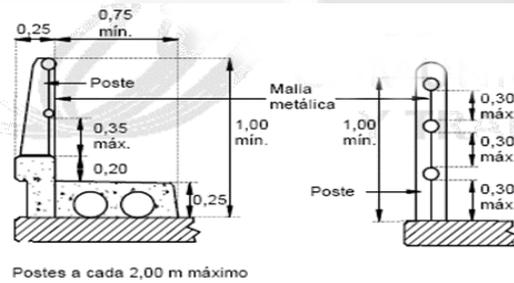
Para evaluar la seguridad peatonal en los puentes patrimoniales de arco mampostería, se determinó el índice de deterioro de las banquetas y los parapetos que componen la estructura y posteriormente se verificó que sus dimensiones cumplieran con las mínimas especificadas por la SCT para el diseño de puentes carreteros en México. Para ello se realizó una inspección visual donde se identificaron los deterioros más significativos en estos elementos y se obtuvieron sus características geométricas (Ver tabla 17).

**Tabla 17:** Estado y Dimensiones de Banquetas y Parapetos.

| No. Ítem | Texto del Ítem  | Descripción el Ítem   |
|----------|---|---|
| 7.1      | Grado de conservación de banquetas y parapetos                | <p>Indicar los principales deterioros presentes en las banquetas y los parapetos del puente.</p> <p><b>Principales deterioros en las banquetas y los parapetos de un puente patrimonial (Dirección General de Servicios Técnicos, 2014):</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Grietas y fisuras.</li> <li>▪ Pérdida de sección o desconchado por degradación del material o impacto de vehículos.</li> <li>▪ Presencia de humedad y/o excesiva vegetación.</li> </ul>   |
| 7.2      | Dimensiones de parapetos y banquetas                          | <p>Verificar que las dimensiones de las banquetas y los parapetos cumplan con las mínimas establecidas por la norma N-PRY-CAR-6-01-002/01 Proyectos de Puentes y Estructuras Similares en México (Ver figura 93 y 94) (C. A. R. Carreteras, n.d.).</p>  |
| 7.3      | Evaluación general del grado de conservación de los parapetos | <p><b>Muy Malo:</b> el puente ha sufrido la pérdida total de sus banquetas y/o parapetos.</p> <p><b>Malo:</b> el puente ha sufrido una pérdida significativa de sus banquetas y/o parapetos.</p> <p><b>Regular:</b> las banquetas y los parapetos del puente presentan deterioros significativos, pero sus dimensiones cumplen con las mínimas establecidas por la SCT para el diseño de puentes carreteros en México.</p> <p><b>Bueno:</b> los parapetos se encuentran en una situación aceptable, presentando únicamente suciedad y crecimiento de especies vegetales sobre su estructura. Sus dimensiones cumplen con las mínimas establecidas por la norma.</p> <p><b>Excelente:</b> los parapetos han sido restaurados recientemente, no presentan deterioros y cumplen con las dimensiones mínimas establecidas por la norma.</p> |



**Figura 70:** Parapetos peatonales (Unidades: m) (C. A. R. Carreteras, n.d.).



**Figura 71:** Parapetos para vehículos automotores (Unidades: m) (C. A. R. Carreteras, n.d.).

Los parapetos para vehículos automotores tendrán una altura mínima de 70 cm y una máxima de 105 cm y deberán ser capaces de resistir la colisión de un vehículo sobre su estructura (C. A. R. Carreteras, n.d.).

Los pretilas para peatones tendrán una altura de 1.0 m, medida desde el nivel de la banqueta hasta la parte superior del elemento.



***CAPÍTULO V:  
RESULTADOS***

## Capítulo V: Resultados

### 5.1 Calibración del Modelo Numérico

Para la calibración del modelo numérico se compararon las curvas Carga vs. Desplazamiento elaboradas por Castiblanque durante su campaña experimental, con las obtenidas en el análisis numérico del puente. Para ello se midieron los desplazamientos en cada paso de carga considerando tres puntos diferentes de la geometría del arco (el centro del arco, el punto de aplicación de carga y el punto simétrico al punto de aplicación de carga). Las solicitaciones se aplicaron en pequeños intervalos del 10 % hasta llegar al colapso de la estructura y se fueron variando los parámetros de las interacciones ya que no fueron definidos en el modelo experimental. Posteriormente se determinaron las diferencias o errores relativos entre los resultados y se compararon los niveles de daño en los elementos de la estructura (Ver ecuación 4).

Al concluir el proceso de calibración se definieron los modelos constitutivos a utilizar durante la campaña experimental, para poder representar el comportamiento de los materiales, así como las características de las interacciones y el tipo de mallado.

$$Dif (\%) = \frac{[U_{e(i)} - U_{m(i)}]}{U_{m(i)}} \quad (\text{Oller, 2001}) \quad (\text{Ecuación 4})$$

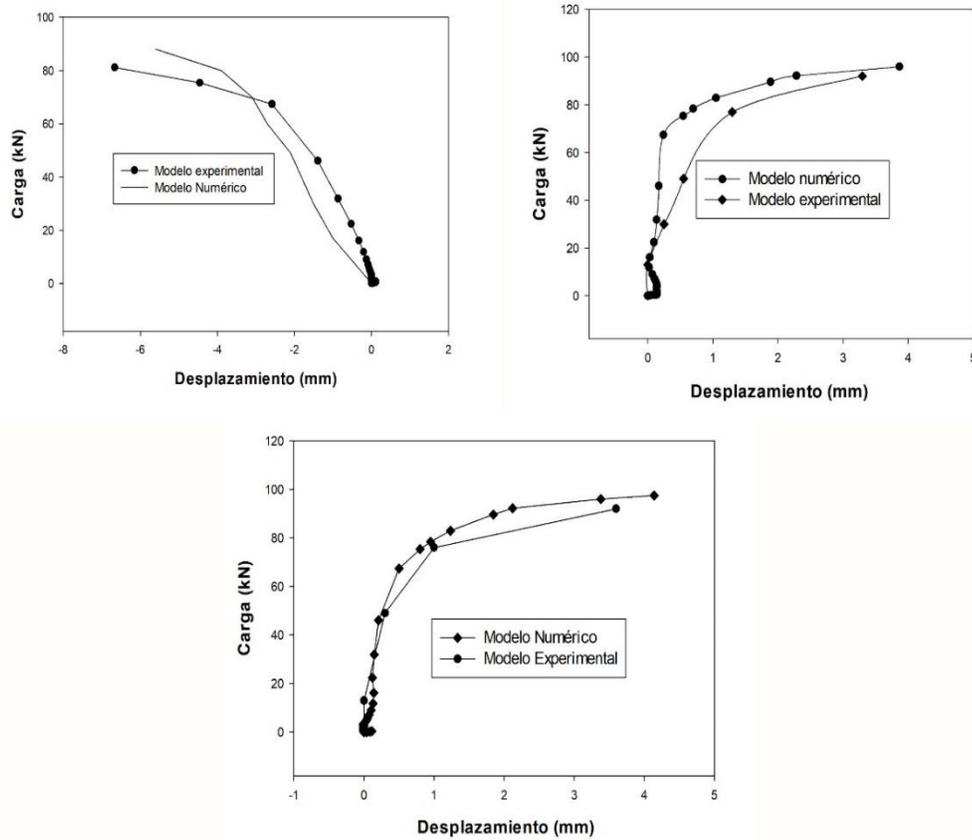
**Donde:**

$Dif (\%)$ : error relativo o diferencia porcentual entre los modelos.

$U_{e(i)}$ : desplazamiento correspondiente a la carga (i) en el ensayo experimental.

$U_{m(i)}$ : desplazamiento correspondiente a la carga (i) en el modelo numérico.

En el punto de aplicación de carga el error relativo fue de 5.1 %, con un desplazamiento de 5.6 mm en el modelo experimental y de 5.9 mm en el modelo numérico. En la clave del arco la diferencia porcentual fue de 5.7 %, con un desplazamiento de 3.3 mm en el modelo experimental y de 3.5 mm en el modelo numérico. En el punto simétrico al punto de aplicación de carga la diferencia fue de 5.3 %, con un desplazamiento de 3.6 mm en el modelo experimental y de 3.8 mm en el modelo numérico (Ver figura 72).



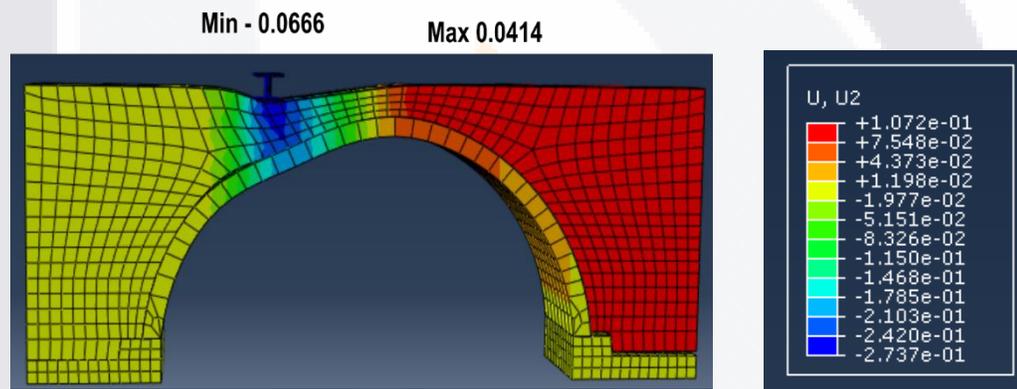
**Figura 72:** Curvas Carga vs Desplazamiento obtenidas en el modelo numérico y en el experimental para el punto de Aplicación de Carga, para el centro del Arco y para el punto Simétrico al Punto de Aplicación de Carga (Imagen del Autor).

La diferencia porcentual entre los modelos se consideró aceptable hasta un 15 %, con lo cual se finalizó el proceso de calibración y se comenzó la campaña experimental.

Por otra parte, se pudo observar que ambos modelos presentaron falla mecánica por formación de mecanismo monoarco, además de una ligera separación entre los muros de enjuta y la rosca del arco (Ver Figuras 73 y 74). También se registraron movimientos descendentes en el punto de aplicación de carga, ascendentes en el punto simétrico al punto de aplicación de carga y desplazamientos en los apoyos de ambas estructuras.



**Figura 73:** Mecanismo de Falla del Modelo Experimental (Unidades: m)  
(Castiblanque, 2003).



**Figura 74:** Mecanismo de Falla del Modelo Numérico (Unidades: m)  
(Imagen del Autor).

## 5.2 Influencia de los Deterioros en la Capacidad de Carga de los Puentes Patrimoniales

Al finalizar el proceso de calibración se comenzaron a evaluar los indicadores propuestos en la metodología para su posterior aplicación en los puentes patrimoniales. En esta etapa se trató de establecer una relación entre el nivel de deterioro de las estructuras y su capacidad resistente, teniendo en cuenta que, en los procedimientos utilizados por los sistemas de gestión de puentes, el estado general de las obras se determinaba en base a la experiencia del evaluador, sin contar con un criterio preestablecido que pudiera ser aplicado a todas las estructuras.

Con el objetivo de desarrollar una guía para la evaluación de los puentes patrimoniales, en la presente investigación se decidió estudiar el comportamiento de un puente de arco mampostería construido en el laboratorio de la Universidad Autónoma de Aguascalientes, considerando la presencia de deterioros en todos sus elementos estructurales. Esto permitiría conocer la disminución en la capacidad portante de las estructuras de acuerdo a la ubicación de sus deterioros, con lo cual se podría establecer una guía de evaluación para determinar el riesgo de colapso de los puentes de arco mampostería sin considerar únicamente la experiencia de los investigadores.

### 5.2.1 Descripción del Ensayo de Laboratorio

#### 5.2.1.1 Geometría

Para estudiar la influencia de los deterioros en la capacidad de carga de los puentes patrimoniales, se analizó el comportamiento de un puente de arco mampostería construido en el laboratorio de ingeniería de la Universidad Autónoma de Aguascalientes. La estructura se apoyaba sobre un arco de medio punto de 1.25 m de luz, soportado por pilas de 50 cm de espesor. La altura del relleno sobre la bóveda fue de 0.25 m y la altura total del puente de 2.34 m (Ver figura 75).

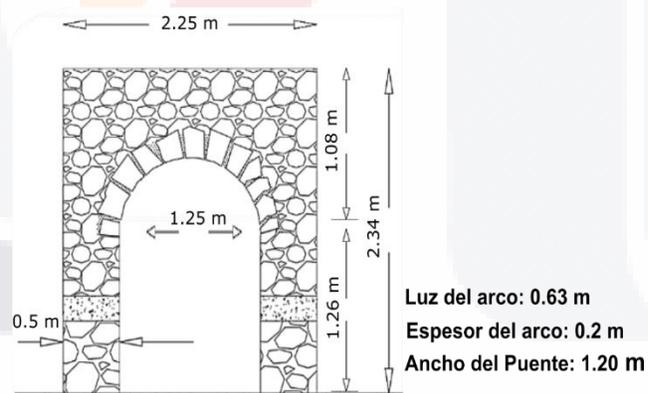


Figura 75: Modelo Geométrico del Puente de Arco Mampostería (Imagen del Autor).

### 5.2.1.2 Materiales

Los principales elementos del puente se construyeron con mampostería de piedra a base de riolita y mortero de cal. Las piezas de riolita fueron de 20 cm y las juntas de mortero de 7 cm de espesor. Para el relleno se colocó un tepetate que fue compactado en diferentes capas hasta alcanzar la altura requerida por las paredes de enjuta.

La densidad y el módulo de elasticidad de la mampostería se obtuvieron de la tesis de maestría del ingeniero Miguel Ángel Flores Olivares, quien determinó las propiedades de seis probetas de riolita con mortero de cal, que habían sido elaboradas en paralelo a la construcción del puente (Olivares, 2021) (Ver figura 76). El ángulo de fricción y la cohesión se tomaron de las recomendaciones de Santiago Huerta para mampostería de piedra (Huerta, 2004) (Ver Tabla 18). En cuanto a las propiedades del relleno, estas se obtuvieron del artículo de Zamudio Zavala para suelos pumíticos no saturados (Zamudio-Zavala et al., 2016) (Ver Tabla 18).



**Figura 76:** Ensayos a compresión uniaxial realizados por el Ingeniero Miguel Ángel Flores Olivares para determinar las propiedades mecánicas de la mampostería (Olivares, 2021).

Por otra parte, los deterioros se representaron de forma independiente en cada elemento estructural, lo que permitió determinar su influencia en la capacidad de carga de los puentes de arco mampostería. En arcos, tímpanos, pilas y relleno se optó por disminuir un 50 % las propiedades elásticas e inelásticas de la mampostería para reproducir las patologías

asociadas a la pérdida de sección por presencia de agua, vegetación y agentes químicos en los puentes, así como pequeños agrietamientos y oquedades en sus elementos.

También se analizaron tres modelos en los cuales se consideró una pérdida de juntas del 5 %, el 10 % y el 15 % y posteriormente se aplicó una carga distribuida de 200 kN/m en la base de las pilas para simular el efecto de un asentamiento diferencial (Ver Tabla 18).

**Tabla 18:** Propiedades de los materiales.

| <i>Propiedades de los materiales</i> |                             |                               |              |                |                         |
|--------------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|--------------|----------------|-------------------------|
| Material                             | Módulo de Elasticidad (MPa) | Densidad (kg/m <sup>3</sup> ) | Fricción (°) | Cohesión (MPa) | Coefficiente de Poisson |
| Mampostería                          | 115.1                       | 1895.2                        | 27.0         | 0.4            | 0.2                     |
| Mampostería Deteriorada              | 57.6                        | 947.6                         | 24.3         | 0.36           | 0.2                     |
| Relleno                              | 5.17                        | 1498.75                       | 62.91        | 0.2825         | 0.15                    |
| Relleno Deteriorado                  | 2.6                         | 1348.9                        | 56.7         | 0.2542         | 0.15                    |

*Nota: las propiedades de los materiales se redujeron un 50 % para representar los deterioros en los elementos.*

### 5.2.1.3 Modelación Numérica

Para la modelación del puente se utilizó la técnica de macro - modelación descrita por Lourenco en 1996, con lo cual los elementos de la estructura se consideraron continuos con interacciones discontinuas entre ellos (Lourenco, 1996). Para simular el comportamiento de los materiales se utilizó un modelo homogéneo, deformable e isótropo definido por el criterio de Mohr - Coulomb (Ver Tabla 18). El criterio de Mohr - Coulomb considera un comportamiento elástico para cargas menores al límite de fluencia y luego incorpora una función de plasticidad para determinar las deformaciones de la estructura teniendo en cuenta el fenómeno de la dilatancia (Lopez et al., 1999).

Por otra parte, las cargas se aplicaron a un cuarto de la luz del arco sobre un perfil IR de 6 x 12 lb/ft. El perfil se representó mediante un modelo elástico definido por los parámetros de densidad, módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson del acero, debido a que este fue concebido como parte del mecanismo de aplicación de carga para distribuir los esfuerzos sobre la estructura. En el modelo con asentamientos diferenciales se aplicó una

carga distribuida en la base de las pilas de 200 kN/m. El puente se analizó empotrado con restricción al desplazamiento lateral.

Las interacciones se modelaron considerando las leyes de contacto friccional definidas en el proceso de calibración. Y para la discretización se utilizaron elementos finitos estructurados de primer orden C3D8 y se implementó el método numérico Full Newton para resolver la matriz rigidez global de la estructura.

