



UNIVERSIDAD DE GUANAJUATO

**DIVISIÓN DE INGENIERÍAS
CAMPUS GUANAJUATO**

**EVALUACION DE MODELOS DE CARGA VIVA
EN LA ESTIMACIÓN DE FUERZAS ACTUANTES
CAUSADAS POR TRÁFICO REAL EN PUENTES DE
ARMADURAS**

TESIS

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

SERGIO ANDRÉS CHÁVEZ ESPÍNOLA

DIRECTOR:

DR. EN ING. ALEJANDRO HERNÁNDEZ MARTÍNEZ

GUANAJUATO, GUANAJUATO 2023



“La realidad tiene la pésima costumbre de ser compleja”

-(Chávez A., 2023)



Agradecimientos

Con este trabajo, concluyó una etapa en mi vida y da comienzo otra llena de cambios. Aunque creía que mi etapa universitaria no empezó de la mejor manera hoy me doy cuenta de que no podría haber tenido un mejor comienzo, Todas las cosas pasan por algo y a lo largo de estos años me he dado cuenta de que eso es verdad, ese difícil comienzo me trajo grandes personas, recompensas y logros que han tenido un impacto en mi desarrollo académico, profesional y personal. Todo logro debe ser compartido con aquellos que estuvieron presentes en el camino y es por lo anterior que quiero expresar mi agradecimiento:

A mi asesor de tesis el Dr. Alejandro Hernández Martínez, porque al principio sin conocerme confió en mí para llevar a cabo esta tesis. Agradezco sus comentarios y consejos cuando los necesitaba y sobre todo su constante motivación para culminar este trabajo. Aunque tomo más tiempo del esperado, usted no desistió en su papel de guía y me brindó todo su apoyo para llevar a buen término mi tesis.

Así mismo agradezco a los profesores del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universidad de Guanajuato, por transmitir sus conocimientos, consejos, experiencias, así como por su dedicación, perseverancia, tolerancia y motivación. Me gustaría hacer mención especial de aquellos profesores que, en mi opinión, orientaron mis preferencias profesionales a través de sus asignaturas y consejos: Dr. Eladio Delgadillo Ruiz, quien fue mi tutor académico y guía durante esta etapa para desarrollarme de la mejor manera posible; M.I. Francisco José Luna Rodríguez por ser un guía para mí en mis primeros pasos en la ingeniería estructural y tomarme en cuenta en sus distintos proyectos académicos; además de permitirme usar su estándar de dibujo para la realización de este trabajo; Dr. Saul Villalobos Pérez por brindarme su confianza y apoyo desde que nos conocimos; Dr. Jesús Gerardo Valdés Vázquez, Dr. Adrián David García Soto y M.I. Francisco José Luna Rodríguez por fungir como mis sinodales en la presentación de este documento; así mismo a la Ing. Marisol Velázquez Balderas por brindarme su amistad, consejos y confianza durante mi estancia en la universidad.

A mis padres y hermano quienes fueron testigos en tiempo real de los buenos y malos ratos que pase en mi etapa universitaria. Gracias por su apoyo total en este proceso y nunca dejarme solo, y aunque algunas de mis decisiones no les convencían totalmente aun así estuvieron ahí para mí. Concluyo esta etapa dedicando este logro y espero sigan a mi lado en esos momentos importantes como este.

A Jóvenes Adelante, mi patrocinador, mi mentora, así como los distintos asesores que me brindaron, gracias por permitirme formar parte de esta organización. Agradezco las herramientas que me brindaron para la vida mediante talleres y reuniones, y por no dudar en apoyarme un tiempo extra para concluir este trabajo, y sobre todo por demostrarme que siempre habrá alguien dispuesto a ayudar y confiar en que una persona pueda superarse.

Finalmente, a mis compañeros y amigos, este viaje estuvo lleno de buenos y malos momentos. Considero que todos hemos aprendido algo de cada uno, y hemos encontrado personas que deseamos mantener una relación duradera. Nuestros caminos toman rumbos diferentes, pero deseo que cada uno tenga éxito en su vida y que esto no sea un adiós sino un hasta pronto.



Resumen

En este trabajo se realizó un análisis comparativo de las fuerzas obtenidas al analizar la armadura principal del puente "El Infiernillo II" utilizando de aforos vehiculares reales en comparación con las fuerzas obtenidas mediante los modelos de cargas vivas indicados en los diferentes códigos de diseño de puentes los cuales son SCT (2001), AASHTO (2017) y CAN/CSA (2006).

Es importante destacar que la mayoría de los modelos de cargas vivas se han planteado desde la perspectiva de predecir las fuerzas cortantes máximas y momentos flexionantes en puentes tipo viga simplemente apoyados, y en algunos casos en puentes continuos. Por lo tanto, este trabajo tiene como uno de sus evaluar si dichos modelos son representativos de las fuerzas que actúan en otro tipo de estructuras, como las armaduras, en donde las barras solo experimentan cargas axiales.

En este contexto, las tasas de excedencia representan, en porcentaje, el número de veces que los vehículos en los aforos reales exceden las fuerzas generadas por los modelos de cargas vivas de los reglamentos de diseño de puentes. El objetivo es comparar si, a medida que cambia la geometría original, estas tasas de excedencia cambian significativamente.

Para realizar la revisión de lo descrito anteriormente, se consideró cuatro variaciones en la geometría, para evaluar la influencia de dichas variaciones en las tasas de excedencia. Estas variaciones consisten en modificar la disposición de las diagonales de la armadura principal del puente. La primera geometría corresponde al estado original del puente (como se muestra en la Figura 3.16). La segunda geometría propuesta implica cambiar las diagonales originales en sentido opuesto (ver Figura 3.18). La tercera geometría es una combinación de la geometría original y la segunda geometría propuesta, donde las diagonales de la armadura se encuentran entre si formando rombos (ver Figura 3.19). Por último, la cuarta geometría propuesta implica disponer las diagonales en forma de "X" entre los montantes (ver Figura 3.20).

Si los modelos de cargas vivas reglamentarios fueran representativos de las fuerzas actuantes en puentes de armaduras, las tasas de excedencia deberían de presentar poca variabilidad. Sin embargo, este trabajo de tesis se demuestra que tienen una alta dependencia en cambios geométricos relativamente sencillos.



ABSTRACT

In this work, a comparative analysis of the forces obtained by analyzing the main reinforcement of the "El Infiernillo II" bridge using real weigh-in-motion data was carried out in comparison with the forces obtained by means of the live load models indicated in the different bridge design codes, which are SCT (2001), AASHTO (2017) and CAN/CSA (2006).

It is important to highlight that most of the live load models have been formulated from the perspective of predicting maximum shear forces and bending moments in simply supported beam bridges, and in some cases, in continuous bridges. Therefore, one of the objectives of this work is to evaluate whether these models are representative of the forces acting on other types of structures, such as trusses, where the members only experience axial loads.

In this context, the exceedance rates represent, in percent, the number of times that vehicles in actual traffic measurements exceed the forces generated by the live load models of the bridge design regulations. The objective is to compare whether, as the original geometry changes, these exceedance rates change significantly.

To carry out the review described above, four variations in the geometry were considered to assess the influence of these variations on the exceedance rates. These variations involve modifying the arrangement of the diagonals in the main truss of the bridge. The first geometry corresponds to the original state of the bridge (as shown in Figure 3.20). The second proposed geometry entails changing the original diagonals in the opposite direction (see Figure 3.22). The third geometry is a combination of the original geometry and the second proposed geometry, where the diagonals of the truss intersect to form rhombuses (see Figure 3.23). Finally, the fourth proposed geometry involves arranging the diagonals in an "X" shape between the vertical members (see Figure 3.24).

If the prescribed live load models were representative of the forces acting on truss bridges, the exceedance rates should exhibit little variability. However, this thesis work demonstrates that they are highly dependent on relatively simple geometric changes.



Índice

1	Antecedentes	1
1.1	Introducción.....	1
1.2	Partes de un puente	3
1.2.1	Superestructura	4
1.2.2	Subestructura	4
1.2.3	Otras partes	5
1.3	Clasificación de puentes.....	5
1.3.1	Puentes de arco sobre tablero	5
1.3.2	Puentes de arco bajo tablero	6
1.3.3	Puentes construidos en voladizos sucesivos.....	6
1.3.4	Puentes de armadura.....	7
1.3.5	Puentes de viga.....	7
1.3.6	Puentes colgantes.....	8
1.3.7	Puentes atirantados	8
1.4	Acciones de diseño en puentes.....	9
1.5	Clasificación de las cargas	9
1.5.1	Cargas permanentes	10
1.5.2	Cargas variables.....	10
1.5.3	Cargas eventuales	10
1.6	Clasificación de las cargas para fines de diseño	11
1.6.1	Combinaciones de servicio.....	11
1.6.2	Combinaciones de resistencia o cargas últimas.....	12
1.6.3	Combinaciones de carga por fatiga y fractura	12
1.7	Estados límite.....	12
1.7.1	Estado límite de servicio.....	12
1.7.2	Estado límite de fatiga y fractura.....	12
1.7.3	Estado límite de resistencia	13
1.7.4	Estado límite de eventos externos	13
1.8	Fallas en puentes.....	13
1.8.1	Fatiga	13
1.8.2	Fractura.....	14
1.8.3	Corrosión	15
1.8.4	Conexiones	15
1.8.5	Geometría del puente.....	16
1.8.6	Redundancia en los elementos.....	16
1.8.7	Grietas y fisuras	17
1.8.8	Deterioros del concreto.....	18
1.8.9	Muros y estribos con deslizamientos.....	18



1.8.10	Desgaste en los apoyos	19
1.8.11	Desgaste de las juntas de expansión	20
2	Justificación.....	21
2.1	Problemática.....	21
2.2	Objetivos	22
2.2.1	Objetivo general	22
2.2.2	Objetivos específicos.....	23
2.3	Limitaciones.....	23
3	Metodología.....	25
3.1	Generalidades puentes de armaduras	25
3.1.1	Efecto de la corrosión.....	27
3.1.2	Efectos de la redundancia.....	28
3.1.3	Efecto de la temperatura.....	28
3.1.4	Efectos dinámicos.....	29
3.1.5	Efecto de fatiga.....	29
3.1.6	Factor de carga.....	30
3.2	Modelos de cargas vivas en códigos de diseño	31
3.2.1	Código de diseño de los E.U.A. (AASHTO).....	32
3.2.2	Código de diseño de Canadá (CHBDC).....	35
3.2.3	Normativa mexicana (SCT/IMT)	36
3.3	Sistemas de aforo y pesaje	40
3.3.1	Aforos mediante estaciones de registro tipo estático.....	40
3.3.2	Aforos mediante estaciones de registro tipo Weigh-In-Motion (WIM).....	40
3.4	Caso de estudio	42
3.4.1	Localización.....	43
3.4.2	Geometría	44
3.4.2.1	Secciones estructurales.....	44
3.4.2.2	Secciones y materiales	45
3.5	Geometrías propuestas	46
3.6	Análisis de las bases de datos	48
3.6.1	Aforo Guanajuato-Los Infantes 2017	49
3.6.2	Aforo Irapuato-La Piedad 2009.....	50
3.6.3	Aforo Irapuato- La Piedad 2017	51
4	Método de análisis	54
4.1	Análisis mediante líneas de influencia.....	55
4.2	Análisis matricial de estructuras	56
4.3	Comportamiento, idealización estructural y modelado.....	59



5	Análisis de resultados	61
5.1	Cuerda inferior	63
5.2	Cuerda superior.....	63
5.3	Montantes.....	64
5.4	Diagonales largas.....	64
6	Conclusiones	67
6.1	Conclusiones en base a los objetivos.....	67
6.2	Trabajo futuro	69
7	Referencias.....	70
8	Bibliografía	73
A	Anexos	76
A.1	Resultados	76
A.1.1	Aforo Guanajuato-Los Infantes 2017.....	77
A.1.1.1	Cuerda inferior	77
A.1.1.2	Cuerda superior.....	79
A.1.1.3	Montantes	81
A.1.1.4	Diagonales largas	83
A.1.2	Aforo Irapuato-La Piedad 2009	85
A.1.2.1	Cuerda inferior	85
A.1.2.2	Cuerda superior.....	87
A.1.2.3	Montantes	89
A.1.2.4	Diagonales largas	91
A.1.3	Aforo Irapuato-La Piedad 2017	94
A.1.3.1	Cuerda inferior	94
A.1.3.2	Cuerda superior.....	96
A.1.3.3	Montantes	98
A.1.3.4	Diagonales largas	100
A.2	Ejemplo de código para software AMER 2.0 ©	103



Lista de Figuras

<i>Figura 1.1.-Componentes de un puente</i>	5
<i>Figura 1.2.-Puente de arco sobre tablero</i>	6
<i>Figura 1.3.-Puente de arco bajo tablero</i>	6
<i>Figura 1.4.-Puente en voladizos sucesivos</i>	7
<i>Figura 1.5.-Puente de armadura</i>	7
<i>Figura 1.6.-Puente de viga</i>	8
<i>Figura 1.7.-Puente colgante</i>	8
<i>Figura 1.8.-Puente atirantado</i>	9
<i>Figura 1.9.-Falla por fatiga. Tomada de: C. (2015)</i>	14
<i>Figura 1.10.-Falla por fractura. Tomada de: Polimeni (2023)</i>	14
<i>Figura 1.11.-Deterioro por corrosión. Tomada de: González P. (2020)</i>	15
<i>Figura 1.12.-Ejemplo de conexión en puentes. Tomada de: Kuang (2018)</i>	16
<i>Figura 1.13.-Diferentes configuraciones de geometría para puentes de armadura. Tomada de: Oleksadr (2015)</i>	16
<i>Figura 1.14.-Redundancia en un puente. Tomada de: DMCA (2023)</i>	17
<i>Figura 1.15.-Grietas y fisuras. Tomada de: Gaviña (2022)</i>	18
<i>Figura 1.16.-Deterioros del concreto. Tomada de: UCSP, 2023</i>	18
<i>Figura 1.17.-Deslizamientos en elementos de concreto. Tomada de: CivilCAD. (2023)</i>	19
<i>Figura 1.18.-Desgaste en los apoyos. Tomada de: GRC (2023)</i>	20
<i>Figura 1.19.-Desgaste de las juntas de expansión. Tomada de: Expreso (2018)</i>	20
<i>Figura 3.1.-Vehículo de diseño, AASHTO (1994)</i>	33
<i>Figura 3.2.-Tándem de diseño</i>	34
<i>Figura 3.3.-Carga de Carril</i>	34
<i>Figura 3.4.-Condición para momento negativo</i>	35
<i>Figura 3.5.-Vehículo de diseño CL-625 (CHBDC, 2006)</i>	36
<i>Figura 3.6.-Vehículo de diseño T3-S3</i>	37
<i>Figura 3.7.-Vehículo de diseño T3-S2-R4</i>	37
<i>Figura 3.8.-Modelo de carga vehicular IMT 66.5 para claros mayores o iguales a 30.00 m</i>	38
<i>Figura 3.9.-Modelo de carga vehicular IMT 66.5 para claros menores de 30.00 m</i>	38
<i>Figura 3.10.-Modelo de carga vehicular IMT 20.5 para claros mayores o iguales a 15.00 m</i> ...	39
<i>Figura 3.11.-Modelo de carga vehicular IMT 20.5 para claros menores a 15.00 m</i>	39
<i>Figura 3.12.-Sistema tipo WIM en una carretera de dos carriles</i>	41
<i>Figura 3.13.-Configuración de dispositivo WIM</i>	42
<i>Figura 3.14.-Puente el Infiernillo II</i>	43
<i>Figura 3.15.-Ejemplo de armadura principal puente el Infiernillo II</i>	44
<i>Figura 3.16.-Montaje media armadura</i>	45
<i>Figura 3.17.-Secciones transversales de la armadura principal</i>	45
<i>Figura 3.18.-Geometría Corner Bracing</i>	47
<i>Figura 3.19.-Geometría Rhombus Bracing</i>	47
<i>Figura 3.20.-Geometría X Bracing</i>	47