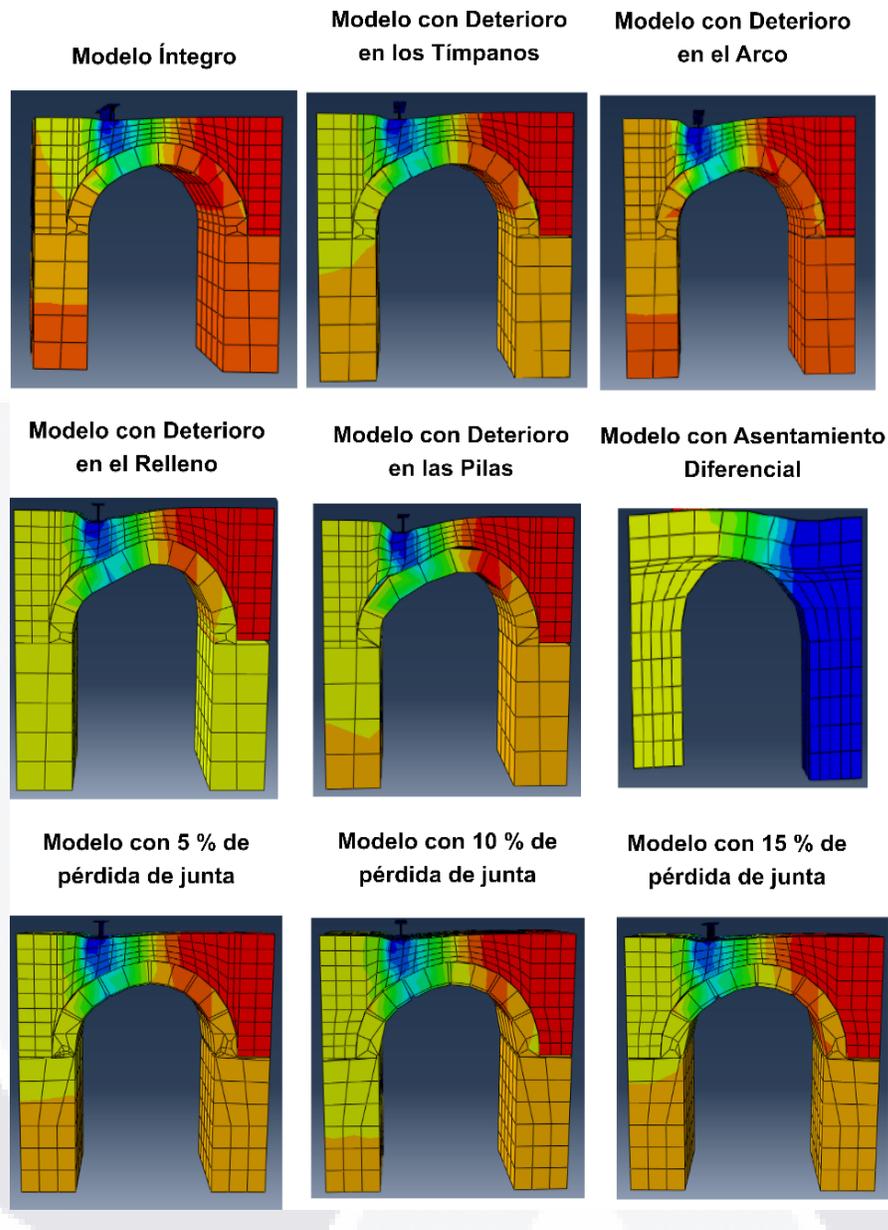
#### **5.2.1.4 Resultados**

Al finalizar el análisis y con el objetivo de evaluar el comportamiento de las estructuras, se comprobó que la falla en los modelos coincidía con la falla descrita en la literatura para puentes de arco mampostería sometidos a cargas puntuales.

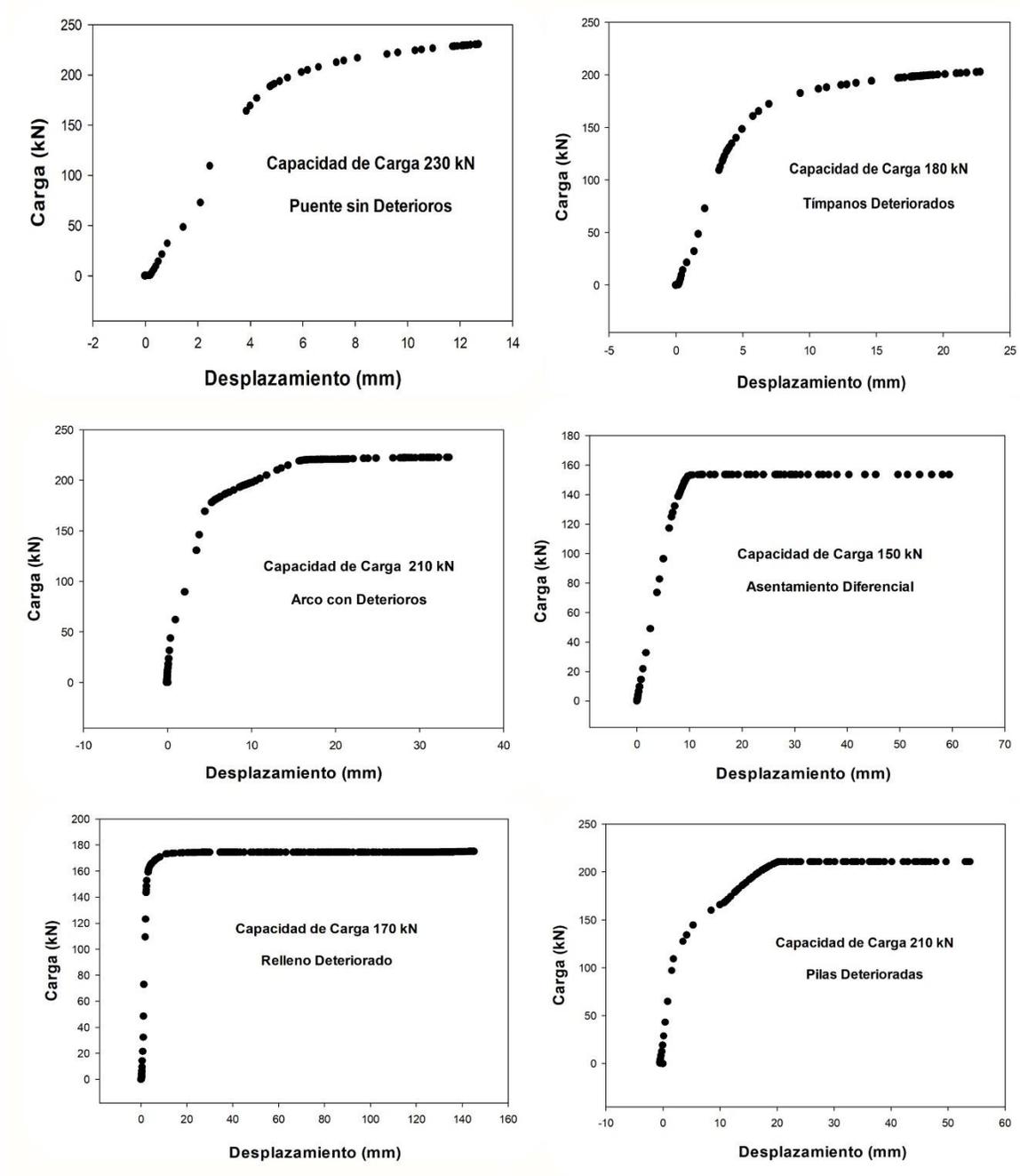
El colapso de las estructuras se produjo por la formación de cuatro rótulas plásticas distribuidas en la zona de aplicación de carga, en la zona simétrica a la zona de aplicación de carga y en los arranques del arco. Este mecanismo de falla se asocia con la aplicación de cargas puntuales a 1/3 o 1/4 de la luz del arco, lo que genera una pérdida de equilibrio en la estructura cuando se alcanza un determinado valor de carga (Sarhosis et al., 2016) (Ver figura 77).

Posteriormente se obtuvieron las curvas Carga vs Desplazamiento de los nueve modelos analizados. La capacidad de carga del modelo íntegro fue de 230 kN, valor que se tomó como referencia para analizar la variación en la resistencia última de los modelos deteriorados.

En el modelo con deterioros en los tímpanos la capacidad de carga fue de 180 kN, lo que representó una reducción en la resistencia de 21.7 %, en el modelo con deterioros en el relleno la capacidad portante de la estructura fue de 170 kN, con una reducción de aproximadamente 26.1 % en la resistencia última, en los modelos con deterioros en pilas y arcos la capacidad de carga fue de 210 kN, lo que representó una reducción de solo 8.7 % y en el modelo con asentamientos diferenciales la capacidad de carga fue de 150 kN, lo que representó una reducción de 34.8 % de la resistencia última de la estructura (Ver figura 78).

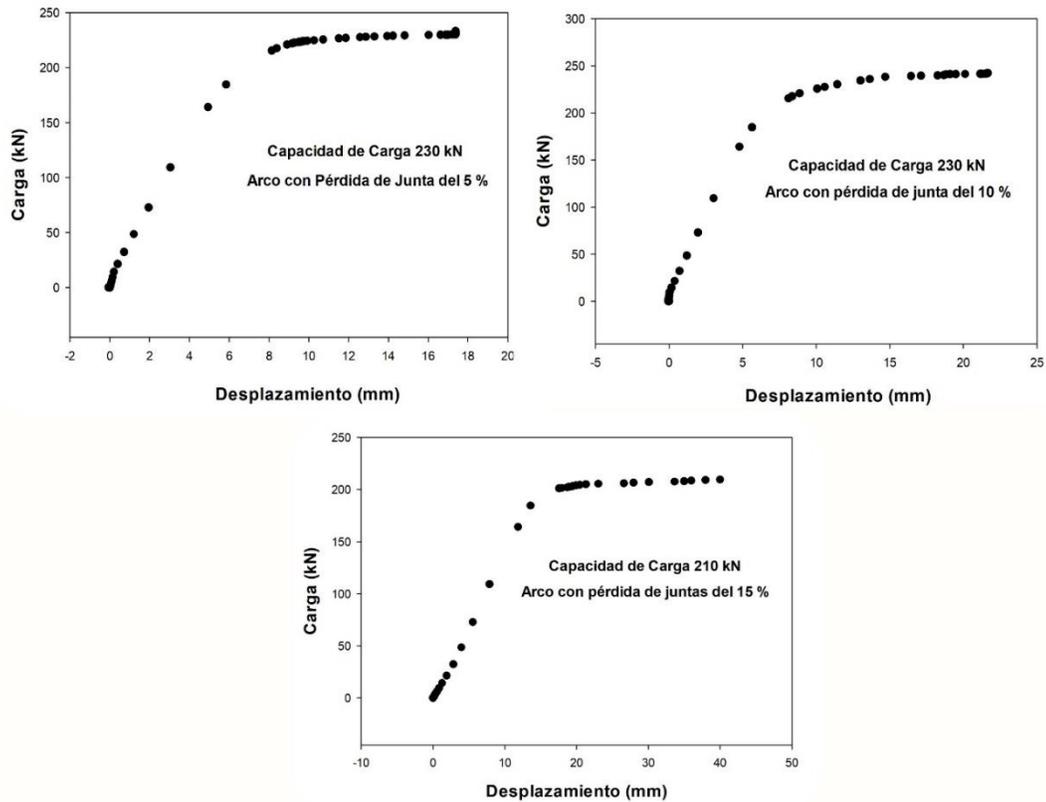


**Figura 77:** Mecanismo de Falla presentado en los modelos numéricos (Unidades: m)  
(Imagen del Autor).



**Figura 78:** Curvas Carga vs Desplazamiento de los Modelos Analizados (Imagen del Autor).

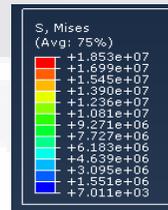
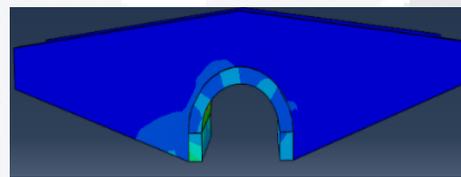
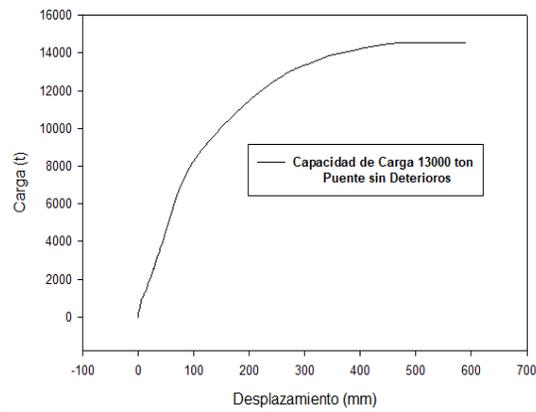
En los modelos con pérdida de juntas del 5 % y del 10 % la capacidad de carga fue de 230 kN y en el modelo con pérdida de juntas del 15 %, la disminución en la resistencia fue de solo 8.7 % (Ver figura 79).



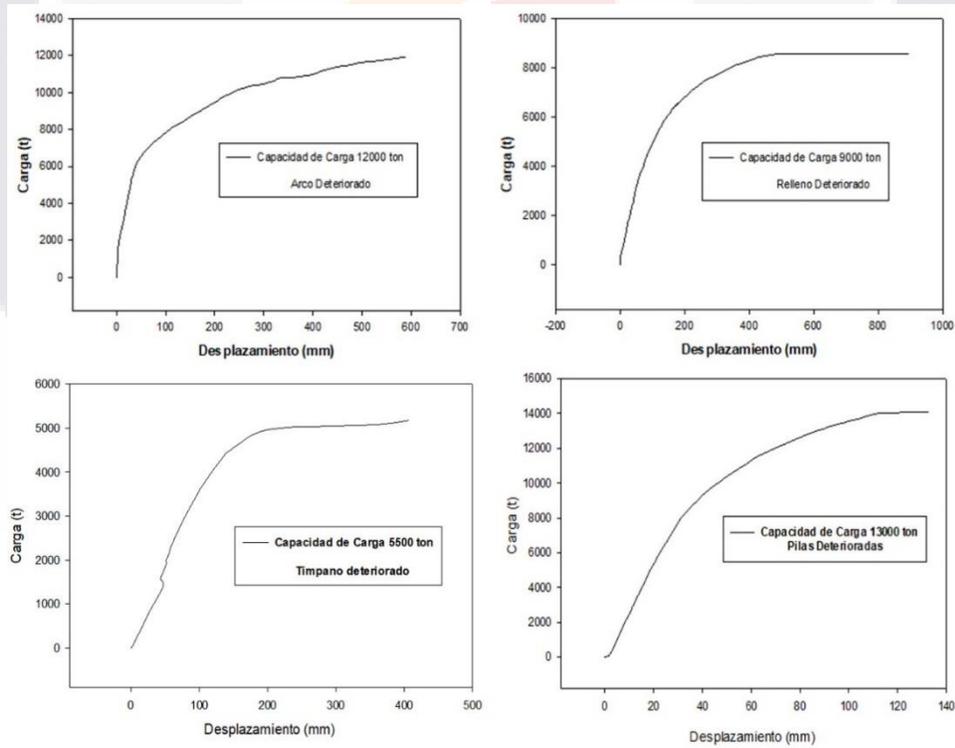
**Figura 79:** Curvas Carga vs. Desplazamiento de los Modelos con Pérdida de Juntas Longitudinales (Imagen del Autor).

Para validar los resultados obtenidos en la etapa anterior, se decidió aplicar el mismo procedimiento sobre un puente patrimonial de arco mampostería ubicado en el municipio de Asientos del estado de Aguascalientes. Para ello se analizó un modelo sin deterioros y cinco modelos con deterioros en sus elementos estructurales.

La capacidad de carga en el modelo sin deterioros fue de aproximadamente 13000 toneladas. En el modelo con deterioros en los arcos la resistencia máxima registrada fue 12000 toneladas, lo que representó una reducción en la capacidad portante de 7.69 %. En el modelo con deterioros en los tímpanos la capacidad de carga fue de 5500 toneladas, lo que representó una reducción en la resistencia de 57.69 %. En el modelo con deterioros en el relleno se obtuvo una capacidad de carga de 9000 toneladas, con una disminución de 44.44 % en la resistencia de la estructura y en el modelo con deterioros en las pilas, la capacidad de carga se mantuvo en 13000 toneladas (Ver figuras 80 y 81).



**Figura 80:** a) Curva Carga vs. Desplazamiento del Modelo sin Deterioros y b) Esfuerzos en el Modelo sin Deterioros (Unidades: Pa) (Imagen del Autor).



**Figura 81:** Capacidad de Carga de la estructura considerando deterioros en Arcos, Relleno, Timpanos y Pilas (Imagen del Autor).

## **5.3 Metodología para la evaluación de la seguridad del usuario en puentes patrimoniales de arco mampostería**

Al finalizar el análisis de los nueve modelos del puente de arco fábrica, se comenzó a evaluar la funcionalidad de la metodología aplicándola a tres estructuras con diferentes condiciones de uso y configuración geométrica.

Las estructuras fueron seleccionadas de un listado de puentes patrimoniales elaborado por el INAH en el estado de Aguascalientes. A continuación, se muestran algunas características de las obras analizadas:

- Puente Blanco: puente de un solo arco ubicado en el municipio Real de Asientos del estado de Aguascalientes.
- Puente Guadalupe: puente de dos arcos ubicado en el municipio Real de Asientos del estado de Aguascalientes.
- Puente de Lagos de Moreno: puente de cuatro arcos ubicado en el municipio de Lagos de Moreno del estado de Jalisco.

### **5.3.1 Puente Blanco**

#### **5.3.1.1 Breve Reseña Histórica**

Puente Blanco se ubica sobre la carretera más antigua del municipio Real de Asientos en el estado de Aguascalientes. La estructura se construyó en 1804 y estuvo dentro de la ruta de Tierra Adentro creada por el gobierno de la Nueva España para transportar plata y otros minerales desde Estados Unidos hasta el puerto de Veracruz. Actualmente el acceso a Puente Blanco se encuentra muy deteriorado, con lo cual recibe poco tráfico y la estructura se encuentra prácticamente abandonada (Ver tabla 19) (Semillero Viajero de Yorch, 2017).

El puente tiene una longitud de 13.5 m y un ancho total de 3.75 m. La estructura está soportada por un arco de medio punto de 2.34 m de luz, apoyado en pilas de 75 cm de espesor. El ancho de calzada es de 2.76 m y la altura libre debajo del puente de 1.75 m (Ver figura 82).

**Tabla 19:** Características Generales de Puente Blanco.

| <b>Tabla de Datos Generales de Puente Blanco</b> |  |
|--|--|
| <i>Fecha de elaboración de la planilla:</i>      | 17 de octubre de 2020                                |
| <i>Nombre del puente:</i>                        | Puente Blanco  |
| <i>Año de construcción:</i>                      | 1804   |
| <i>Año de reconstrucción:</i>                    | -  |
| <i>Ciudad o región en la se ubica el puente:</i> | Municipio Real de Asientos, Estado de Aguascalientes |
| <i>Espacio libre debajo del puente:</i>          | 1.75 m   |
| <i>Número de arcos:</i>                          | 1  |
| <i>Longitud máxima entre arcos:</i>              | 2.34 m   |
| <i>Longitud total del puente:</i>                | 13.5 m   |
| <i>Ancho de calzada:</i>                         | 2.76 m   |
| <i>Ancho total del puente:</i>                   | 3.72 m   |



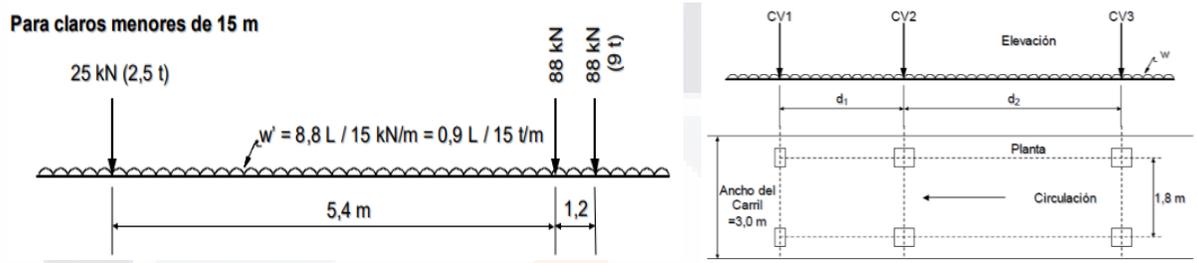
**Figura 82:** Perfil Longitudinal de Puente Blanco (Imagen del Autor).

### 5.3.1.2 Seguridad Estructural

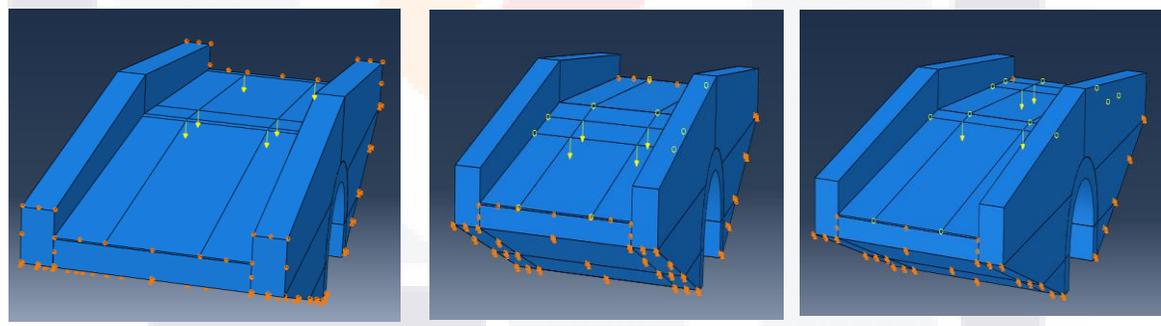
#### 5.3.1.2.1 Modelación numérica

Para obtener el modelo numérico de Puente Blanco se utilizó la técnica de macro – modelación simplificada. Los materiales por otra parte se consideraron deformables, homogéneos e isótropos y sus propiedades se tomaron de la tesis del Ingeniero Miguel Ángel Flores, ya que no se realizaron ensayos para caracterizar la mampostería y el relleno. En el modelo numérico el comportamiento de los materiales se definió a través del criterio elasto – plástico Mohr - Coulomb y sus cinco parámetros básicos de entrada (Ver Tabla 18).

Las cargas se aplicaron a un cuarto de la luz del arco y se consideraron tres ubicaciones diferentes para el vehículo de diseño (Ver figuras 83 y 84). Los modelos se analizaron empotrados en su base con restricción al desplazamiento lateral. Las interacciones se representaron utilizando la técnica Finite Sliding de tipo Superficie – Superficie que había sido definida en la etapa de calibración y se consideró el modo de falla a tensión y cortante de las juntas.

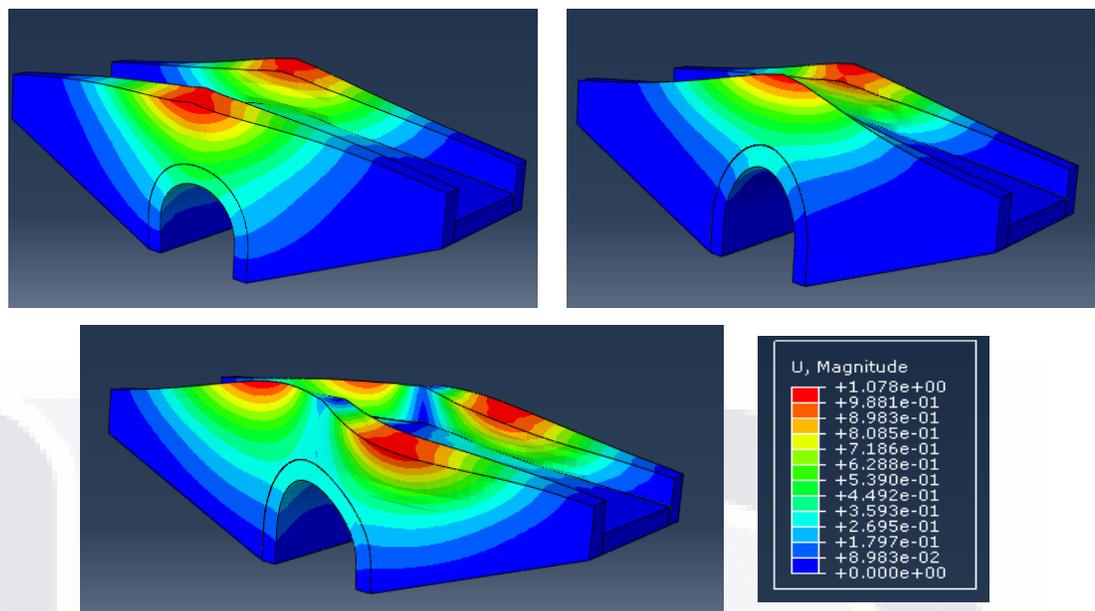


**Figura 83:** Modelo de cargas vivas IMT 20.5 para carreteras alimentadoras con claros menores a 15 m (SCT, 2004).



**Figura 84:** Diferentes ubicaciones del Vehículo de Diseño (Imagen del Autor).

Para la discretización del modelo se utilizó una malla estructurada de elementos finitos C3D8 de 20 cm de lado y se realizó un análisis modal para verificar la transmisión de esfuerzos en la estructura. En el análisis modal se obtuvieron los primeros modos de vibrar del puente, así como su frecuencia natural (Ver tabla 20) y las deformaciones más significativas de los elementos (Ver figura 85).



**Figura 85:** Deformadas para los primeros modos de vibrar de la estructura a) Primer Modo de Vibrar, b) Segundo Modo de Vibrar y c) Tercer Modo de Vibrar (Unidades: m) (Imagen del Autor).

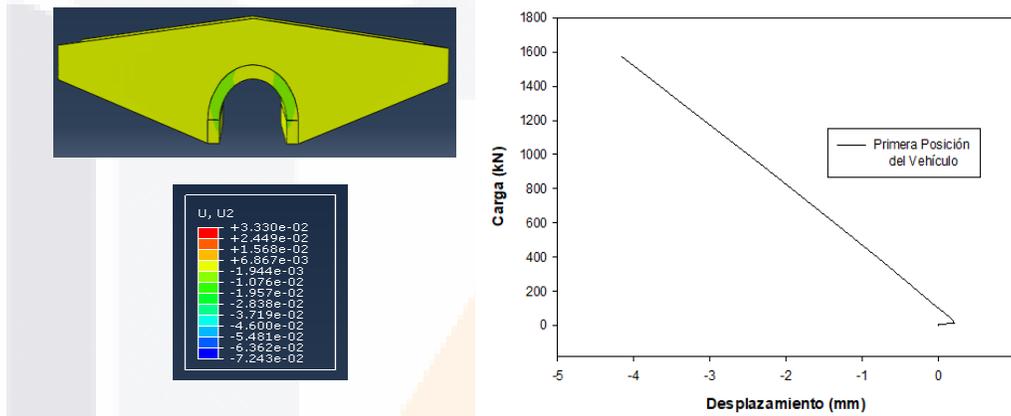
**Tabla 20:** Frecuencias de la estructura para los primeros modos de vibrar.

| Análisis Modal de Puente Blanco |            |
|---------------------------------|------------|
| Modos de Vibrar                 | Frecuencia |
|                                 | (Hz)       |
| Modo 1                          | 8.61       |
| Modo 2                          | 10.93      |
| Modo 3                          | 11.87      |
| Modo 4                          | 12.84      |
| Modo 5                          | 13.28      |
| Modo 6                          | 14.36      |
| Modo 7                          | 14.57      |
| Modo 8                          | 14.78      |
| Modo 9                          | 14.79      |
| Modo 10                         | 14.99      |
| Modo 11                         | 15.24      |
| Modo 12                         | 15.47      |

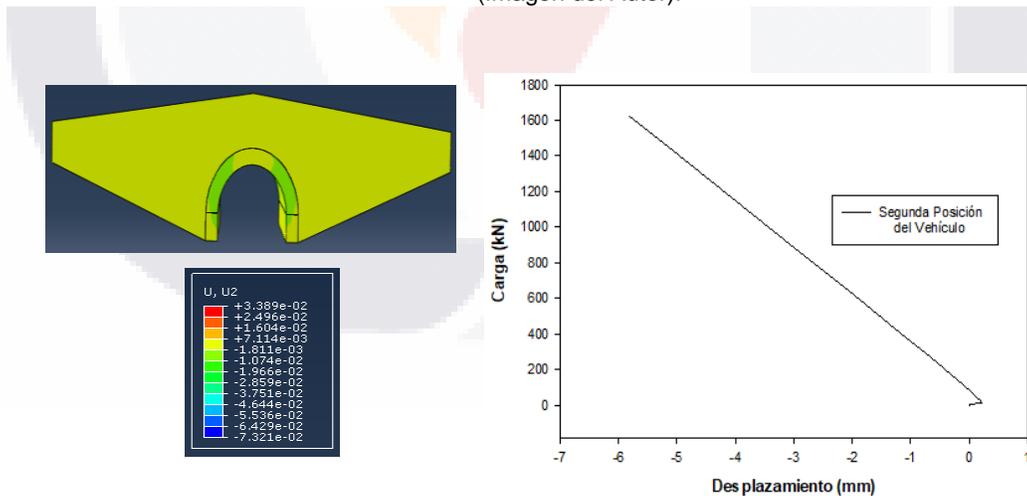
*Nota:* Primeros Modos de Vibrar de Puente Blanco.

### 5.3.1.2.2 Resultados de la Modelación Numérica

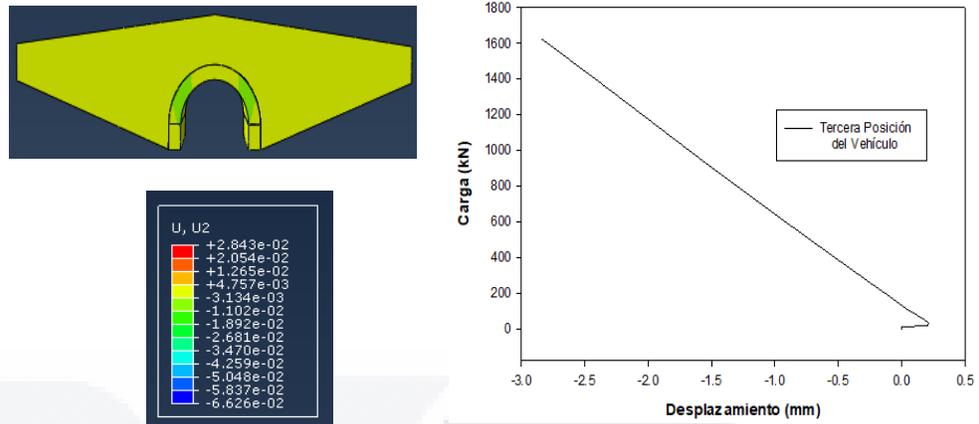
Una vez definidas las características del modelo numérico, se comenzó a estudiar el comportamiento de Puente Blanco frente a la acción de cargas gravitacionales. Para ello se consideró el modelo de cargas vivas IMT 20.5 definido por la Secretaría de Comunicaciones y Transporte para el diseño de puentes en México y posteriormente se obtuvieron las curvas Carga vs. Desplazamiento para cada corrida (Ver figuras 86, 87 y 88).



**Figura 86:** a) Curva Carga vs. Desplazamiento para la Primera Posición del Vehículo de Diseño y b) Desplazamientos en Puente Blanco para la Primera Posición del Vehículo de Diseño (Unidades: m) (Imagen del Autor).



**Figura 87:** a) Curva Carga vs. Desplazamiento para la Segunda Posición del Vehículo de Diseño y b) Desplazamientos en Puente Blanco para la Segunda Posición del Vehículo de Diseño (Unidades: m) (Imagen del Autor).



**Figura 88:** a) Curva Carga vs. Desplazamiento para la Tercera Posición del Vehículo de Diseño y b) Esfuerzos y Desplazamientos en Puente Blanco para la Tercera Posición del Vehículo de Diseño (Unidades: m) (Imagen del Autor).

### 5.3.1.2.3 Nivel de Conservación de los Elementos Estructurales del Puente

Al finalizar el análisis de capacidad de carga, se evaluó el índice de deterioro de los elementos estructurales del puente. Los daños más significativos se encontraban en la zona de los tímpanos y la bóveda, donde se podían apreciar agrietamientos, manchas de humedad, eflorescencia, pérdida de sección transversal y vegetación sobre la estructura (Ver figura 89).



**Figura 89:** Principales deterioros observados en Puente Blanco (Imagen del Autor).

### 5.3.1.3 Seguridad Vehicular

#### 5.3.1.3.1 Pavimentos

La seguridad vehicular del puente se evaluó a través del nivel de conservación del pavimento. En el caso específico de Puente Blanco la superficie de rodamiento no está pavimentada y presenta un alto grado de deterioro.

Por otra parte, las carreteras de acceso al puente se encuentran muy dañadas y carecen de luminarias, señalización y estructuras de contención, por lo que la vía se considera intransitable para los usuarios (Ver figura 90) y (Ver tabla 21).



**Figura 90:** Principales deterioros del pavimento en Puente Blanco (Imagen del Autor).

**Tabla 21:** Calificación del nivel de confort del usuario al transitar por la vía o índice de servicio actual (D. G. de C. de Carreteras, 2010).

| Calificación | Nivel de Deterioro |
|--------------|--------------------|
| 5            | Muy Bueno          |
| 4            | Bueno              |
| 3            | Regular            |
| 2            | Malo               |
| 1            | Muy Malo           |
| 0            | Intransitable      |

#### 5.3.1.3.2 Luminarias y Señalización

Puente Blanco no se encuentra señalizado y carece de luminarias en todos los sentidos de circulación, por lo que no se recomienda utilizar esta vía en horas nocturnas (Ver figura

91). Es importante mencionar que estos indicadores afectan significativamente la seguridad de los conductores y peatones que transitan por el puente.



**Figura 91:** Superficie de rodamiento en Puente Blanco (Imagen del Autor).

### 5.3.1.4 Seguridad Peatonal

#### 5.3.1.4.1 Banquetas y Parapetos

Para evaluar la seguridad peatonal en Puente Blanco se realizó un levantamiento donde se obtuvieron las características geométricas de las banquetas y los parapetos y se determinó el nivel de deterioro en estos elementos.

En los parapetos se observaron grandes zonas de agrietamiento, manchas de humedad, pérdida de sección, fisuras y desconchado (Ver figura 92), sin embargo, sus dimensiones superaban las dimensiones mínimas establecidas por la SCT para garantizar la seguridad de los usuarios en puentes carreteros.



**Figura 92:** Agrietamientos, Pérdida de Sección, Desconchados y Manchas de Humedad observadas en los parapetos de Puente Blanco (Imagen del Autor).