<i>Figura 3.21.-Ubicación aproximada de estación tipo WIM aforo Guanajuato-Los Infantes. Tomada de Google Earth.....</i>	<i>49</i>
<i>Figura 3.22.-Ubicación aproximada de estaciones tipo WIM Irapuato-La Piedad. Tomada de Google Earth.....</i>	<i>50</i>
<i>Figura 3.23.-Ubicación aproximada de estación tipo WIM aforo Irapuato-Zapotlanejo. Tomada de Google Earth.....</i>	<i>52</i>
<i>Figura 3.24.-Gráfica de peso promedio para las bases de datos.....</i>	<i>53</i>
<i>Figura 3.25.-Gráfica de desviación estándar para las bases de datos</i>	<i>53</i>
<i>Figura 4.1.-Ejemplo de línea de influencia para el elemento CD.....</i>	<i>56</i>
<i>Figura 4.2.-Desglose de miembros geometría original.....</i>	<i>57</i>
<i>Figura 4.3.-Desglose de miembros. Geometría Corner Bracing</i>	<i>57</i>
<i>Figura 4.4.-Desglose de miembros. Geometría Rhombus Bracing</i>	<i>58</i>
<i>Figura 4.5.-Desglose de miembros. Geometría X Bracing</i>	<i>58</i>



Lista de Ilustraciones

<i>Ilustración A.1.-Elementos armadura principal puente El Infiernillo II.....</i>	76
<i>Ilustración A.2.-Geometría original, aforo 01 CI.....</i>	77
<i>Ilustración A.3.-Geometría Corner Bracing, aforo 01 CI.....</i>	77
<i>Ilustración A.4.-Geometría Rhombus Bracing, aforo 01 CI.....</i>	78
<i>Ilustración A.5.-Geometría X Bracing, aforo 01 CI.....</i>	78
<i>Ilustración A.6.-Geometría original, aforo 01 CS.....</i>	79
<i>Ilustración A.7.-Geometría Corner Bracing, aforo 01 CS.....</i>	79
<i>Ilustración A.8.-Geometría Rhombus Bracing, aforo 01 CS.....</i>	80
<i>Ilustración A.9.-Geometría X Bracing, aforo 01 CS.....</i>	80
<i>Ilustración A.10.-Geometría original, aforo 01 MT.....</i>	81
<i>Ilustración A.11.-Geometría Corner Bracing, aforo 01 MT.....</i>	81
<i>Ilustración A.12.-Geometría Rhombus Bracing, aforo 01 MT.....</i>	82
<i>Ilustración A.13.-Geometría X Bracing, aforo 01 MT.....</i>	82
<i>Ilustración A.14.-Geometría original, aforo 01 DL.....</i>	83
<i>Ilustración A.15.-Geometría Corner Bracing, aforo 01 DL.....</i>	83
<i>Ilustración A.16.-Geometría Rhombus Bracing, aforo 01 DL.....</i>	84
<i>Ilustración A.17.-Geometría X Bracing, aforo 01 DLO.....</i>	84
<i>Ilustración A.18.-Geometría X Bracing, aforo 01 DLA.....</i>	85
<i>Ilustración A.19.-Geometría original, aforo 02 CI.....</i>	85
<i>Ilustración A.20.-Geometría Corner Bracing, aforo 02 CI.....</i>	86
<i>Ilustración A.21.-Geometría Rhombus Bracing, aforo 02 CI.....</i>	86
<i>Ilustración A.22.-Geometría X Bracing, aforo 02 CI.....</i>	87
<i>Ilustración A.23.-Geometría original, aforo 02 CS.....</i>	87
<i>Ilustración A.24.-Geometría Corner Bracing, aforo 02 CS.....</i>	88
<i>Ilustración A.25.-Geometría Rhombus Bracing, aforo 02 CS.....</i>	88
<i>Ilustración A.26.-Geometría X Bracing, aforo 02 CS.....</i>	89
<i>Ilustración A.27.-Geometría original, aforo 02 MT.....</i>	89
<i>Ilustración A.28.-Geometría Corner Bracing, aforo 02 MT.....</i>	90
<i>Ilustración A.29.-Geometría Rhombus Bracing, aforo 02 MT.....</i>	90
<i>Ilustración A.30.-Geometría X Bracing, aforo 02 MT.....</i>	91
<i>Ilustración A.31.-Geometría original, aforo 02 DL.....</i>	91
<i>Ilustración A.32.-Geometría Corner Bracing, aforo 02 DL.....</i>	92
<i>Ilustración A.33.-Geometría Rhombus Bracing, aforo 02 DL.....</i>	92
<i>Ilustración A.34.-Geometría X Bracing, aforo 02 DLO.....</i>	93
<i>Ilustración A.35.-Geometría X Bracing, aforo 02 DLA.....</i>	93
<i>Ilustración A.36.-Geometría original, aforo 03 CI.....</i>	94
<i>Ilustración A.37.-Geometría Corner Bracing, aforo 03 CI.....</i>	94
<i>Ilustración A.38.-Geometría Rhombus Bracing, aforo 03 CI.....</i>	95
<i>Ilustración A.39.-Geometría X Bracing, aforo 03 CI.....</i>	95
<i>Ilustración A.40.-Geometría original, aforo 03 CS.....</i>	96
<i>Ilustración A.41.-Geometría Corner Bracing, aforo 03 CS.....</i>	96



<i>Ilustración A.42.-Geometria Rhombus Bracing, aforo 03 CS.....</i>	<i>97</i>
<i>Ilustración A.43.Geometria X Bracing, aforo 03 CS.....</i>	<i>97</i>
<i>Ilustración A.44.-Geometria original, aforo 03 MT.....</i>	<i>98</i>
<i>Ilustración A.45.-Geometría Corner Bracing, aforo 03 MT</i>	<i>98</i>
<i>Ilustración A.46.-Geometria Rhombus Bracing, aforo 03 MT.....</i>	<i>99</i>
<i>Ilustración A.47.-Geometria X Bracing, aforo 03 MT.....</i>	<i>99</i>
<i>Ilustración A.48.-Geometria original, aforo 03 DL</i>	<i>100</i>
<i>Ilustración A.49.-Geometría Corner Bracing, aforo 03 DL.....</i>	<i>100</i>
<i>Ilustración A.50.-Geometria Rhombus Bracing, aforo 03 DL.....</i>	<i>101</i>
<i>Ilustración A.51.-Geometria X Bracing, aforo 03 DLO</i>	<i>101</i>
<i>Ilustración A.52.-Geometria X Bracing, aforo 03 DLA.....</i>	<i>102</i>