### 5.3.2 Puente Guadalupe

#### 5.3.2.1 Breve Reseña Histórica

El Puente de Guadalupe se ubica en el centro del municipio Real de Asientos del estado de Aguascalientes. La estructura se construyó en 1804 y se encuentra a un costado del Santuario de Guadalupe. Dentro de sus elementos destaca una piedra tallada a mano con un poema en agradecimiento a la Virgen de Guadalupe. En la actualidad el puente forma parte de una de las vías principales de la ciudad y está sometido a un alto volumen de tráfico (Ver figuras 93 y 94) (Rodríguez, 2012).

El Puente de Guadalupe tiene una longitud de 13.5 m y está soportado por dos arcos de cantera rosa apoyados sobre pilas de 90 cm de espesor. El ancho de calzada es de 4.80 m y cuenta con dos sentidos de circulación. El espacio libre debajo del puente es de 1.40 m y el ancho total del puente de 7.42 m aproximadamente (Ver tabla 22).



**Figura 93:** Soneto a la Virgen de Guadalupe grabado en el pretil del puente (Imagen del Autor).



**Figura 94:** Perfil Longitudinal del Puente de Guadalupe (Imagen del Autor).

**Tabla 22:** Características Generales del Puente de Guadalupe.

| <b>Tabla de Datos Generales de Puente Blanco</b> |  |
|--|--|
| <b>Fecha de elaboración de la planilla:</b>      | 29 de mayo de 2021                                   |
| <b>Nombre del puente:</b>                        | Puente Guadalupe                                     |
| <b>Año de construcción:</b>                      | 1804   |
| <b>Año de reconstrucción:</b>                    | -  |
| <b>Ciudad o región en la se ubica el puente:</b> | Municipio Real de Asientos, Estado de Aguascalientes |
| <b>Número de arcos:</b>                          | 2  |
| <b>Espacio libre debajo del puente</b>           | 1.40 m   |
| <b>Arco 1:</b>                                   |  |
| <b>Espacio libre debajo del puente</b>           | 1.70   |
| <b>Arco 2:</b>                                   |  |
| <b>Luz del Arco 1:</b>                           | 5.0 m  |
| <b>Luz del Arco 2:</b>                           | 4.6 m  |
| <b>Longitud máxima entre arcos:</b>              | 2.34 m   |
| <b>Longitud total del puente:</b>                | 13.5 m   |
| <b>Ancho de calzada:</b>                         | 4.80 m   |
| <b>Ancho total del puente:</b>                   | 7.42 m   |

### 5.3.2.2 Seguridad Estructural

#### 5.3.2.2.1 Modelación Numérica

El modelo geométrico del Puente de Guadalupe se elaboró utilizando la técnica de macro - modelación simplificada descrita por Lourenco en 1996. El comportamiento de los materiales se definió a través del modelo constitutivo Mohr - Coulomb y sus cinco parámetros básicos de entrada. La densidad y el módulo de elasticidad de la mampostería se obtuvieron de la tesis de maestría del ingeniero Miguel Ángel Flores, mientras que las propiedades del relleno se tomaron del artículo de Zamudio Zavala para suelos pumíticos no saturados (Ver Tabla 18). El pavimento se representó utilizando el modelo constitutivo Drucker – Prager y sus propiedades se obtuvieron de las recomendaciones de Kmiecik para concretos de alta resistencia (Kmiecik & Kamiński, 2011).

En el análisis numérico se consideraron las cargas muertas generadas por el peso propio de la estructura y las cargas vivas especificadas por la SCT para el diseño de puentes en México (Ver Figuras 95 y 96). Los modelos se analizaron empotrados en su base con restricción al desplazamiento lateral. Las interacciones se representaron utilizando parámetros de comportamiento normal y tangencial definidos por un coeficiente de fricción basado en el criterio de rozamiento seco de Coulomb. Para los puentes de arco mampostería Santiago Huerta recomienda un coeficiente de fricción de 0.5 y ángulo de fricción de 27 ° (Huerta, 2004).

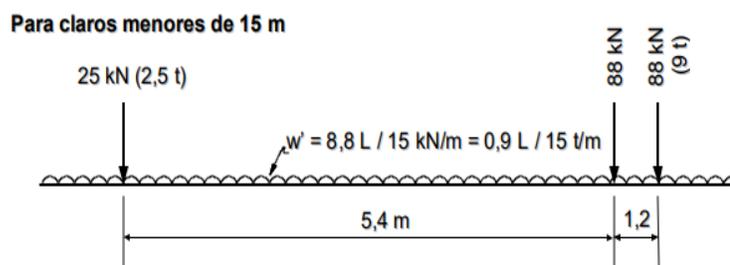
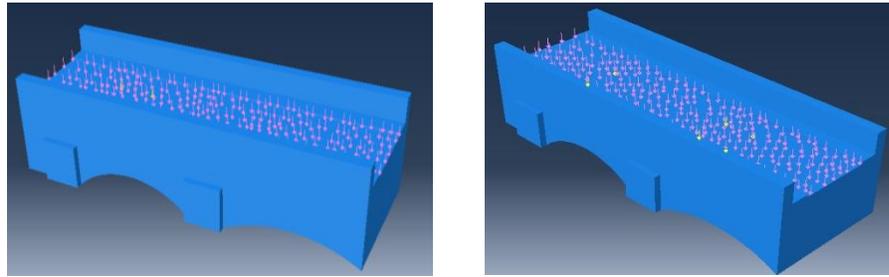
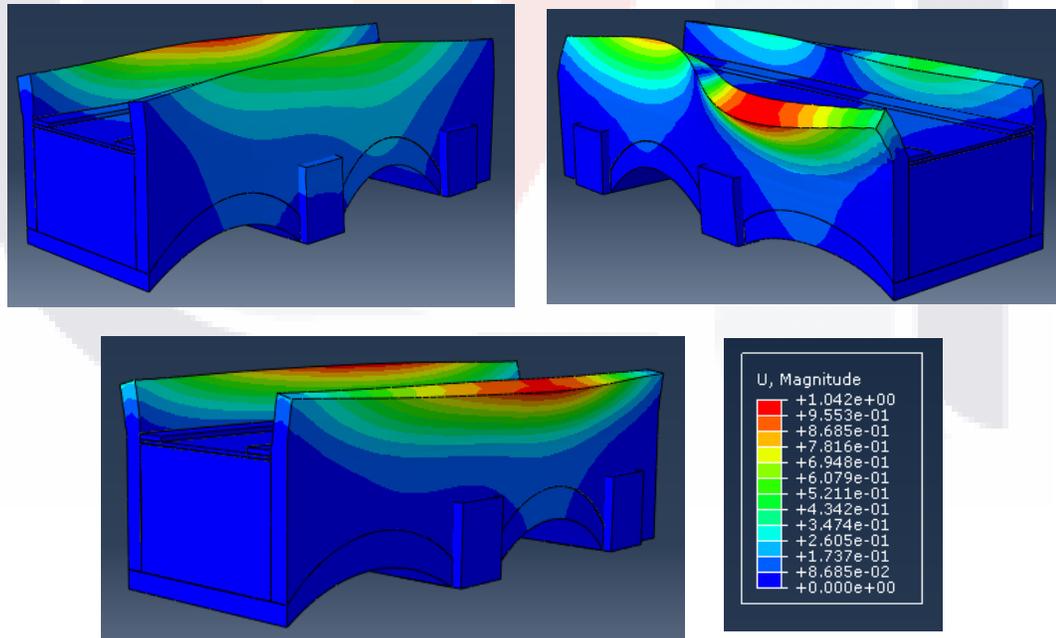


Figura 95: Modelo de cargas vivas IMT 20.5 para carreteras alimentadoras con claros menores a 15 m (SCT, 2004).



**Figura 96:** Diferentes ubicaciones del Vehículo de Diseño (Imagen del Autor).

Para la discretización del modelo se utilizó la técnica de mallado dependiente y se consideraron elementos finitos hexaédricos de primer orden de interpolación. Además, se realizó un análisis modal para verificar la efectividad en la transmisión de esfuerzos entre los elementos de la estructura. Al finalizar el análisis modal se obtuvieron las propiedades dinámicas del puente y las deformaciones más significativas en sus elementos (Ver figura 97) y (Ver tabla 23).



**Figura 97:** Deformadas para los primeros modos de vibrar de la estructura  
 a) Primer Modo de Vibrar, b) Segundo Modo de Vibrar y c) Tercer Modo de Vibrar (Unidades: m)  
 (Imagen del Autor).

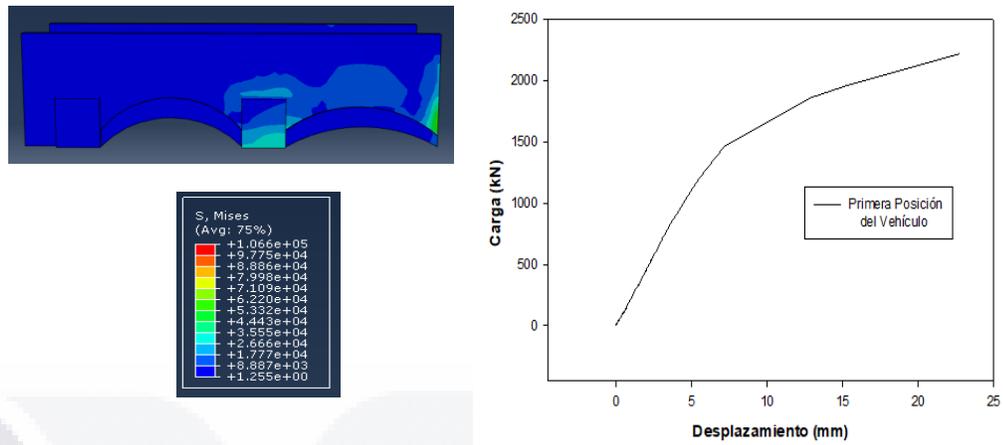
**Tabla 23:** Frecuencias de la estructura para los primeros modos de vibrar.

| Análisis Modal de Puente Guadalupe |            |
|------------------------------------|------------|
| Modos de Vibrar                    | Frecuencia |
|                                    | (Hz)       |
| Modo 1                             | 5.99       |
| Modo 2                             | 6.95       |
| Modo 3                             | 7.40       |
| Modo 4                             | 7.89       |
| Modo 5                             | 8.11       |
| Modo 6                             | 8.42       |
| Modo 7                             | 8.80       |
| Modo 8                             | 8.85       |
| Modo 9                             | 9.06       |
| Modo 10                            | 19.09      |
| Modo 11                            | 9.18       |
| Modo 12                            | 9.21       |

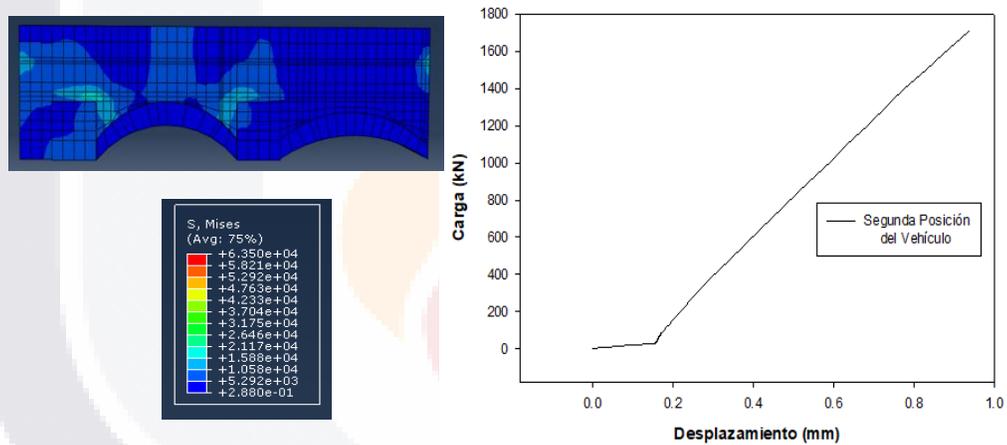
*Nota: Primeros Modos de Vibrar de Puente Guadalupe.*

### 5.3.2.2.2 Resultados de la Modelación Numérica

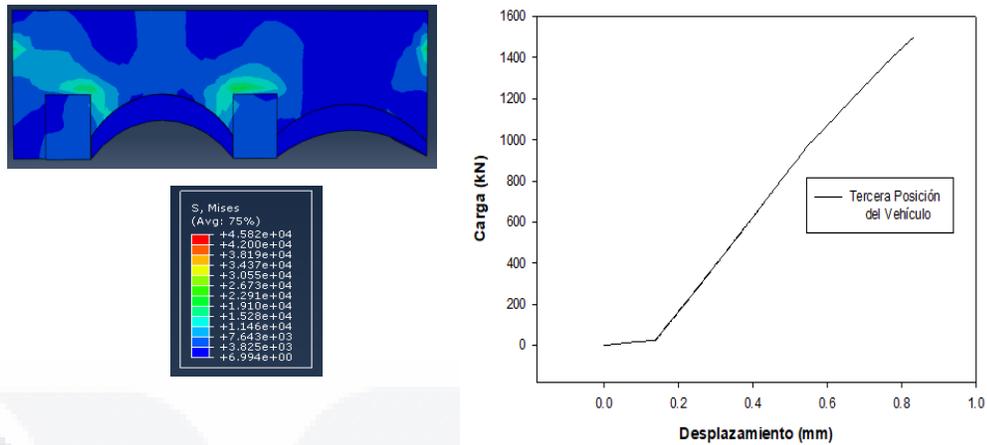
Al finalizar la etapa de modelación se obtuvieron las curvas Carga vs. Desplazamiento para las tres condiciones de carga consideradas en el análisis. En el primer modelo se pudo observar una ligera inclinación en la curva Carga vs. Desplazamiento por la presencia de deformaciones plásticas en la estructura. Para el segundo y tercer caso de carga las deformaciones se mantuvieron en el rango elástico hasta finalizar el ensayo (Ver figuras 98, 99 y 100).



**Figura 98:** a) Curva Carga vs. Desplazamiento para la Primera Posición del Vehículo de Diseño y b) Esfuerzos en el Puente de Guadalupe para la Primera Posición del Vehículo de Diseño (Unidades: Pa) (Imagen del Autor).



**Figura 99:** a) Curva Carga vs. Desplazamiento para la Segunda Posición del Vehículo de Diseño y b) Esfuerzos y Desplazamientos en el Puente de Guadalupe para la Segunda Posición del Vehículo de Diseño (Unidades: Pa) (Imagen del Autor).



**Figura 100:** a) Curva Carga vs. Desplazamiento para la Tercera Posición del Vehículo de Diseño y b) Esfuerzos y Desplazamientos en el Puente de Guadalupe para la Tercera Posición del Vehículo de Diseño (Unidades: Pa) (Imagen del Autor).

### 5.3.2.2.3 Nivel de Conservación de los Elementos Estructurales del Puente

Para evaluar la seguridad estructural en el Puente de Guadalupe se determinó el nivel de conservación de sus elementos estructurales. Durante el levantamiento se observaron grandes manchas de humedad, así como pérdida de juntas en la bóveda y los muros de enjuta. Además, fue muy notable la presencia de vegetación en tímpanos, pilas y arcos. Por otra parte, debido a la falta de mantenimiento de la estructura, se puede apreciar una excesiva acumulación de escombros y suciedad debajo del puente (Ver figuras 101, 102 y 103).



**Figura 101:** Presencia de Vegetación y Manchas de Humedad en los Tímpanos, las Pilas y los Arcos del Puente de Guadalupe (Imagen del Autor).



**Figura 102:** Pérdida de Juntas en Bóvedas y Muros de Enjuta (Imagen del Autor).



**Figura 103:** Acumulación excesiva de escombros y suciedad debajo del Puente de Guadalupe (Imagen del Autor).

### 5.3.2.3 Seguridad Vehicular

#### 5.3.2.3.1 Pavimentos

Para evaluar el nivel de conservación del pavimento se determinaron los principales deterioros presentes en la superficie de rodamiento y se midió el nivel de confort del usuario al transitar por el Puente de Guadalupe. En la calzada se observaron pequeños desniveles y hundimientos en los adoquines, así como agrietamientos y pérdidas de juntas en ambos sentidos de circulación (Ver figura 104).

Por otra parte, los usuarios consideraron que el tránsito por Puente Guadalupe es seguro y confortable, considerando que las condiciones de la superficie de rodamiento son buenas y que las estructuras de contención no se encuentran excesivamente deterioradas (Ver tabla 21).



**Figura 104:** Pérdida de juntas, hundimientos y desniveles en el Puente de Guadalupe (Imagen del Autor).

#### 5.3.2.3.2 Luminarias y Señalización

El Puente de Guadalupe tiene una longitud de 13.5 m, por lo que carece de un sistema de iluminación propio, sin embargo, las vías de acceso a la estructura, prestan servicio al puente en horas nocturnas. Por otra parte, el señalamiento horizontal cumple con las especificaciones de la Norma Oficial Mexicana para el Señalamiento de Carreteras en México (Ver figura 10).

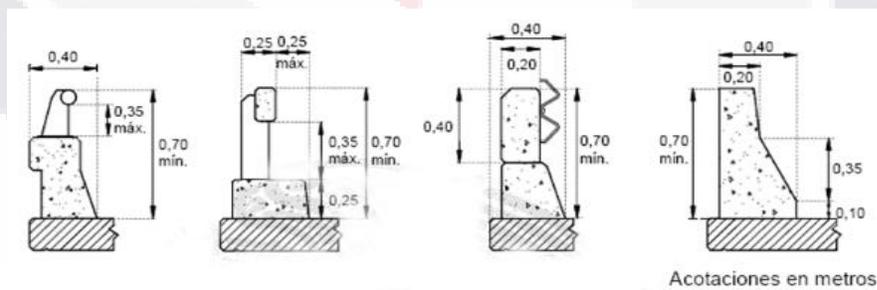


**Figura 105:** Pavimento del Puente de Guadalupe (Imagen del Autor).

### 5.3.2.4 Seguridad Peatonal

El nivel de conservación de Banquetas y Parapetos fue uno de los indicadores propuestos en la metodología para evaluar la seguridad peatonal en los puentes patrimoniales. En el caso específico del Puente de Guadalupe se pudo apreciar que estos elementos han sido reconstruidos con materiales modernos, con lo cual no presentan grandes deterioros y cumplen con las dimensiones mínimas propuestas por la SCT para garantizar la seguridad de los puentes en México (Ver figura 106).

En pretilas y banquetas se observaron zonas de eflorescencia y desconchado, así como manchas de humedad y pérdidas en el recubrimiento (Ver figura 107).



**Figura 106:** Dimensiones de parapetos para vehículos automotores (Unidades: m)  
(C. A. R. Carreteras, n.d.).



**Figura 107:** Eflorescencia, Pérdida del Recubrimiento y Manchas de Humedad en los Parapetos del Puente de Guadalupe (Imagen del Autor).

### 5.3.3 Puente de Lagos de Moreno

#### 5.3.3.1 Breve Reseña Histórica

El Puente de Lagos de Moreno se comenzó a construir en 1741 y fue inaugurado en 1860 por el presidente Miguel Miramón. El puente formó parte del Camino Real de Tierra Adentro y fue reconocido por la UNESCO como patrimonio de la Humanidad. Dentro de sus elementos destaca una placa tallada con la frase “Este puente se hizo en Lagos y se pasa por arriba”, haciendo referencia a la negativa de algunos pobladores de pagar el impuesto establecido por cruzar el puente. En la actualidad la estructura se mantiene en funcionamiento y forma parte de una de las vías principales de la ciudad (Ver figura 108) (Informador, 2016).

El Puente de Lagos de Moreno es uno de los lugares más emblemáticos de este Pueblo Mágico. La estructura tiene una longitud de 136.0 m y está soportada por cuatro arcos de piedra y cantera rosa. El ancho de calzada es de 5.5 m y cuenta con dos sentidos de circulación. El espacio libre debajo del puente es de 4.2 m y el ancho total del puente de 8.5 m aproximadamente (Ver tabla 24) y (Ver figura 109).



**Figura 108:** Perfil Longitudinal del Puente de Lagos de Moreno (Imagen del Autor).

**Tabla 24:** Características Generales del Puente de Lagos de Moreno.

| <b>Tabla de Datos Generales de Puente Blanco</b> |  |
|--|--|
| <b>Fecha de elaboración de la planilla:</b>      | 15 de noviembre de 2021                      |
| <b>Nombre del puente:</b>                        | Puente Lagos de Moreno                       |
| <b>Año de construcción:</b>                      | 1761 - 1860                                  |
| <b>Año de reconstrucción:</b>                    | -  |
| <b>Ciudad o región en la se ubica el puente:</b> | Municipio Lagos de Moreno, Estado de Jalisco |
| <b>Número de arcos:</b>                          | 4  |
| <b>Espacio libre debajo del puente:</b>          | 4.2 m  |
| <b>Flecha del Arco:</b>                          | 2.5 m  |
| <b>Luz del Arco:</b>                             | 19.0 m                                       |
| <b>Longitud máxima entre arcos:</b>              | 2.34 m                                       |
| <b>Longitud total del puente:</b>                | 136.0 m                                      |
| <b>Ancho de calzada:</b>                         | 5.50 m                                       |
| <b>Ancho total del puente:</b>                   | 8.50 m                                       |



**Figura 109:** Modelo Geométrico del Puente de Lagos de Moreno (Imagen del Autor).

### 5.3.3.2 Seguridad Estructural

#### 5.3.3.2.1 Modelación Numérica

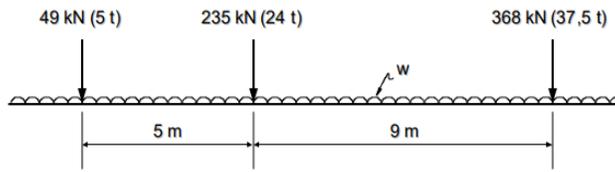
El proceso de modelación numérica se divide en tres etapas principales: en la primera etapa (pre – proceso) se definen las características geométricas, las propiedades de los materiales, las condiciones de contorno y el mallado de la estructura. En la segunda etapa (cálculo) se calculan los esfuerzos y las deformaciones en los elementos y en la tercera etapa (post – proceso) se analizan los resultados obtenidos.

Pre – Proceso:

Las características geométricas del Puente de Lagos de Moreno se obtuvieron al realizar un levantamiento de la estructura. Las propiedades de los materiales se tomaron de la tesis del ingeniero Miguel Ángel Flores ya que no se realizaron ensayos para caracterizar la mampostería y el relleno. El comportamiento de la fábrica se reprodujo a través del criterio de daño plástico Mohr - Coulomb (Ver Tabla 18) y para el pavimento se utilizó un modelo elástico definido por los parámetros de densidad, módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson del concreto.

La estructura se analizó considerando la acción del vehículo de diseño IMT 66.5 para carreteras principales (Ver figura 110 y 111). Las interacciones se representaron a través de los modelos de comportamiento normal y tangencial Normal Behaviour y Tangential Behaviour, los cuales reproducen el modo de falla a tensión y cortante de las juntas. Para la discretización se utilizaron mallas estructuradas formadas por elementos finitos hexaédricos de primer orden de interpolación. Además, se aplicó la técnica de mallado dependiente y se realizó un análisis modal para verificar la continuidad en la transmisión de esfuerzos entre los elementos (Ver figura 112) y (Ver tabla 25).

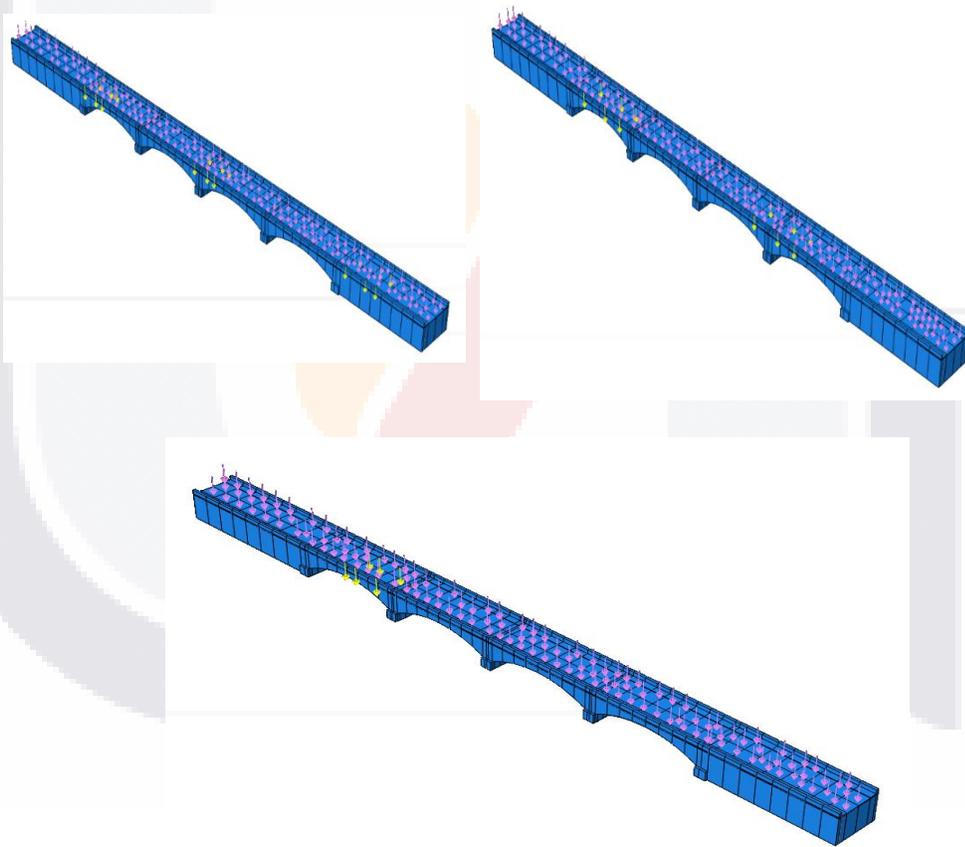
Para claros mayores o iguales a 30 m



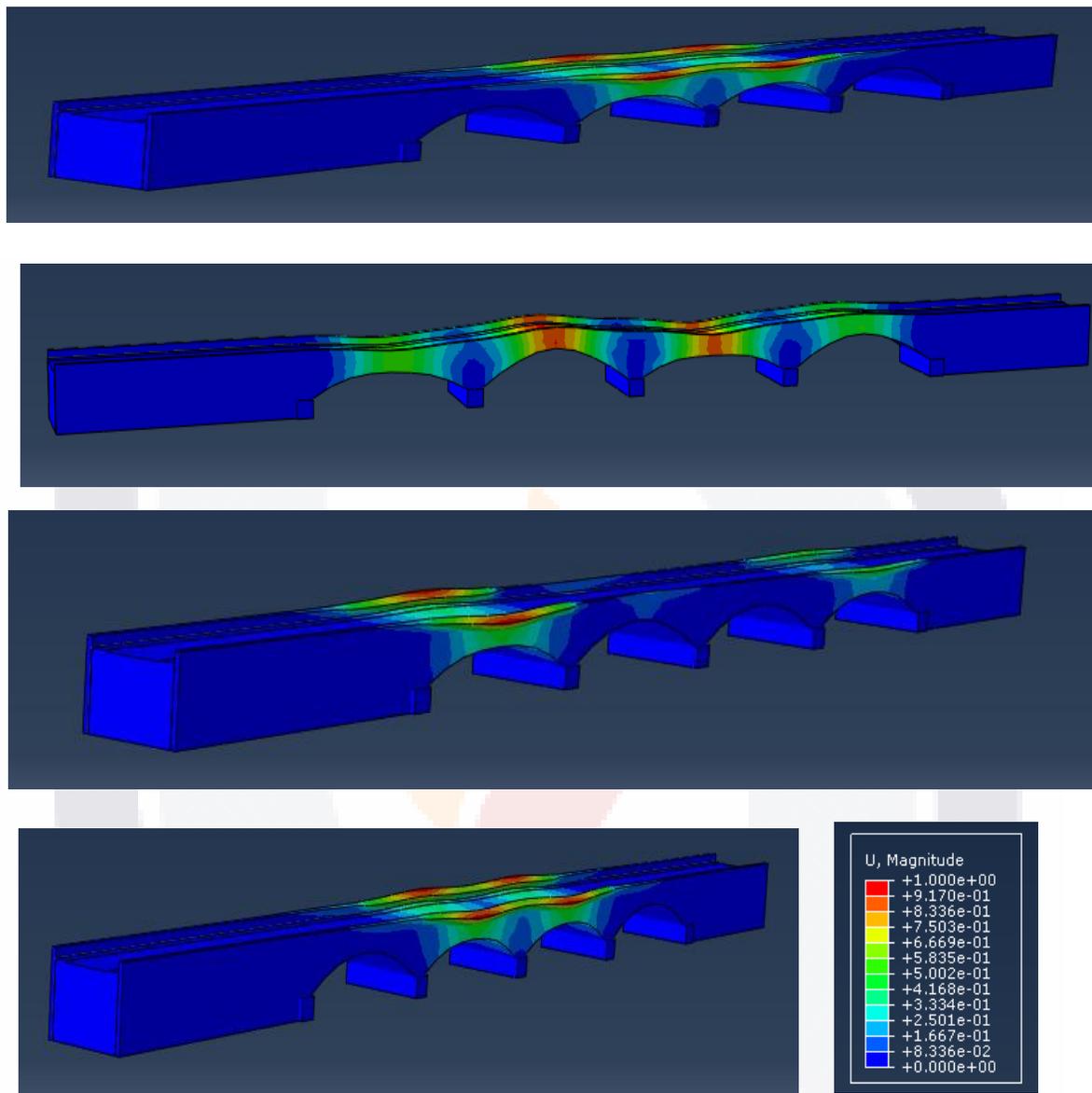
$$w = (L - 30) / 60 \text{ t/m} = (L - 30) / 6 \text{ kN/m, si } 30 \text{ m} = L = 90 \text{ m}$$

$$w = 1 \text{ t/m} = 10 \text{ kN/m, si } L > 90 \text{ m}$$

**Figura 110:** Modelo de cargas vivas IMT 66.5 para carreteras principales con claros mayores a 30 m (SCT, 2004).



**Figura 111:** Diferentes ubicaciones del Vehículo de Diseño IMT 66.5 (Imagen del Autor).



**Figura 112:** Deformadas para los primeros modos de vibrar de la estructura a) Primer Modo de Vibrar, b) Segundo Modo de Vibrar, c) Tercer Modo de Vibrar y Cuarto Modo de Vibrar (Unidades: m) (Imagen del Autor).

**Tabla 25:** Frecuencias de la estructura para los primeros modos de vibrar.

| Análisis Modal del Puente de Lagos de Moreno |                    |
|--|--------------------|
| Modos de Vibrar                              | Frecuencia<br>(Hz) |
| Modo 1                                       | 1.50               |
| Modo 2                                       | 1.55               |
| Modo 3                                       | 1.56               |
| Modo 4                                       | 1.69               |
| Modo 5                                       | 1.78               |
| Modo 6                                       | 1.79               |
| Modo 7                                       | 1.84               |
| Modo 8                                       | 1.85               |
| Modo 9                                       | 1.85               |
| Modo 10                                      | 2.04               |
| Modo 11                                      | 2.06               |
| Modo 12                                      | 2.08               |

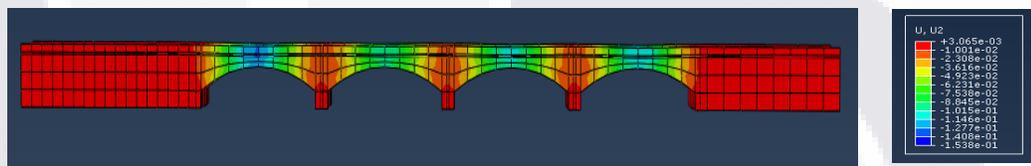
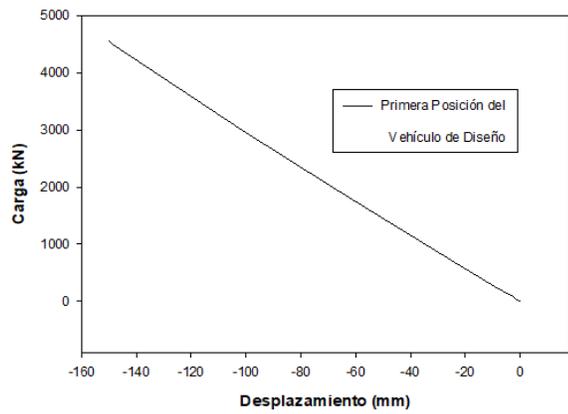
*Nota:* Primeros Modos del Puente de Lagos de Moreno.

### Cálculo

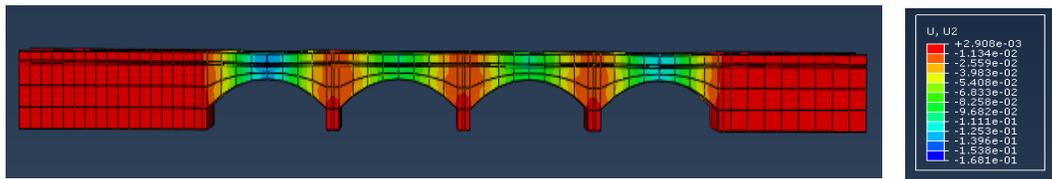
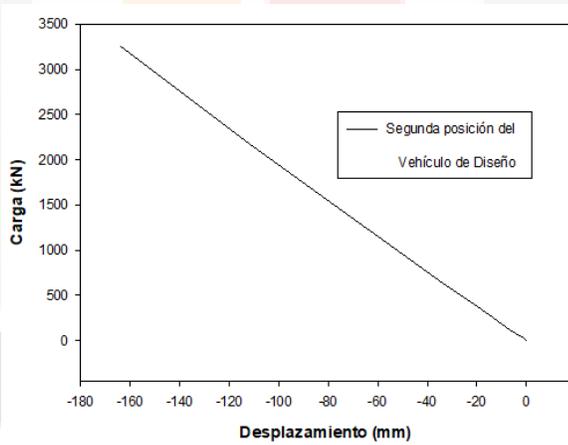
Para resolver la matriz rigidez global de la estructura se implementó el método numérico Full Newton, el cual permite obtener de forma aproximada los esfuerzos y las deformaciones en los diferentes elementos del puente.