Lista de Tablas

<i>Tabla 3.1.-Distribución de cargas modelo de carga CL-W (CHBDC, 2006)</i>	<i>35</i>
<i>Tabla 3.2.-Desglose base de datos Guanajuato-Los Infantes 2017</i>	<i>49</i>
<i>Tabla 3.3.-Desglose base de datos Irapuato-La Piedad 2009.....</i>	<i>51</i>
<i>Tabla 3.4.-Desglose base de datos Irapuato-Zapotlanejo 2017.....</i>	<i>52</i>
<i>Tabla 4.1.-Bases de datos tipo WIM utilizadas</i>	<i>60</i>

1 Antecedentes

1.1 Introducción

La ingeniería civil es una rama de la ingeniería en la cual, a través del uso de diversas técnicas se resuelven problemas para satisfacer diferentes necesidades como el diseño, construcción y mantenimiento de las infraestructuras en el entorno. Esto incluye carreteras, ferrocarriles, puentes, canales, presas, puertos, aeropuertos, diques, obras de edificación, entre otras construcciones. En general, los ingenieros civiles proveen soluciones con el propósito de beneficiar a la sociedad mediante el estudio de suelos, materiales, comportamiento del agua, o construcción de la infraestructura necesaria de la más variada índole. A esta profesión compete la reparación y el reemplazo de las obras de infraestructura deterioradas u obsoletas; la planificación de los sistemas de transporte en las ciudades; la reducción y el control de los efectos devastadores provocados por inundaciones, tormentas y terremotos. Para abordar los diferentes aspectos de la obra civil, la ingeniería civil se divide en múltiples ramas entre las que se encuentran la ingeniería estructural, geotécnica, hidráulica, de transporte e infraestructura, y de construcción.

Los ingenieros civiles recopilan datos de la realidad circundante, proponen varias alternativas de solución, analizan las diferentes propuestas según la perspectiva de costos, viabilidad, sostenibilidad, y utilizan los procesos de diseño para encontrar la mejor solución a un problema, preparan los planos y especificaciones técnicas, supervisan la construcción, y en algunos casos reúnen datos una vez que la solución haya sido implementada, a modo de corroborar que el problema haya sido correctamente solucionado.

En este trabajo, nos centraremos en la disciplina de la ingeniería estructural, la cual se ocupa de la investigación, planificación, análisis, diseño, construcción, inspección, evaluación, monitoreo, mantenimiento, rehabilitación y demolición de estructuras permanentes y temporales.

La ingeniería estructural es quizá la única entre las disciplinas de la ingeniería cuyo objetivo principal es la creación de estructuras casi permanentes, es decir, que son diseñadas para tener una larga vida útil. En muchos países, actualmente existe una crisis en la infraestructura (Reid, R., 2008), si bien, por las condiciones que rigen la ingeniería en los Estados Unidos de América este problema se vuelve especialmente importante en dicho país donde se encuentran en una condición que va de pobre a suficiente y, mayormente, por debajo de los estándares, con muchos elementos que se acercan al final de su vida útil, sumando a esto la reducción de recursos que se mueven a otros programas en desarrollo.

Esto no significa que en México estemos exentos de esta problemática, sino que es un llamado de atención para tener una mejor inspección y revisión de nuestra infraestructura. Estos deterioros se derivan de diversos factores como el aumento en los costos de construcción y mantenimiento, costos de los materiales, así como los distintos intereses políticos y una falta de visión y profesionalismo por parte de los involucrados al momento de afrontar los cambios más difíciles.

Una parte fundamental de la infraestructura de un país son los puentes, estos son elementos de gran importancia en una red vial para el transporte en general y, por lo tanto, para el desarrollo de una comunidad. Es común hoy en día que como seres humanos no prestamos mucha atención a los tipos de puentes que existen por los caminos que recorreremos durante nuestra vida diaria, asumimos que son estructuras estables con una vida útil muy larga, y que raramente presentarán algún daño.

Un puente se define como una construcción que permite salvar un accidente geográfico como un río, un cañón, un valle, un cuerpo de agua, o cualquier otro obstáculo físico, como una carretera, un camino, o una vía férrea. La diversidad en los diseños de puentes se basa en factores técnicos, ambientales y utilitarios; gracias a ellos la humanidad ha podido conectarse con mucha más facilidad.

En México de acuerdo con la norma (SCT, 2001) capítulo 01 Ejecución de Nuevos Puentes y Estructuras Similares de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes, según su propósito y ubicación, se pueden definir los siguientes tipos de estructuras:

- **Puente**: Estructura con longitud mayor de seis metros, que se construye sobre corrientes o cuerpos de agua y cuyas dimensiones quedan definidas por razones hidráulicas. Para esta norma si la estructura tiene una longitud menor de seis metros se le denominara “alcantarilla”.
- **Viaductos**: Se refiere a puentes con "varios" apoyos (es decir, más de dos), sus dimensiones quedan definidas por razones geométricas, dependiendo principalmente de la rasante de la vialidad y del tipo de obstáculo que cruce.
- **Paso Superior Vehicular (PSV)**: Se construye en un cruce de la carretera de referencia por encima de otra vialidad, las dimensiones quedan definidas por las características geométricas y rasantes de ambas vialidades.
- **Paso Inferior Vehicular (PIV)**: Su definición es similar a la descrita en los PSV, no obstante, la gran diferencia que existe es que estas estructuras se construyen por debajo de otra vialidad, sus dimensiones quedan definidas de la misma manera que los PSV.
- **Paso Superior de Ferrocarril (PSF)**: Construidos en los cruces entre una carretera de referencia por encima de una vía del ferrocarril, cuyas dimensiones quedan definidas por las características geométricas y rasantes de la carretera y de la vía.
- **Paso Inferior de Ferrocarril (PIF)**: Al igual que el caso anterior la diferencia entre los PSF se da porque este se construye por debajo de la carretera de referencia y la vía de ferrocarril, las dimensiones quedan definidas por las características geométricas y rasantes de la carretera y de la vía.

- Paso Inferior Peatonal (PIP): Estructura destinada exclusivamente al paso de personas, se construye por debajo de la carretera de referencia y sus dimensiones quedan definidas por características geométricas y rasante de la vialidad que cruza.
- Paso Inferior Ganadero (PIG): Estas estructuras son destinadas al paso de personas y ganado, se construye por debajo de la carretera de referencia, cuyas dimensiones quedan definidas por las características geométricas y rasante de la vialidad que cruza.
- Puente Canal: Destinados al paso del flujo de un canal, se construye por encima de la carretera de referencia, las dimensiones quedan definidas por las características geométricas y rasantes de la carretera y del canal.
- Puente Ducto: Estructura destinada al cruce de uno o varios ductos por encima de la carretera de referencia y cuyas dimensiones quedan definidas por las características geométricas y rasantes de la carretera y de los ductos.

Los puentes han sido una de las estructuras complejas más importantes para el desarrollo de la humanidad. Desde tiempos antiguos, han desempeñado un papel crucial al permitir intercambios que dieron lugar a la creación de las más grandes civilizaciones y sociedades modernas. Su funcionalidad y rendimiento son el resultado de años de ingeniería e investigación, cuyas técnicas de ingeniería han permitido que los puentes cada vez abarquen mayores distancias.

Aun así, estas construcciones varían de ser tan sencillas que pueden pasar desapercibidas hasta impresionantes en cuanto a dimensiones y características, no obstante, no son inmunes a sufrir patologías y desgastes, sean estructuras nuevas o antiguas.

Cada puente presenta aspectos sobre su comportamiento que pueden escapar de la atención incluso de diseñadores y analistas experimentados, que difícilmente pueden ser incluidos en los modelos matemáticos usados para la evaluación y diseño de estos. Algo común en cada tipo de puente es la necesidad de conocer el volumen y carga vehicular, los cuales son factores importantes en el diseño de estas estructuras, aunque muchas veces el conocimiento requerido para resolver problemas complejos de ingeniería no está disponible por la limitada información que puede existir en los diferentes códigos o ayudas de diseño.

1.2 Partes de un puente

Toda obra es una combinación de varios sistemas que trabajan en conjunto para cumplir ciertas funciones; un puente no es una excepción. Por lo tanto, es importante conocer sus componentes de modo que en el análisis y diseño se tenga en cuenta la relación que existe entre ellos.

Los componentes principales de un puente son la superestructura y la subestructura, los cuales se ilustran en la Figura 1.1.

1.2.1 Superestructura

Comprende todos los componentes que se encuentran por encima de los elementos de soporte, es decir es constituida para soportar las cargas; está compuesta generalmente por bóvedas, vigas, cables, armaduras, o arcos, los cuales transfieren las cargas desde el tablero a los apoyos.

- **Estructura portante:** Elemento que sirve de sostén al tablero y a la vez se apoya a la subestructura a través de sus extremos, transmitiendo así las cargas que vienen del tablero en dirección a las pilas o a los estribos.
- **Tablero:** Se trata del componente que soporta directamente las cargas de rueda. Este puede o no tener una superficie de rodamiento, y llega a ser sostenido por otros componentes.
- **Accesorios del tablero:** Se refiere a los componentes que actúan para dar funcionalidad al puente, así como también para brindar seguridad a los peatones y a los vehículos. Ejemplo de estos accesorios son las barandas, las barreras, pretilas.

1.2.2 Subestructura

Es aquella formada por todos los elementos que requiere la superestructura para sostenerse de una forma directa; como lo son apoyos, columnas, pilas, estribos, cabezales, y los cimientos, los cuales llegan a transmitir todos los esfuerzos al terreno. Entre estos componentes se encuentra:

- **Estribos:** Parte de la subestructura que le da soporte de inicio a fin a la estructura y a la vez crea una conexión entre esta y el terraplén, a través de elementos de apoyo, En ocasiones cumplen también funciones de retención para las presiones del suelo y por el peso de la losa de transición.
- **Pilas:** Se trata de los elementos de apoyo intermedio del puente que llegan a transmitir todas las fuerzas de la superestructura en dirección a la cimentación. Diseñados para soportar cargas de viento, presiones hidráulicas, cargas de impacto, etc. Son fabricados principalmente en acero o concreto; pudiendo ser de sección transversal variable o constante considerando la altura que tendrá la pila. Estos también pueden poseer una sección hueca.
- **Cimentación:** Transfiere las cargas de la subestructura al suelo, puede ser del tipo superficial (como losas o zapatas) o del tipo profunda como lo son los pilotes. Corresponde a la parte que sirve de apoyo a un tramo del puente.
- **Apoyos:** Dispositivos mecánicos que transfieren la carga vertical y horizontal a los estribos, pilas o cimentación.

1.2.3 Otras partes

- **Relleno:** Este componente se encuentra retenido por los estribos, correspondiente al terraplén u alguna otra obra de aproximación, sustituye los materiales removidos. Se le suele denominar en la práctica como apaches.
- **Losa de acceso:** Se trata de una superficie de rodamiento que descansa en la ménsula.

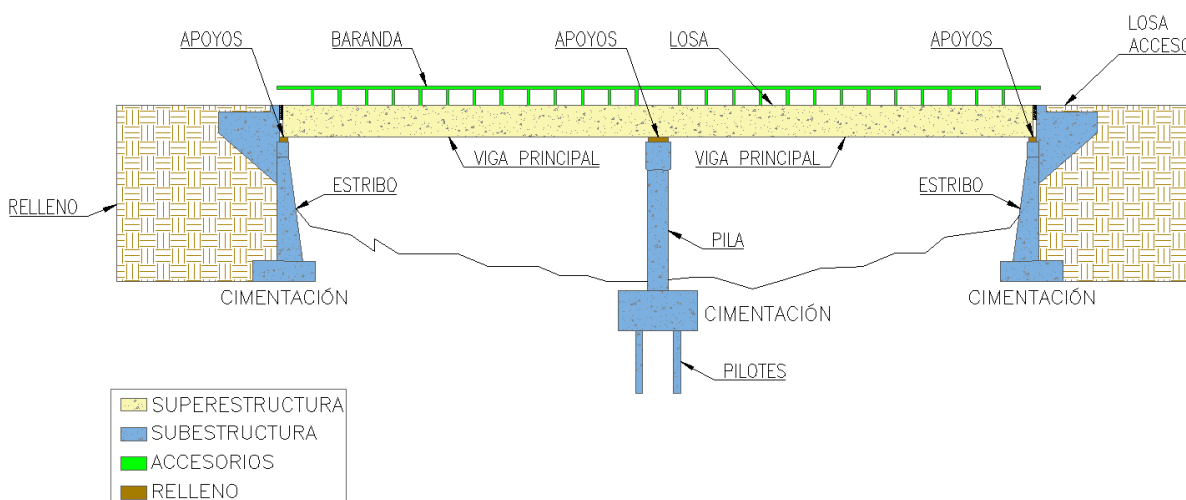


Figura 1.1.-Componentes de un puente

1.3 Clasificación de puentes

Existen diferentes clasificaciones para los puentes, cada una con características y usos específicos. Estas clasificaciones se pueden realizar según el tipo de material, su composición, su proceso constructivo, geometría e incluso de acuerdo con su función. La elección del tipo de puente dependerá del terreno, tamaño del obstáculo a cruzar, así como de los requisitos de seguridad y durabilidad, siendo numerosos los tipos de diseños que se pueden encontrar actualmente.

Para los fines de este trabajo la clasificación de los puentes se mostrará debido a su estructuración de acuerdo con Almaso, D. (2022), los cuales se describen a continuación:

1.3.1 Puentes de arco sobre tablero

El arco es el componente principal de este tipo de puentes porque el tablero cuelga de él. Como se muestra en la Figura 1.2, el arco cubre la totalidad del puente, extendiéndose de un extremo al otro de manera ininterrumpida. Del arco se desprenden tirantes verticales o diagonales que sujetan al tablero en diversos puntos de este.