### 5.3.3.2 Resultados de la Modelación Numérica

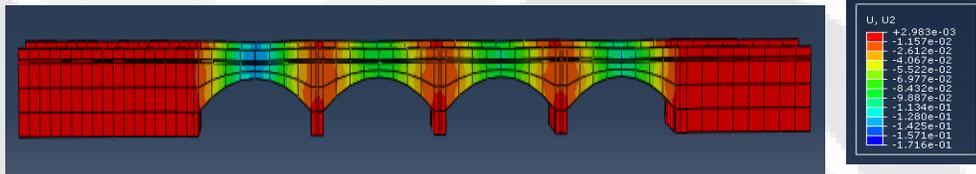
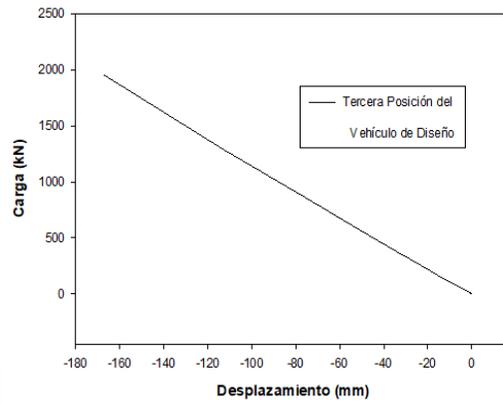
Al finalizar la etapa de modelación se obtuvieron las curvas Carga vs Desplazamiento para las tres posiciones del vehículo de diseño consideradas en el análisis. En los tres modelos las deformaciones se mantuvieron en el rango elástico y no se alcanzó la máxima resistencia de la estructura. Por otra parte, los esfuerzos de tensión no superaron los 97.0 MPa y los desplazamientos estuvieron entre los 5.0 y los 7.0 cm (Ver figuras 112, 113 y 114).



**Figura 113:** a) Curva Carga vs. Desplazamiento para la Primera Posición del Vehículo de Diseño y b) Desplazamientos en el Puente de Lagos de Moreno para la Primera Posición del Vehículo de Diseño (Unidades: m) (Imagen del Autor).



**Figura 114:** a) Curva Carga vs. Desplazamiento para la Segunda Posición del Vehículo de Diseño y b) Desplazamientos en el Puente de Lagos de Moreno para la Segunda Posición del Vehículo de Diseño (Unidades: m) (Imagen del Autor).



**Figura 115:** a) Curva Carga vs. Desplazamiento para la Tercera Posición del Vehículo de Diseño y b) Desplazamientos en el Puente de Lagos de Moreno para la Tercera Posición del Vehículo de Diseño (Unidades: m) (Imagen del Autor).

### 5.3.3.2.3 Nivel de Conservación de los Elementos Estructurales del Puente

El Puente de Lagos de Moreno recibe un mantenimiento sistemático por parte de las autoridades del municipio, sin embargo, actualmente se pueden apreciar pequeñas fisuras en las pilas, así como pérdida de juntas en los arcos y vegetación en la zona de los tímpanos (Ver figuras 116 y 117). Es importante mencionar que estos deterioros no ponen en riesgo la estabilidad de la estructura, ni afectan significativamente su capacidad portante.



**Figura 116:** Grafitis en la Bóveda del Puente (Imagen del Autor).



**Figura 117:** Principales Deterioros observados en el Puente de Lagos de Moreno (Fisuras, pérdida de juntas y presencia de vegetación en la estructura) (Imagen del Autor).

### 5.3.3.3 Seguridad Vehicular

Para evaluar la seguridad vehicular en los puentes patrimoniales se consideraron tres indicadores fundamentales:

- El nivel de conservación del pavimento.
- El nivel de conservación de las luminarias.
- El nivel de conservación del señalamiento vertical y horizontal.

### 5.3.3.3.1 Pavimentos

El pavimento en el Puente de Lagos de Moreno cuenta con cuatro carriles de circulación que han sido reconstruidos con losas de concreto. Los deterioros más significativos se concentran en la zona de las juntas donde se pueden apreciar agrietamientos y desniveles en la superficie (Ver figura 118). Sin embargo, el tránsito por la vía es seguro y confortable para los usuarios (Ver tabla 21).



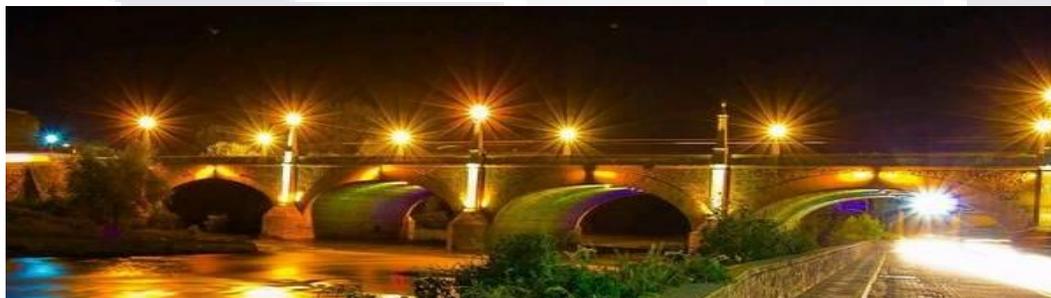
**Figura 118:** Agrietamientos y Desniveles en las juntas del pavimento (Imagen del Autor)

### 5.3.3.3.2 Luminarias

El sistema de iluminación del puente se compone de doce farolas apoyadas sobre columnas decorativas de mampostería de piedra. Los deterioros más significativos se presentan en las estructuras de soporte donde se pueden apreciar manchas de humedad, instalaciones expuestas, desconchado, pérdida de sección, agrietamientos y ausencia de juntas entre los elementos (Ver figura 119). Actualmente once de las farolas del puente se encuentran en funcionamiento, lo que garantiza una iluminación adecuada para el tránsito por la vía en horas nocturnas (Ver figura 120).



**Figura 119:** Deterioros más significativos en el sistema de iluminación del Puente de Lagos de Moreno (Manchas de Humedad, Desconchado, Instalaciones Expuestas y Pérdida de Juntas) (Imagen del Autor).



**Figura 120:** Nivel de iluminación del Puente de Lagos de Moreno (Tomado de Internet).

### 5.3.3.3 Señalamiento vertical y horizontal

El señalamiento horizontal en el Puente de Lagos de Moreno cumple con las especificaciones de la norma mexicana para puentes carreteros. Las señales delimitan el área entre la superficie de rodamiento y la banqueteta, así como las distancias entre los carriles de circulación (Ver figura 121). La estructura no cuenta con señalamiento vertical, sin embargo, en ambos extremos del puente se indican las velocidades máximas a las que se puede circular por esta vía.



Figura 121: Señalamiento Horizontal en el Puente de Lagos de Moreno (Imagen del Autor).

### 5.3.3.4 Seguridad Peatonal

#### 5.3.3.4.1 Banquetas y Parapetos

Para evaluar la seguridad peatonal en el Puente de Lagos de Moreno, se determinó el nivel de deterioro de las banquetetas y los parapetos y se verificó que sus dimensiones superaran las dimensiones mínimas establecidas por la SCT para garantizar la seguridad de los usuarios.

En los pretilos del puente se observaron algunas zonas agrietadas con pérdida de sección, así como ausencia de juntas, desplomes y manchas de humedad en la mampostería (Ver figuras 122 y 123). En las banquetas se apreciaban tramos discontinuos con gran heterogeneidad en sus materiales, mostrando que este elemento ha sido reconstruido en múltiples ocasiones. Por otra parte, eran notables algunos desniveles en las uniones de la acera, así como agrietamientos y pérdida de sección a lo largo de todo el elemento (Ver figura 124).

Por otra parte, la altura de los parapetos y el ancho de la banqueta superaron los valores mínimos establecidos por la norma para garantizar la seguridad de los usuarios en los puentes carreteros.



**Figura 122:** Pérdida de Sección, Desplomes, Ausencia de Juntas y Manchas Humedad en los Parapetos del Puente Lagos de Moreno (Imagen del Autor).



**Figura 123:** Agrietamientos en los Parapetos del Puente de Lagos de Moreno.  
(Imagen del Autor).



**Figura 124:** Pérdidas de Juntas, Discontinuidades y Desniveles en la banqueta del Puente de Lagos de Moreno (Imagen del Autor).



***CAPÍTULO VI:  
ANÁLISIS DE RESULTADOS***

## Capítulo VI: Análisis de Resultados

Una vez finalizada la campaña experimental, se comenzaron a analizar los resultados obtenidos durante la investigación. En la primera etapa se estudió la influencia de los deterioros en la capacidad de carga de los puentes patrimoniales y posteriormente se evaluó la seguridad del usuario en tres puentes de arco de fábrica ubicados en los estados de Aguascalientes y Jalisco.

### 6.1 Influencia de los Deterioros en la Capacidad de Carga de los Puentes Patrimoniales

Para evaluar la influencia de los deterioros en la capacidad resistente de los puentes patrimoniales, se estudiaron nueve modelos de un puente de arco de fábrica construido en el laboratorio de la Universidad Autónoma de Aguascalientes. El modelo con asentamientos diferenciales presentó la mayor reducción en la capacidad portante de la estructura, debido a que los giros en los apoyos generaron esfuerzos de tensión que contribuyeron a la formación de articulaciones plásticas.

En el modelo con deterioros en el relleno, la capacidad de carga disminuyó un 26 %, valor similar al presentado por Callaway, P., Gilbert, M. y Smith, C.C., en el año 2012. Estos investigadores demostraron que la resistencia en los puentes se incrementa un 30 % si se considera el aporte del relleno (Callaway et al., 2012). Por otra parte, en el modelo con deterioros en los tímpanos, la reducción en la capacidad portante fue de 21.7 %, ya que, al disminuir el confinamiento y el grado de compactación del relleno, aumentan las cargas concentradas sobre los arcos, lo incrementa el riesgo de colapso en estas estructuras.

En los modelos con deterioros en los arcos, la reducción en la capacidad portante fue de 8.7 %, ya que la resistencia a compresión de la mampostería superó los esfuerzos que se presentaron en el puente. En los modelos con deterioros en las pilas, la resistencia última disminuyó un 8.7 %, lo que demuestra que las patologías que afectan directamente el equilibrio en los puentes patrimoniales, tienen una mayor influencia en su capacidad de carga.

Por otra parte, en todos los modelos analizados se produjo la falla por pérdida de equilibrio debido a la formación de un mecanismo cinemático de cuatro articulaciones plásticas. Este mecanismo ha sido descrito ampliamente en la literatura y se presenta generalmente en

puentes biempotrados sometidos a cargas concentradas aplicadas a un cuarto de la luz del arco.

Las deformaciones máximas estuvieron entre los 5 y 20 mm aproximadamente. Estos valores coinciden con los desplazamientos límites para la mampostería de piedra presentados por Milani G y Lourenço PB en el año 2012 (Milani & Lourenço, 2012).

Para validar los resultados obtenidos se aplicó la misma metodología sobre un puente de arco de fábrica ubicado en el municipio Real de Asientos del estado de Aguascalientes. En Puente Blanco los modelos con deterioros en los tímpanos presentaron una reducción del 50 % en su capacidad de carga. Este valor fue superior al obtenido en la etapa anterior, lo que demuestra que los muros de enjuta no son elementos secundarios dentro de la estructura, sino que forman parte del mecanismo resistente de los puentes. En este caso, al tratarse de un modelo a escala real, los tímpanos incrementaron su influencia en la resistencia última de la estructura.

En el modelo con deterioros en el relleno, hubo una disminución del 30 % en la capacidad de carga de la estructura, valor ligeramente superior al obtenido en la etapa anterior. En el modelo con deterioros en el arco, la resistencia última disminuyó un 7.69 % y se mantuvo igual en el modelo con daños en las pilas, lo que demuestra que el colapso en los puentes patrimoniales se produce fundamentalmente por pérdida de equilibrio.

En los cinco modelos analizados la falla mecánica se produjo antes que la falla por agotamiento del material, la cual estuvo caracterizada por la formación de cuatro articulaciones plásticas distribuidas en el punto de aplicación de carga, en el punto simétrico al punto de aplicación de carga y en los arranques del arco. Estos resultados demuestran que la capacidad de carga de los puentes patrimoniales no depende exclusivamente del comportamiento de los arcos, sino del trabajo conjunto de todos sus elementos estructurales.

## **6.2 Guía para evaluar la seguridad estructural en los puentes patrimoniales de arco mampostería**

A partir de los resultados obtenidos se elaboró una guía con indicadores cualitativos para evaluar la seguridad estructural en los puentes patrimoniales de arco mampostería. En la guía se consideró que los deterioros en los tímpanos, el relleno y las cimentaciones influyen

significativamente en la capacidad portante de estas estructuras. Esta guía se utilizó como herramienta para evaluar la seguridad estructural en los puentes de arco mampostería analizados en la presente investigación (Ver tabla 26).

**Tabla 26:** Guía para evaluar la seguridad estructural en los puentes patrimoniales de arco mampostería.

| <b>Ubicación del Deterioro</b> | <b>Seguridad Estructural en función de la ubicación de los deterioros</b>   |
|--------------------------------|---|
| <b>Tímpanos</b>                | Significativa Reducción en la Capacidad de Carga de la Estructura.<br>Seguridad Estructural: Mala para niveles de deterioro leves.<br>Seguridad Estructural: Muy mala para niveles de deterioro moderados y severos.  |
| <b>Relleno</b>                 | Significativa Reducción en la Capacidad de Carga de la Estructura.<br>Seguridad Estructural: Mala para niveles de deterioro leves.<br>Seguridad Estructural: Muy mala para niveles de deterioro moderados y elevados. |
| <b>Pilas</b>                   | Baja Reducción en la Capacidad de Carga de la Estructura.<br>Seguridad Estructural: Buena para niveles de deterioro de leves a moderados.<br>Seguridad Estructural: Regular para niveles de deterioro severos.        |
| <b>Arcos</b>                   | Reducción moderada en la Capacidad de Carga de la Estructura.<br>Seguridad Estructural: Regular para niveles de deterioro de leves a moderados.<br>Seguridad Estructural: Mala para niveles de deterioro severos.     |
| <b>Cimentaciones</b>           | Significativa Reducción en la Capacidad de Carga de la Estructura.<br>Seguridad Estructural: Muy mala para niveles de deterioro leves, moderados y severos.   |

## **6.3 Metodología para la evaluación de la seguridad del usuario en puentes patrimoniales de arco mampostería**

Para evaluar la seguridad del usuario en los puentes patrimoniales de arco mampostería, se consideraron tres variables fundamentales: la seguridad estructural, la seguridad vehicular y la seguridad peatonal. La seguridad estructural se evaluó a partir de la capacidad de carga de la estructura y del nivel de deterioro de los elementos del puente. La seguridad vehicular a través de indicadores cualitativos como el grado de conservación del pavimento, de las luminarias y de la señalización y finalmente, la seguridad peatonal se evaluó a partir del índice de deterioro de las banquetas y los parapetos.

### **6.3.1 Evaluación de la Seguridad del Usuario en Puente Blanco**

#### **6.3.1.1 Capacidad de Carga**

Para determinar la capacidad portante de la estructura se elaboraron las curvas Carga vs. Desplazamiento de los tres modelos analizados. En el primer modelo las deformaciones se mantuvieron en el rango elástico sin provocar el colapso del puente. Este comportamiento fue similar para el segundo y tercer caso de carga, donde la relación esfuerzo - deformación se mantuvo lineal hasta finalizar el ensayo. Por otra parte, las tensiones en Puente Blanco no superaron los valores límites para la mampostería de piedra, por lo que no se observaron agrietamientos en la estructura. Los desplazamientos máximos fueron de 6 mm aproximadamente, predominando los esfuerzos de compresión sobre los arcos. En el análisis modal las deformaciones más significativas se presentaron en los tímpanos y la bóveda del puente, mientras que las frecuencias naturales mostraron la capacidad de estas estructuras de soportar grandes vibraciones manteniendo su rigidez.

En general, se consideró que Puente Blanco cumple con las especificaciones de la SCT para el diseño de puentes carreteros en México, a pesar de haber sido construido con diferentes procedimientos de diseño y de presentar un alto grado de deterioro en sus elementos estructurales.

### **6.3.1.2 Nivel de Conservación de los Elementos Estructurales**

Actualmente la carretera de acceso a Puente Blanco se encuentra muy deteriorada, por lo que la estructura recibe poco mantenimiento y está prácticamente abandonada. En los tímpanos se observaron grietas longitudinales provocadas por el empuje del relleno, así como manchas de humedad y deslizamientos en la mampostería. Los arcos presentaron deterioros en las juntas y en las pilas se apreciaron marcados desniveles generados por la crecida de los ríos.

Los muros de enjuta fueron los elementos estructurales más deteriorados en Puente Blanco, por lo que se estimó que la capacidad portante del puente había disminuido aproximadamente un 20 %. De acuerdo a la guía elaborada en la presente investigación, se consideró que la seguridad estructural en Puente Blanco es mala o deficiente (Ver tabla 26).

### **6.3.1.3 Seguridad Estructural**

Para evaluar la seguridad estructural en Puente Blanco se analizó el comportamiento del puente frente cargas vehiculares, así como el nivel de conservación de sus elementos estructurales. La capacidad portante superó los esfuerzos generados por las cargas de diseño, sin embargo, el alto grado deterioro en los muros de enjuta, aumentó considerablemente la probabilidad de colapso de la estructura, por lo que, la seguridad estructural en Puente Blanco se considera baja.

### **6.3.1.4 Estado del Pavimento, Luminarias y Señalización**

La superficie de rodamiento del puente no se encuentra pavimentada y presenta un alto grado de deterioro, por lo que el paso vehicular está restringido y el nivel de confort del usuario es bajo. Además, la vía de acceso a la estructura se encuentra muy dañada y requiere mantenimiento de forma inmediata.

Por otra parte, el puente carece de luminarias y señalización, lo que incrementa el riesgo de accidentes para vehículos y peatones en horas nocturnas. En la vía tampoco se conocen los sentidos de circulación, ni las restricciones de velocidad para vehículos automotores.