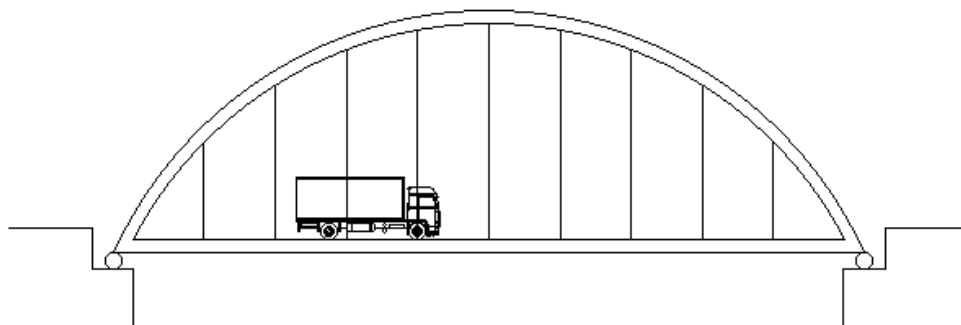


Figura 1.2.-Puente de arco sobre tablero

1.3.2 Puentes de arco bajo tablero

Un segundo subtipo de puentes de arco son los puentes de arco bajo tablero el cual se puede observar en la Figura 1.3. Como su nombre sugiere, el arco se posiciona debajo del tablero. En estos casos, el arco es ayudado por una serie de soportes auxiliares para que soporte el peso del tablero y los vehículos que circulan sobre él.

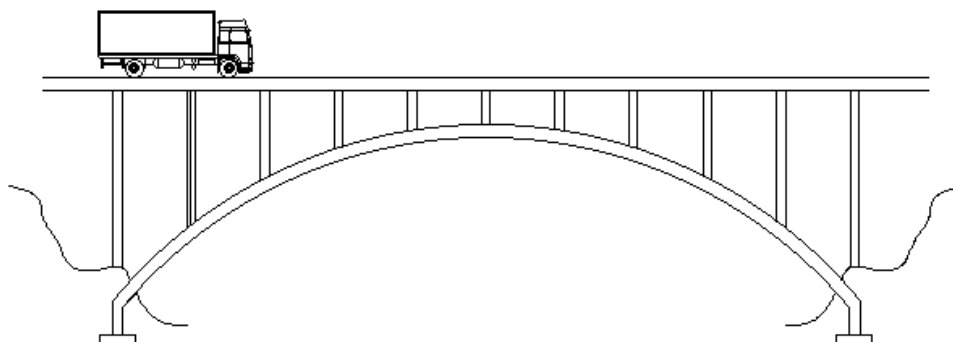


Figura 1.3.-Puente de arco bajo tablero

1.3.3 Puentes construidos en voladizos sucesivos

El ejemplo de este tipo de puente se muestra en la Figura 1.4. Este tipo de puente se construye a partir del método de volados sucesivos, donde la superestructura se mantiene a partir de pilas que permiten la adición de tramos sucesivos a partir de los anteriores.

Este procedimiento es útil para todo material, aunque generalmente se aplica para un tipo específico de puente de viga. Los puentes en voladizos sucesivos son capaces de salvar largas distancias, por lo que este método se usa mucho para la construcción de puentes grandes.

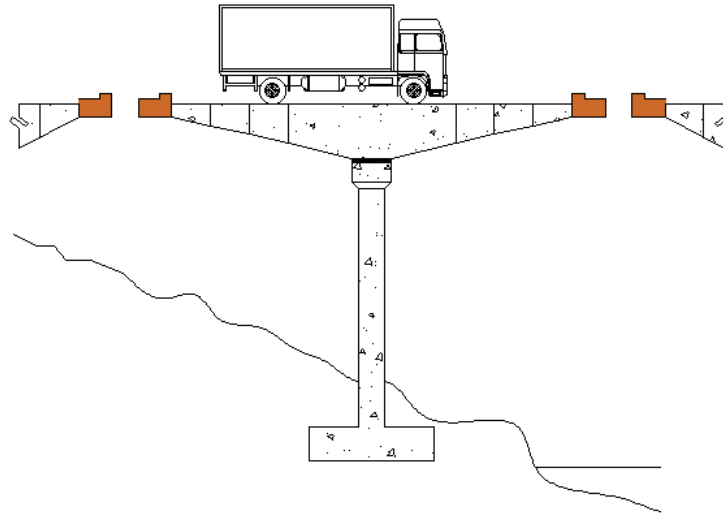


Figura 1.4.-Puente en voladizos sucesivos

1.3.4 Puentes de armadura

Los puentes de armadura como el que muestra la Figura 1.5, se tratan de elementos individuales que se interceptan entre sí, formando triángulos por medio de elementos denominados diagonales (elementos generalmente inclinados) y montantes (elementos generalmente rectos en posición vertical), unidos por una cuerda superior y otra inferior. Los elementos de una armadura están sometidos a fuerzas axiales de tensión o compresión, aunque los elementos de las cuerdas superior generalmente funcionan a compresión, mientras que la cuerda inferior a tensión. Estos puentes generalmente no cuentan con tantos apoyos. En este tipo de puentes se centra nuestro caso de estudio. Por lo que más adelante se abordaran más a detalle este tipo de puentes.

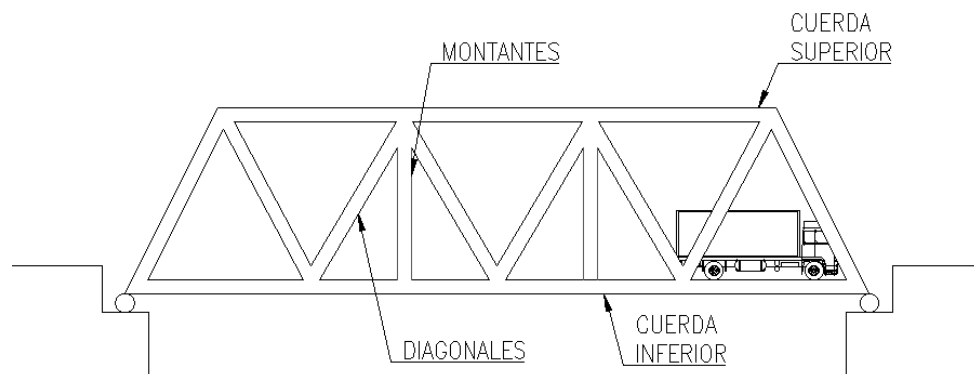


Figura 1.5.-Puente de armadura

1.3.5 Puentes de viga

Estos tipos de puentes son aquellos cuya estructura es soportada a partir de vigas que se colocan paralelamente en sentido transversal. La distancia entre las vigas del puente es asegurada por una serie de estribos y pilas que soportan el tablero. El material del puente o de sus vigas

depende de la función que tenga el puente, ya sea para el paso de automóviles o de ferrocarriles ver Figura 1.6.

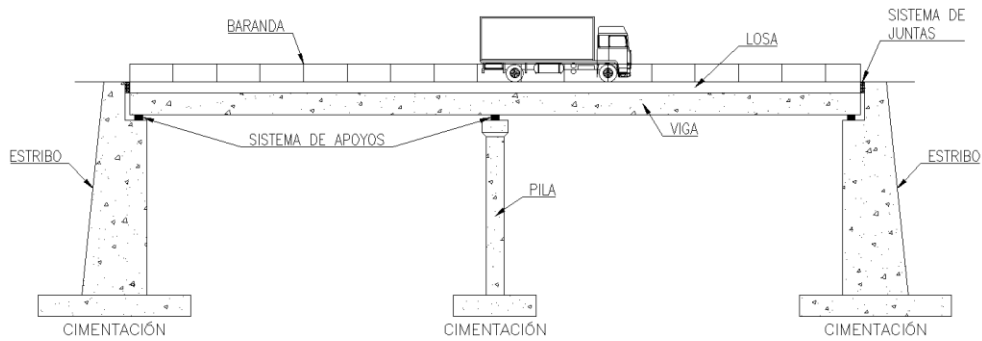


Figura 1.6.-Puente de viga

1.3.6 Puentes colgantes

Los puentes colgantes son aquellos donde el tablero se suspende de un cable principal construido a base de acero. Estos cables se sostienen a partir de dos torres de acero o concreto en los extremos del puente, y sujetan el tablero mediante tirantes verticales. Son sensibles a grandes ráfagas de viento por la acción que ellas ejercen sobre los tirantes verticales. Estas condiciones generan falta de rigidez en el puente, lo que lo puede hacer intransitable durante dicha adversidad climática un ejemplo se muestra en la Figura 1.7.

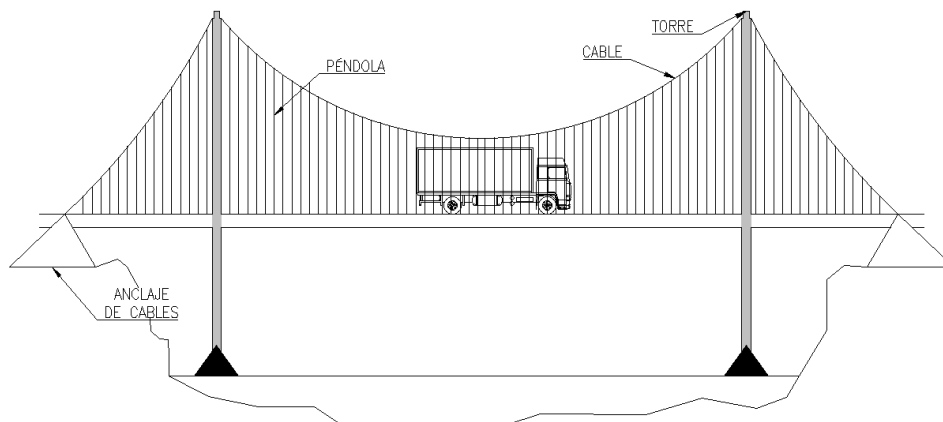


Figura 1.7.-Puente colgante

1.3.7 Puentes atirantados

Los puentes atirantados como el de la Figura 1.8 son aquellos cuyo tablero está suspendido por una o varias pilas o torres centrales que se enlazan con el tablero a través de tirantes. La diferencia entre los puentes atirantados y colgantes es que los atirantados se conectan directamente con cables al tablero y las pilas de soporte, en los colgantes se tiene el cable principal entre las pilas y cables secundarios que conectan el tablero con los cables principales. Además, los puentes colgantes tienden a necesitar más cables.

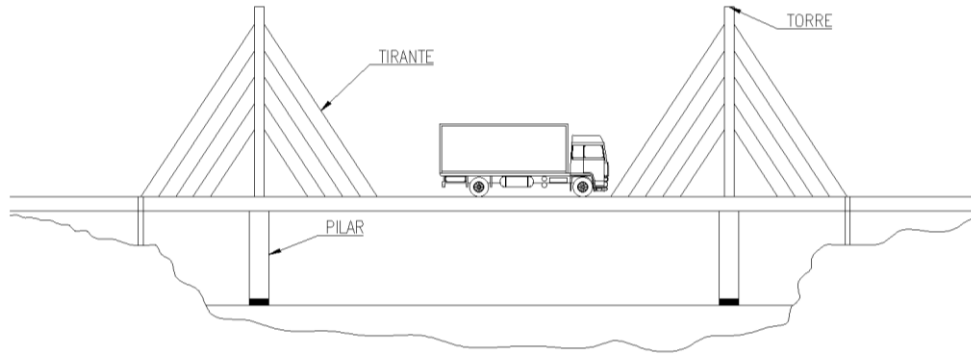


Figura 1.8.-Puente atirantado

1.4 Acciones de diseño en puentes

Los puentes se deben proyectar considerando todas las cargas y fuerzas que se espera actúen sobre ellos durante su vida útil. Entonces, una de las primeras tareas a realizar es determinar las acciones significativas que considera se presentarán.

Las acciones pueden clasificarse de acuerdo con distintos criterios; según su origen o la forma en que actúan. La mayoría de los criterios de diseño hacen una clasificación en base a la duración con que obran sobre la estructura con una intensidad cercana a la máxima.

Estas estructuras deben ser capaces de resistir distintos grupos y tipos de carga dependiendo del código para diseño que se utilice. En el caso de México, de acuerdo con la normativa SCT (2001), los puentes deben ser revisados bajo cargas permanentes, y cargas transitorias (variables, eventuales).

1.5 Clasificación de las cargas

Atendiendo los conceptos de seguridad estructural y criterios de diseño, la clasificación más adecuada de las acciones se hace en base a la variación de su intensidad con el tiempo. Las magnitudes de estas solicitaciones están basadas en datos de análisis estadísticos de las acciones que se presentan sobre las estructuras, las cuales se definen en normas y reglamentos para el diseño de puentes. Por lo que, es importante ser conscientes del reglamento que se está utilizando, ya que cada uno tiene consideraciones específicas para el país donde fue desarrollado; ejemplo de esto es la normativa antes mencionada de la SCT (2001).

En esta sección se presenta la clasificación de los tipos de cargas de acuerdo con la normativa SCT (2001) y el AASHTO (2017); esto se debe a que la normativa mexicana no se especifican las combinaciones de estas cargas, realizando esta acción de acuerdo con el reglamento de la AASTHO.

Las cargas y acciones sobre las estructuras viales se definen y clasifican como se indica a continuación:

1.5.1 Cargas permanentes

Las cargas permanentes son las que tienen una variación despreciable durante la vida de la estructura, tal como el peso propio de la estructura y los elementos no estructurales de la construcción, las cuales son:

- Cargas muertas
- Empujes de tierras
- Empujes hidrostáticos

Además, dentro del Reglamento AASHTO (2017) considera las siguientes cargas adicionales en este grupo:

- Efectos de fuerza debidos al flujo plástico (útil para el diseño de sistemas presforzados)
- Fuerza de arrastre
- Carga muerta de las superficies de desgaste y de los servicios públicos
- Presión horizontal de la tierra
- Efectos variados de fuerzas resultantes las cargas de construcción, incluyendo la separación de voladizos en la construcción de segmentos
- Sobrecarga de la tierra
- Presión vertical de rellenos de tierra
- Fuerzas secundarias del postensado para los estados límite de resistencia, fuerzas totales de pretensado para los estados límite de servicio
- Efectos de las fuerzas debidas a la contracción

1.5.2 Cargas variables

Las cargas variables son las que tienen una variación importante durante la vida de la estructura, con una alta frecuencia de ocurrencia, de acuerdo con SCT (2001) estas son:

- Carga viva
- Impacto
- Fuerza centrífuga

1.5.3 Cargas eventuales

Las cargas eventuales son las producidas por acciones que ocurren ocasionalmente durante la vida de la estructura, como:

- Viento
- Sismo
- Frenado
- Fricción
- Variación de temperatura
- Empuje dinámico del agua
- Subpresión

- Contracción por fraguado
- Acortamiento de arcos
- Flujo plástico
- Asentamientos diferenciales
- Oleaje

El AASHTO (2017) agrupa como cargas transitorias las cargas mencionadas anteriormente, considerando, además, las siguientes:

- Fuerza centrífuga vehicular
- Fuerza de colisión vehicular
- Carga de hielo
- Efecto dinámico de las cargas vivas vehiculares
- Sobrecarga de las cargas vivas
- Carga viva peatonal

1.6 Clasificación de las cargas para fines de diseño

Evaluar el efecto de las acciones en las estructuras no es tarea fácil, pues estas son debidas a fenómenos físicos con una alta variabilidad e incertidumbre, por lo que la elección de un modelo apropiado para evaluarlas es crucial, ya que las cargas seleccionadas deben ser representativas de estos fenómenos. Dichos modelos consisten usualmente en sistemas de fuerzas de distintos tipos (que pueden ser representadas como cargas lineales, concentradas, distribuidas en áreas) o combinaciones de estas, la carga viva en puentes generalmente se representa como un sistema de cargas concentradas.