### **6.3.1.5 Seguridad Vehicular**

La seguridad vehicular en Puente Blanco se evaluó tomando en cuenta las condiciones actuales del pavimento y de la carretera de acceso, así como la ausencia de un sistema de iluminación y señalética que regule el paso por la vía y reduzca el riesgo de accidente en horas nocturnas. Por otra parte, el nivel de confort del usuario al transitar por la superficie del puente fue muy bajo y, por tanto, la seguridad vehicular se consideró deficiente.

### **6.3.1.6 Seguridad Peatonal**

En Puente Blanco los parapetos presentan patologías asociadas al intemperismo y a la falta de mantenimiento de la estructura. En los pretilos se observan zonas de agrietamiento, manchas de humedad, desconchados por excesiva vegetación y pérdida en la sección transversal. Por otra parte, el puente carece de banquetas, luminarias y estructuras de contención que soporten el impacto de un vehículo a alta velocidad. En general, las condiciones actuales de la estructura indican que la seguridad peatonal es muy deficiente, por lo que no se recomienda el tránsito diario por esta vía.

### **6.3.1.7 Seguridad del Usuario**

En Puente Blanco la seguridad de los usuarios se consideró deficiente debido a la falta de mantenimiento de la estructura, unido a la ausencia de luminarias y señalización en la vía. A estos indicadores se suma el alto grado de deterioro de los elementos estructurales del puente, que se estiman pueden disminuir aproximadamente un 20 % la resistencia de la mampostería. Por otra parte, es importante mencionar que a pesar de que la estructura resistió el paso del vehículo de diseño, el análisis no consideró el efecto de cargas accidentales como el viento, el sismo y la presión hidrodinámica generada por la crecida de los ríos.

## **6.3.2 Evaluación de la Seguridad del Usuario en Puente Guadalupe**

### **6.3.2.1 Capacidad de Carga**

Para determinar la capacidad portante de Puente Guadalupe se consideraron tres ubicaciones diferentes del vehículo de diseño IMT 20.5. En el primer modelo hubo una pequeña inclinación en la pendiente de la Curva Carga vs. Desplazamiento sin llegar al colapso del puente. En el segundo y tercer caso de carga, la estructura mantuvo un comportamiento

elástico hasta finalizar el análisis numérico. Los máximos desplazamientos se presentaron en el punto de aplicación de carga y superaron ligeramente los límites establecidos para la mampostería de piedra. En el análisis modal las deformaciones más significativas se presentaron en los tímpanos y los pretiles del puente, sin embargo, las frecuencias naturales mostraron la capacidad de estas estructuras de resistir cargas dinámicas sin disminuir su rigidez.

En general, Puente Guadalupe cumple con las normativas vigentes para el diseño de puentes en México, sin embargo, es importante conocer su capacidad resistente para poder garantizar el buen funcionamiento de la estructura a lo largo de su vida útil.

### **6.3.2.2 Nivel de Conservación de los Elementos Estructurales**

Los deterioros en los elementos estructurales del Puente de Guadalupe estuvieron asociados fundamentalmente a la falta de mantenimiento de la estructura. En los tímpanos se observaron agrietamientos generados por el empuje del relleno, así como degradación en las juntas longitudinales de la mampostería. Los arcos presentaron desplazamientos y manchas de humedad que favorecieron el crecimiento de vegetación sobre la bóveda. Además, se pudo apreciar una excesiva acumulación de escombros debajo del puente, lo que dificultó la evaluación de la estructura.

Los arcos fueron los elementos con mayores deterioros en su sección transversal, por lo que se estimó que la capacidad portante del puente solo disminuyó un 8.0 % con respecto a la máxima resistencia de la estructura. De acuerdo a la guía elaborada en la presente investigación, la seguridad estructural en Puente Guadalupe se consideró media o regular (Ver tabla 26).

### **6.3.2.3 Seguridad Estructural**

Para evaluar la seguridad estructural en Puente Guadalupe, se determinó la capacidad portante de la estructura y el índice de deterioros de sus elementos. Para las tres condiciones de carga la resistencia del puente fue superior a los esfuerzos generados por el vehículo de diseño IMT 20.5. Por otra parte, los deterioros en el puente estuvieron asociados a la falta de mantenimiento de la estructura, sin afectar significativamente la

capacidad de carga, por lo que la seguridad estructural en Puente Guadalupe se consideró buena.

#### **6.3.2.4 Estado del Pavimento, Luminarias y Señalización**

Puente Guadalupe se encuentra en una de las vías principales del municipio Real de Asientos del estado de Aguascalientes, por lo que actualmente recibe un alto volumen de tráfico. Sin embargo, su superficie de rodamiento no presenta grandes deterioros y en el pavimento solo se observan pequeños agrietamientos y desniveles entre los elementos. Puente Guadalupe cuenta con dos sentidos de circulación debidamente señalizados, con restricciones para el tránsito de vehículos pesados.

Por otra parte, la estructura carece de un sistema de iluminación propio, sin embargo, los sistemas modernos de lámparas LED que se encuentran en las vías de acceso al puente, mantienen un nivel de iluminación adecuado en el pavimento durante la noche. En general el tránsito por Puente Guadalupe es seguro y confortable para conductores y peatones.

#### **6.3.2.5 Seguridad Vehicular**

La seguridad vehicular en Puente Guadalupe se evaluó tomando en cuenta el grado de conservación de la superficie de rodamiento, el nivel de iluminación de la vía y las condiciones del señalamiento horizontal. El pavimento no presentaba grandes deterioros en sus elementos y los sentidos de circulación se indicaban de acuerdo a los principios básicos del Manual de Señalamiento de la SCT. Por otra parte, y a pesar de la ausencia de un sistema de iluminación en la superficie del puente, no se incrementaron los índices de accidentalidad en la estructura, por lo que la seguridad vehicular en Puente Guadalupe se consideró buena.

#### **6.3.2.6 Seguridad Peatonal**

En Puente Guadalupe las banquetas y los parapetos fueron reconstruidos con materiales modernos, incumpliendo el principio de continuidad de las obras patrimoniales. En los pretilos se observaron manchas de humedad provocadas por deficiencias en el sistema de drenaje del puente, así como pérdidas del recubrimiento y ausencia de pintura en diferentes zonas de la estructura. Por otra parte, las dimensiones de los parapetos cumplieron con los valores mínimos establecidos por la SCT para el diseño de puentes carreteros, mientras

que las banquetas permitieron el tránsito seguro de los usuarios por la vía. En general, y a partir de los resultados obtenidos, la seguridad peatonal en Puente Guadalupe se consideró buena.

### **6.3.2.7 Seguridad del Usuario**

En el Puente de Guadalupe la seguridad de los usuarios se considera buena o satisfactoria, teniendo en cuenta la capacidad portante de la estructura, el nivel de deterioro de sus elementos y el grado de confort del usuario al transitar por la vía. Por otra parte, es importante mencionar que el análisis de capacidad de carga no tuvo en cuenta las propiedades reales de la estructura, ni el efecto de algunas cargas accidentales como el viento, el sismo y la presión hidrodinámica generada por la crecida de los ríos.

### **6.3.3 Evaluación de la Seguridad del Usuario en el Puente de Lagos de Moreno**

#### **6.3.3.1 Capacidad de Carga**

Para determinar la capacidad portante del Puente de Lagos de Moreno, se consideraron tres ubicaciones diferentes del vehículo de diseño IMT 66.5. En los tres modelos analizados las deformaciones se mantuvieron en el rango elástico con una relación lineal entre los desplazamientos y las cargas aplicadas. En los arcos predominaron los esfuerzos de compresión sin superar los valores permisibles establecidos por la norma. Los máximos desplazamientos se presentaron en el centro de la bóveda con valores entre 14 y 16 cm aproximadamente.

En el análisis modal las cargas sísmicas afectaron principalmente el tramo inicial del puente y los arcos principales, sin embargo, las frecuencias naturales se incrementaron considerablemente con respecto a los modelos anteriores, demostrando la elevada capacidad de la estructura para soportar acciones dinámicas de viento y sismo. En general, el Puente de Lagos de Moreno cumple con las especificaciones de la SCT para el diseño de puentes carreteros en México, a pesar de estar sometido a cargas vehiculares muy superiores a las consideradas para su diseño.

### **6.3.3.2 Nivel de Conservación de los Elementos Estructurales**

El Puente de Lagos de Moreno es una de las joyas arquitectónicas del estado de Jalisco, por lo que recibe mantenimiento y rehabilitación dos veces al año financiado por las autoridades del INAH. Sin embargo, se pueden apreciar pequeñas fisuras en la mampostería generadas por la crecida de los ríos, así como algunas manchas de humedad en los tímpanos que favorecen el crecimiento de vegetación. En general, estos deterioros no afectan la capacidad resistente de la estructura, ni ponen en riesgo el tránsito por la vía. Teniendo en cuenta la guía elaborada en la presente investigación, la seguridad estructural en el Puente de Lagos de Moreno es buena (Ver tabla 26).

### **6.3.3.3 Seguridad Estructural**

Para evaluar la seguridad estructural en el Puente de Lagos de Moreno se analizó el comportamiento de la estructura frente cargas vehiculares y se determinó el nivel de conservación de los elementos estructurales. La capacidad portante del puente superó los esfuerzos generados por las cargas de diseño y los elementos prácticamente no presentaban deterioros en su sección transversal, por lo que se considera que la seguridad estructural en el Puente de Lagos de Moreno no se encuentra afectada por los ninguno de los indicadores considerados en la metodología.

### **6.3.3.4 Estado del Pavimento, Luminarias y Señalización**

El pavimento en el Puente de Lagos de Moreno está sometido a un alto volumen de tráfico, por lo que ha sido reconstruido con losas de concreto. La superficie de rodamiento está muy bien conservada y solo se observan agrietamientos en la calzada. Por otra parte, los deterioros en el sistema de iluminación se presentan únicamente en las estructuras de soporte, donde se observan instalaciones expuestas, desconchados y pérdidas de sección, condiciones que ponen en riesgo la seguridad del usuario.

El señalamiento en el Puente de Lagos de Moreno cumple con las especificaciones de la norma mexicana para puentes carreteros. Las señales delimitan el área entre la superficie de rodamiento y la banqueta, así como las distancias entre los carriles de circulación. La estructura no cuenta con señalamiento vertical, sin embargo, en ambos extremos del puente se indican las velocidades máximas a las que se puede circular por esta vía.

### **6.3.3.5 Seguridad Vehicular**

La seguridad vehicular en el Puente de Lagos de Moreno se evaluó tomando en cuenta las condiciones actuales del pavimento, el grado de conservación de las luminarias y el índice de deterioro del señalamiento horizontal. En general, los daños más significativos se presentaron en las estructuras de soporte de las luminarias del puente, sin embargo, estas patologías no afectaron la seguridad del usuario, por lo que, el tránsito por el Puente de Lagos de Moreno, se considera seguro y confortable.

### **6.3.3.6 Seguridad Peatonal**

En los parapetos del Puente de Lagos de Moreno se observaron agrietamientos en la mampostería asociados al intemperismo, así como desplomes y manchas de humedad en su sección transversal. En las banquetas se apreciaron desniveles y discontinuidades a lo largo de todo en elemento, sin embargo, sus dimensiones cumplieron con las mínimas establecidas por la SCT para garantizar la seguridad del usuario en los puentes carreteros. En general, las condiciones actuales de la estructura indican que la seguridad peatonal es buena, por lo que no se permite el tránsito diario de conductores y peatones por esta vía.

### **6.3.3.7 Seguridad del Usuario**

En el Puente de Lagos de Moreno la seguridad de los usuarios se considera buena o satisfactoria, teniendo en cuenta la capacidad portante de la estructura, el nivel de deterioro de sus elementos y el grado de confort del usuario al transitar por la vía. Por otra parte, es importante mencionar que el análisis de capacidad de carga no tuvo en cuenta las propiedades reales de la estructura, ni el efecto de algunas cargas accidentales como el viento, el sismo y la presión hidrodinámica generada por la crecida de los ríos.



***CAPÍTULO VII:  
CONCLUSIONES***

## Capítulo VII: Conclusiones

### 7.1 Conclusión General

En la presente investigación se ha desarrollado una metodología basada en los sistemas de evaluación y monitorización de puentes modernos, atendiendo a su vez a las mejores prácticas de conservación patrimonial descritas en la normatividad y acuerdos internacionales de preservación del patrimonio edificado, lo cual en su conjunto permite evaluar la seguridad en los puentes patrimoniales que aún siguen en funcionamiento. Esta metodología se basa en el cumplimiento de los criterios de seguridad estructural, vehicular y peatonal, sin dejar de lado los componentes que garantizan la preservación del valor patrimonial de las edificaciones.

La metodología está enfocada en la evaluación de puentes de arco mampostería y permite recabar información de las estructuras de forma rápida y eficiente. Esta información se utiliza para evaluar de forma preliminar la seguridad de los usuarios enfocándose en tres aspectos fundamentales:

- A. La seguridad estructural, la cual se evaluó a través del índice de deterioro de los elementos estructurales del puente y de la capacidad de carga de las estructuras. El grado de conservación de los elementos se determinó en función de sus características físicas, considerando las pérdidas geométricas en las secciones, así como el deterioro de las juntas de los sistemas de mampostería. Posteriormente se desarrollaron modelos numéricos teniendo en cuenta las propiedades de los materiales descritas en diferentes fuentes bibliográficas, a través de los cuales se pudo determinar de manera aproximada la respuesta de estas estructuras ante las cargas descritas en los manuales de diseño para puentes modernos. Así mismo estos modelos permitieron recrear múltiples escenarios en los cuales se consideraron diferentes niveles de deterioro en los elementos constructivos del puente, estudiando así la influencia de los daños en la capacidad portante del conjunto patrimonial. En general, pudimos concluir que la capacidad de carga y el nivel de conservación de los elementos estructurales, permiten evaluar su seguridad estructural. Además, se demostró numéricamente que los puentes patrimoniales son capaces de resistir las cargas de diseño establecidas en normativas modernas, a pesar de haber sido diseñados para soportar solicitaciones mucho menores.

- TESIS TESIS TESIS TESIS TESIS
- B. La seguridad vial, la cual se evaluó con indicadores tales como el trazado geométrico, la calidad del sistema de pavimentación, la presencia de un sistema de señalización vertical y horizontal, la presencia o ausencia de un sistema de iluminación y en términos generales, su adecuada vinculación con el contexto vial de la zona en la se ubica. En general, se pudo concluir que el grado de conservación del pavimento, del sistema de iluminación y del señalamiento horizontal y vertical, permiten evaluar la seguridad vehicular en un puente patrimonial de arco mampostería.
  - C. La seguridad peatonal, en la cual se consideró la posibilidad del tránsito peatonal de forma segura por los puentes, enfocándose principalmente en la presencia, dimensionamiento y grado de conservación de las banquetas, andadores y parapetos presentes en las obras patrimoniales. En general, se pudo concluir que el grado de conservación de las banquetas y los parapetos, permiten evaluar la seguridad peatonal en los puentes patrimoniales.

A través de estos indicadores se creó una metodología de fácil aplicación, la que puede ser implementada por personal medianamente capacitado, con el objetivo de obtener toda la información necesaria para evaluar la seguridad en un puente patrimonial y así garantizar su atención dentro del conjunto urbano al que pertenecen, dando prioridad a aquellos elementos que tienen mayor influencia en el comportamiento de las estructuras.

La metodología fue aplicada con éxito a tres puentes patrimoniales con diferentes características y niveles de tránsito, ubicados en los estados de Aguascalientes y Jalisco. Su implementación se dio con una ausencia casi total de recursos humanos y materiales y en el contexto de la pandemia por COVID19, sin embargo gracias a las bondades del método, se obtuvieron excelentes resultados los cuales sientan las bases para futuras investigaciones que implementen diversos sistemas de caracterización a la metodología con la finalidad de llevar a cabo mediciones más precisas y apegadas a la realidad, considerando un número mayor de variables que se traduzca en resultados más satisfactorios y de mayor aplicabilidad. En general, pudimos concluir que la metodología planteada permite evaluar la seguridad del usuario en puentes patrimoniales, sin poner en riesgo su valor histórico y teniendo en cuenta no solo las normativas que rigen la construcción de puentes modernos, sino también las recomendaciones del Consejo Internacional de Monumentos y Sitios.

## 7.2 Conclusiones Particulares

A partir de los resultados obtenidos en la campaña experimental, se arribaron a las siguientes conclusiones particulares:

- A. Se ha llevado a cabo un análisis amplio del estado actual de conocimiento en el cual se han descrito, estudiado y evaluado las distintas metodologías que a nivel internacional se han implementado para medir y monitorizar el estado de conservación de los puentes vehiculares, sin embargo, en la mayoría de los casos estos sistemas y metodologías no consideran el carácter patrimonial que pueden tener dichas estructuras. Además, se analizaron múltiples casos en los cuales se estudió el comportamiento de las estructuras sin atender la seguridad de los usuarios, evaluando únicamente su estado de conservación en términos estructurales y sin atender las problemáticas viales o peatonales que presentan los puentes. La revisión del estado del Arte articuló un marco teórico en el cual se amalgamaron las prácticas propias de la evaluación de puentes modernos, con los criterios de conservación y mantenimiento de las obras patrimoniales, en aras de garantizar la seguridad de los usuarios.
- B. Se ha planteado una metodología integral planeada específicamente para su aplicación a puentes de arco mamposería con valor histórico o patrimonial, la cual está enfocada en evaluar la seguridad de los usuarios en los puentes que se encuentren en funcionamiento, considerando no sólo la integridad estructural, sino también la presencia de elementos constructivos y de señalización que permitan el desarrollo de las funciones previstas para dichas obras. Esta metodología se describe en el capítulo IV y considera múltiples variables e indicadores que permiten asignar de manera cualitativa y cuantitativa una valoración al nivel de seguridad que existe para los usuarios del puente. Su implementación implicó la calibración de modelos matemáticos a través de los cuales se validó la metodología en lo referente al estado general de los puentes y al efecto de los deterioros en su comportamiento estructural.
- C. Se aplicó exitosamente la metodología planteada a tres puentes patrimoniales dentro de los Estados de Aguascalientes y Jalisco: a) En Puente Blanco la seguridad de los usuarios se consideró deficiente debido a la falta de mantenimiento de la estructura, unido a la ausencia de luminarias y señalización en la vía. A estos

indicadores se suma el alto grado de deterioro de los elementos estructurales del puente, que se estiman pueden disminuir aproximadamente un 20 % la resistencia de la mampostería. b) En el Puente de Guadalupe la seguridad de los usuarios se considera buena o satisfactoria, teniendo en cuenta la capacidad portante de la estructura, el nivel de deterioro de sus elementos y el grado de confort del usuario al transitar por la vía. c) En el Puente de Lagos de Moreno la seguridad de los usuarios se considera buena o satisfactoria, teniendo en cuenta la capacidad portante de la estructura, el nivel de deterioro de sus elementos y el grado de confort del usuario al transitar por la vía. Por otra parte, es importante mencionar que en los tres casos el análisis de capacidad de carga no tuvo en cuenta las propiedades reales de los materiales constitutivos de la estructura, ni el efecto de algunas cargas accidentales como el viento, el sismo y la presión hidrodinámica generada por la crecida de los ríos.

A partir de los resultados obtenidos en la presente investigación, se ha redactado y sometido a revisión un artículo titulado “Load capacity variation analysis on masonry arch heritage bridges presenting deterioration” en una revista indexada con un alto factor de impacto, sin embargo, él mismo ha sido rechazado con observaciones. El artículo volverá a ser enviado a una revista indexada, por lo cual se han atendido las observaciones de la primera revisión y se encuentra actualmente en proceso de traducción. Se pretende redactar y publicar un segundo artículo con los resultados de la aplicación de la metodología a los tres puentes patrimoniales analizados en el proyecto tras la conclusión de los estudios correspondientes.



***CAPÍTULO VIII:  
RECOMENDACIONES***

## Capítulo VIII: Recomendaciones

Al finalizar la investigación se plantearon las siguientes líneas de investigación para ampliar los resultados obtenidos durante la campaña experimental y así enriquecer el planteamiento de la metodología:

### Líneas Futuras de Investigación

- A. Establecer un procedimiento para la aplicación de pruebas no destructivas que permita obtener las propiedades de los materiales en los puentes patrimoniales, sin poner en riesgo su valor histórico e implementar herramientas de innovación en la caracterización de materiales desde el punto de vista macro, micro y nanoestructural.
- B. Considerar en el análisis numérico la acción de cargas accidentales como el sismo, el viento y las presiones hidrodinámicas generadas por la crecida de los ríos, lo cual implicaría la realización de múltiples estudios tanto de mecánica de suelos como hidrológicos, para poder obtener el dimensionamiento de las aceleraciones producidas por los sismos y los valores de las avenidas máximas presentes en el cauce sobre el cual se encuentra el puente patrimonial. Así mismo la evaluación de factores de riesgo como la socavación o la obstrucción del drenaje constituyen futuras líneas de investigación.
- C. Mejorar la precisión de los resultados del análisis numérico incluyendo los datos referentes a la caracterización de materiales, así como la implementación de metodologías novedosas para el análisis estructural como el colapso progresivo.
- D. Desarrollar un algoritmo que facilite la representación del modelo tridimensional de las estructuras, basado en las dimensiones obtenidas durante las mediciones de campo. Así mismo se deberá buscar una interfaz que permita la exportación del modelo paramétrico al software de elementos finitos.
- E. Valorar la inclusión de nuevos indicadores a la evaluación de la seguridad vehicular y peatonal, incluyendo la valoración cuantitativa del tipo y niveles de iluminación, las características de drenaje de la superficie de rodamiento, la respuesta de frenado de los materiales de la calzada, entre otros.
- F. Aplicar metodologías basadas en métodos probabilísticos y estocásticos que permitan predecir el comportamiento de los puentes en lo referente a su desgaste y

a las máximas cargas aplicadas, desde los niveles de incertidumbre con los que se cuenta en la actualidad.





***CAPÍTULO IX:  
REFERENCIAS***

## Capítulo IX: Referencias

- Azkarate, A., & Santana, A. (2003). El Patrimonio Arquitectónico. *Patrimonio Arquitectónico*,
- Bahamondez, M. (2002). Preservación del Patrimonio Arquitectónico. In *Anales del Instituto de Investigaciones Estéticas* (Vol. 12, Issue 42, p. 167). <https://doi.org/10.22201/ie.18703062e.1973.42.982>
- Belandria, T. R. Á. (2002). Conservación de puentes con valor patrimonial, un caso de restauración. XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, 12.
- Boletín Oficial del Estado. (2009). Seguridad estructural, resistencia y estabilidad. *Boletín Oficial Del Estado*, Real Decreto 342/2006, 17 marzo, por el que se aprueba el Código Técnico de la Edificación, 11816–11831.
- Bonilla, J. A. T. (2004). Consideraciones a tenerse en cuenta para la restauración arquitectónica. *Conserva*, N°8, 101–122.
- Calderón, W. R., & Muñoz, M. R. P. (2009). Using optimisation for calibrating finite element models for adobe walls. *Ingeniería e Investigación*, 29(2), 10–19.
- Callaway, P., Gilbert, M., & Smith, C. C. (2012). Influence of backfill on the capacity of masonry arch bridges. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Bridge Engineering*, 165(3), 147–158. <https://doi.org/10.1680/bren.11.00038>
- Carnero, B. C., Ramos, L. F., Oliveira, D. V., Riveiro, B., & Mercedes, S. (2017). Structural assessment of masonry arch bridges by combination of non-destructive testing techniques and three-dimensional numerical modelling: Application to Vilanova bridge. *Engineering Structures*.
- Carreteras, C. A. R. (n.d.). N-PRY-CAR-6-01-002/01 Proyectos de Puentes y Estructuras Similares en México. 1–13.
- Carreteras, D. G. de C. de. (2010). Manual de procedimientos de la Dirección General de Conservación de Carreteras.
- Carreteras, Y. V. D. E., & Urbanas, Y. V. (2005). Norma oficial mexicana nom-034-sct2-

2003, señalamiento horizontal y vertical de carreteras y vialidades urbanas.

Castiblanque, R. (2003). Análisis experimental de la capacidad portante de un puente arco de obra de fábrica de ladrillo. Universidad de Politécnica de Cataluña.

Conde, B., Díaz-Vilariño, Lagüela, L. ., & Arias, P. (2016). Structural analysis of Monforte de Lemos masonry arch bridge considering the influence of the geometry of the arches and fill material on the collapse load estimation. *Construction and Building Materials*, 12. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.05.107>

Correia, M. (2007). Teoría de la conservación y su aplicación al patrimonio en tierra. *Revista de Estudios Sobre Patrimonio Cultural - Journal of Cultural Heritage Studies*, 20(2), 202–219.

Cracovia, C. De. (2000). Carta de Carcovia 2000. Principios para la Conservación y Restauración del Patrimonio Construido. PH. *Boletín Del Instituto Andaluz Del Patrimonio Histórico*, 50, 115–117.

Delgado Bueno, M. C. (2008). Modelización numérica del comportamiento adherente acero-hormigón en presencia de compresión transversal [Universidad Politécnica de Valencia]. <https://doi.org/10.4995/Thesis/10251/2924>

Díaz, J. G., & López, J. A. P. (208 C.E.). Puentes de arco ladrillo en la región de alto Cauca, Colombia (Primera ed).

Dirección General de Servicios Técnicos. (2014). arcos bóvedas y cúpulas. 1107. <http://www.sct.gob.mx/fileadmin/DireccionesGrales/DGST/Guias/guia-carreteras.pdf> [24/07/2017]

Fernández, S. H. (n.d.). La teoría del arco de fábrica:desarrollo histórico.

Fernández, S. H. (1990). Diseño estructural de arcos, bóvedas y cúpulas en España. Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid.

Fernández, S. H., & Cuerda, R. H. de la. (1998). La teoría de bóvedas en el siglo XVIII : La contribución de Philippe de La Hire. *Historia*, 22–24.

- Fernández Troyano, L. (2014). Los puentes del primer periodo y sus constructores . Puentes de piedra y de madera. *Ciencia y Técnica*, I, 51–58.
- Fuentes, M. D. (2006). Estudio sobre las bóvedas de los puentes romanos. III Congreso de Las Obras Públicas Romanas. *Nuevos Elementos de Ingeniería Romana*, 131–142.
- Fuentes, M. D. (2012). Restauración de la Obra Pública. Experiencias en la restauración de puentes y caminos históricos. *Revista Del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.*, 66, 37–39.
- Galindo Díaz, J., & Paredes López, J. A. (2011). Daños en puentes históricos de arco de ladrillo en el Alto Cauca (Colombia). *Revista Científica Guillermo Ockham*, 9, 13–23. <http://search.ebscohost.com/login.aspx?direct=true&db=fua&AN=65958930&lang=es&site=ehost-live>
- Gohel, V., Patel, P. V., & Joshi, D. (2013). Analysis of frame using applied element method (AEM). *Procedia Engineering*, 51(NUICONE 2012), 176–183. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2013.01.026>
- Gomez, S. C., Barrera, B. L., & Miranda, C. D. (2013). Metodología de estimacion preeliminar de la vulnerabilidad de puentes basada en procedimientos de la secretaria de comunicaciones y transportes. Aplicacion a puentes carreteros del pacifico. *Journal of Chemical Information and Modeling*, 53(9), 1689–1699. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Héctor Aldo Bardales Salazar. (2012). Conservación de Puentes de Piedra en el Perú: Criterios para su intervención Estructural Tesis.
- Huerta, S. (2004). Arcos, bóvedas y cúpulas. Geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica (Primera Ed). [http://oa.upm.es/1136/1/Huerta\\_2004\\_Arcos\\_bovedas\\_y\\_cupulas.pdf](http://oa.upm.es/1136/1/Huerta_2004_Arcos_bovedas_y_cupulas.pdf)
- Huerta, S. (2005). Mecánica de las bóvedas de fábrica: el enfoque del equilibrio. *Informes de La Construcción*, 56(496), 73–89. <https://doi.org/10.3989/ic.2005.v57.i496.496>
- Huerta, S. (2018). Arch bridge design in eighteenth-century France: The rule of Perronet. *Building Knowledge, Constructing Histories*, 2, 773–780.

<https://doi.org/10.1201/9780429506208-98>

Ibañez, G. de M. (2002). Ensayo hasta rotura de un puente arco de obra de fábrica construido en laboratorio.

ICOMOS. (2004). Recommendations for the analysis, conservation and structural restoration of the architectural heritage. International Scientific Committee for Analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage.

ICOMOS. (2015). Carta de Venecia. Carta Internacional Sobre La Conservación y La Restauración de Monumentos y Sitios (Carta de Venecia 1964), 2(6).

Informador, E. (2016). El famoso puente de Lagos de Moreno. Informador. MX. <https://www.informador.mx/Suplementos/El-famoso-puente-de-Lagos-de-Moreno-20160417-0152.html>

Iturrioz, I., Doz, G., & Riera, J. D. (1996). Metodo de los Elementos Discretos (DEM): Una Alternativa Interesante en el AnaJisis Numerico de Sistemas Estructurales No Lineales: Vol. XVII.

Karbassi, A., & Nollet, M. J. (2008). Application of the applied element method to the seismic vulnerability evaluation of existing buildings. Proceedings, Annual Conference - Canadian Society for Civil Engineering, 4(January), 2339–2348.

Kmiecik, P., & Kamiński, M. (2011). Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. Archives of Civil and Mechanical Engineering, 11(3), 623–636.

Larena, J. B., Menárguez, A. B., & Alonso, M. A. (2010). El legado compositivo de los puentes romanos. Revista de Obras Publicas, 157(3515), 53–66.

Lopez, J., Oller, S., Oñate, E., & Lubliner, J. (1999). A homogeneous constitutive model for masonry. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 46(10), 1651–1671. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1097-0207\(19991210\)46:10<1651::AID-NME718>3.0.CO;2-2](https://doi.org/10.1002/(SICI)1097-0207(19991210)46:10<1651::AID-NME718>3.0.CO;2-2)

Lourenco, P. B. (1996). Computational strategy for masonry structures (Issue February).

Universidade do Porto.

- Martín-Caro Álamo, J. A. (2001). Análisis estructural de puentes arco de fábrica : Criterios de comprobación. <http://oa.upm.es/647/>
- Martínez, S. P.-F. (2005). Arches: Evolution and future tendencies. *Revista de Obras Públicas*, 18.
- Milani, G., & Lourenço, P. B. (2012). 3D non-linear behavior of masonry arch bridges. *Computers and Structures*, 110–111, 133–150. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2012.07.008>
- Niño, S. R. E. (2007). Estudio del comportamiento experimental de dos puentes de fábrica ensayados hasta la rotura. Escuela Técnica Superior de Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.
- Noguera Giménez, J. F. (2003). Restauración del puente de Santa Quiteria entre Almassora y Vila-Real (Castellón). *Loggia, Arquitectura & Restauración*, 14–15, 98. <https://doi.org/10.4995/loggia.2003.3560>
- Olivares, M. Á. F. (2021). Determinación del Comportamiento Elástico de la Mampostería de Piedra Junteada con morteros de cal. Universidad Autónoma de Aguascalientes.
- Oller, S. (2001). *Mecánica de la fractura. Enfoque global.* (CIMNE (ed.); Primera Ed).
- Ospina, C., Mauricio, Y., López, P., Andrés, J., Díaz, G., Mauricio Ospina, Y., Andrés Paredes López, J., & Galindo Díaz, J. (2009). Comportamiento de un puente histórico de arco de albañilería ante cargas dinámicas The behaviour of a historic masonry arch bridge regarding dynamic loads. *Ingeniería e Investigación*, 29(3). <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=64319330018>
- Oyarzun Celaya, F. J., Gutiérrez Alcántara, A. S., Zabalza Seguí, P. O. P., Orduna Portús, David Alegría Ramos Aguirre Suescun, M., Aguirre, V. Q., Quintanilla Crespo, Joaquín Torres Ramo, G. R. R., Crespo, J. T. R., Germán, R. R., & , Gárriz Oyar, Á. (2010). *Puente de Aoiz. Restauración y adecuación de su entorno 2010.* (PSP, S.A.).
- Palacio, S. P., & Agudelo, G. A. S. (2011). Desarrollo de Una Metodología para la

Evaluación del Estado de Puentes Existentes. Universidad Pontificia Javeriana, Bogotá.

Pérez, L. J. M. (2013). Análisis del comportamiento en servicio de los puentes de fábrica ante las nuevas condiciones de explotación.

Piqueras, V. Y. (2008). Sistema de Gestión de Puentes (SGP). <https://victoryepes.blogs.upv.es/2018/07/02/concepto-de-sistema-de-gestion-de-puentes-sgp/>

Ramos, A., & León, J. (2013). Clasificación morfológica de los rellenos en el trasdós de bóvedas de fábrica. *Informes de La Construcción*, 65(532), 471–480. <https://doi.org/10.3989/ic.12.062>

Ramos Casquero, A. (2015). Caracterización estructural de los rellenos situados en el trasdós de bóvedas de edificios históricos [Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos]. <http://oa.upm.es/cgi/export/38758/>

Rodríguez, V. D. (2012). Encanto minero, Real de Asientos, Aguascalientes. *Turismo Mexiquense*. <http://turismomexiquense.blogspot.com/2012/10/nacional-encanto-minero-real-de.html?view=magazine>

Sarhosis, V., De Santis, S., & de Felice, G. (2016). A review of experimental investigations and assessment methods for masonry arch bridges. *Structure and Infrastructure Engineering*, 12(11), 1439–1464. <https://doi.org/10.1080/15732479.2015.1136655>

SCT. (2004). Formulación de la norma SCT de cargas vehiculares para diseño estructural de puentes carreteros. 243, 34.

Semillero Viajero de Yorch. (2017). Siete lugares enigmáticos de Real de Asientos. Guía de que hacer y conocer. <https://semilleroviajerodeyorch.wordpress.com/2017/09/01/7-razones-para-visitar-real-de-asientos-historia-guia-de-viaje/>

Soto Zamora, M. Á. (2017). Integración de las obras de infraestructura patrimonial al Tejido urbano de las ciudades modernas. Universidad Autónoma de Aguascalientes.

Tagel-Din, H. (2008). Applied Element Method as a Practical Tool for Progressive Collapse

Analysis of Structures. Nafems, 98.

Thompson, P. D., Sobanjo, J. O., & Kerr, R. (2003). 9th International Bridge Management Conference. 9th International Bridge Management Conference, April, 70–84.

Thompson, P., Merlo, T., Kerr, B., Cheetham, A., & Ellis, R. (1999). The new Ontario bridge management system. Transportation Research Circular 498, 1(8), 1–15.  
<https://doi.org/10.1016/j.ymgme.2008.12.010>

Torres, Raúl Ibañez (2004). La catenaria en arquitectura.

Zamudio-Zavala, P., Vargas-DeRío, D., & Ochoa-González, G. H. (2016). Correlación entre propiedades mecánicas y propiedades físicas en suelos pumíticos no saturados. DHDU-Artículos y Potencias Con Arbitraje, 1–10.  
<https://rei.iteso.mx/handle/11117/5031>