A pesar de que existen actualmente métodos numéricos que permiten realizar los cálculos con un alto nivel de detalle, el elegir el modelo correcto de representación de cargas sigue siendo primordial para no caer en resultados incongruentes, para puentes estos quedan definidos por códigos de diseño.

La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente. Los códigos de edificación generalmente especifican diversas combinaciones de carga, junto con coeficientes de carga para cada tipo de carga, con el fin de garantizar la seguridad de la estructura bajo diferentes escenarios de carga máxima esperada. Teniendo en cuenta las siguientes categorías de combinaciones:

1.6.1 Combinaciones de servicio

Se considera que, con su valor real, actúan sobre la estructura, no deben ser afectadas por ningún factor. Anteriormente este tipo de cargas eran empleadas para el diseño y/o revisión de la estructura por el método de los esfuerzos permisibles ahora no es muy común usarlas para esto; actualmente son consideradas para revisar "condiciones de servicio" es decir aquellas que pueden causar al usuario alguna inseguridad al hacer uso de estas aun cuando no representan

necesariamente un estado de colapso de la estructura, son usada para revisar desplazamientos, deformaciones, vibraciones y condiciones de operación de la estructura en general.

1.6.2 Combinaciones de resistencia o cargas últimas

Se denominan combinaciones de cargas últimas a las que tienen un valor igual al de la carga de servicio multiplicado por un factor de carga. Se emplean en el diseño estructural mediante el método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD por sus siglas en inglés) para estimar la resistencia "última" o máxima que un elemento o sistema estructural puede soportar.

1.6.3 Combinaciones de carga por fatiga y fractura

Combinaciones que se relacionan con la carga viva vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño y el espaciado entre ejes especificado.

1.7 Estados límite

La respuesta de la estructura está representada por un conjunto de parámetros físicos que describen su comportamiento ante las acciones. Esta respuesta debe mantenerse dentro de ciertos valores llamados límites, para garantizar de esta manera el adecuado funcionamiento y estabilidad de la estructura.

La seguridad estructural está relacionada con el cumplimiento de los estados límites. Un estado límite se define como la etapa del comportamiento a partir de la cual la respuesta de la estructura se considera inaceptable. Por lo tanto, un estado límite es la condición crítica en la que algún componente de la estructura, en este caso un puente, deja de cumplir la función para la cual fue diseñado. Ejemplos de estados límite en puentes incluyen flexión, agrietamiento, fatiga, cortante, torsión, pandeo, vibraciones, deformaciones, asentamientos.

Diseñar un puente de una manera tal que ninguno de sus componentes nunca falle, no es una opción económica ni humanamente alcanzable debido a las incertidumbres asociadas a las acciones, los materiales y el modelo de análisis, entre otros factores. Siempre existirá una probabilidad de falla, sin embargo, el objetivo que se debe tener es alcanzar un nivel de riesgo tal que no se sobrepase ningún estado límite; para lograr esto se deberá efectuar una revisión que consiste en hacer una comparativa entre el valor de la respuesta calculada para las acciones especificadas y el valor fijado como inadmisibles.

1.7.1 Estado límite de servicio

Se refiere a las restricciones en los esfuerzos, vibraciones, deflexiones y agrietamiento de los componentes de la estructura bajo condiciones regulares de servicio. La carga de servicio segura es un reflejo de la capacidad del elemento más crítico del puente.

1.7.2 Estado límite de fatiga y fractura

Hace referencia a limitar el crecimiento de grietas y prevenir la fractura por la acción de cargas repetitivas. Generalmente se usa un factor de reducción menor a 1, estadísticamente

justificado debido a que la mayoría de los vehículos que circulan son peso menor que el camión de diseño.

1.7.3 Estado límite de resistencia

Es necesario asegurar que los elementos de la estructura cuenten con resistencia suficiente para soportar los efectos de las cargas. Esta resistencia debe ser mayor que los efectos producidos por las cargas, por lo que es importante considerar combinaciones de carga que sean estadísticamente significativas, es decir, aquellas que tienen una alta probabilidad de ocurrir durante la vida útil de la estructura. Aquí se incluyen los elementos mecánicos internos como lo son el momento flexionante, fuerza cortante, carga axial.

1.7.4 Estado límite de eventos externos

Se refiere a la capacidad del puente de seguir en condiciones de servicio durante la ocurrencia de un evento extraordinario como sismos, vientos, colisiones, lluvias. Se espera que la estructura tenga deformaciones en el rango elástico, es decir sin sufrir daños permanentes o irreversibles.

1.8 Fallas en puentes

El deterioro de un puente es inevitable, ya que a lo largo de su vida útil acumula daños debido a diversos factores entre ellos vehículos cada vez más pesados, que ponen a prueba la capacidad de los elementos estructurales del puente. Un caso especial es el de los puentes de paso inferior vehicular ya que con el paso de camiones más altos que pueden no respetar las alturas permitidas de circulación.

Es de suma importancia conocer los distintos tipos de fallas que pueden ocurrir en un puente, esto principalmente para prevenir su colapso. El colapso de un puente tendría consigo consecuencias graves en las comunidades cercanas como el aumento de costos de transporte, dificultades para el acceso de servicios de emergencia, problemas de comunicación entre las comunidades, entre otros. En resumen, si una estructura de este tipo sufre un colapso, tendría consigo un impacto socioeconómico significativo, sin mencionar el riesgo más importante por tener en cuenta que es la pérdida de vidas humanas.

Son diversos los casos de colapsos y fallas en puentes vehiculares y peatonales, por lo que este problema debe ser objeto de reflexión y análisis por parte de la ingeniería a nivel mundial, a fin de determinar sus causas y posibles soluciones. A continuación, se describen las fallas más comunes en los diferentes tipos de puentes, centrándonos especialmente en las que afectan a los puentes de armaduras, que son el enfoque de estudio en este caso.

1.8.1 Fatiga

Se denomina así al daño progresivo de un elemento estructural que ocurre debido a la repetición de cargas. Identificar correctamente este estado y llevar a cabo inspecciones y reparaciones en el momento adecuado puede garantizar el buen funcionamiento del puente; no

obstante, los modelos de cargas vivas indican problemas potenciales de fatiga (O'connell y Dexter, 2001), por lo cual este estado limite es determinado por los ciclos de esfuerzos correspondientes a estas cargas.

Las cargas dinámicas que se presentan en la estructura pueden generar vibraciones que pueden causar daños significativos, especialmente en miembros no redundantes de la estructura.

Es importante tener un espectro de cargas de tráfico apropiado para calcular el daño por fatiga, el cual debe considerar la densidad del tráfico, geometrías del vehículo, distribución del tráfico en los diferentes carriles del puente. En las estructuras de acero, la fatiga suele surgir debido a las concentraciones de esfuerzos en las conexiones de los elementos más sometidos a tensiones. Es necesario evaluar y controlar adecuadamente estos puntos de concentración de esfuerzos para evitar problemas de fatiga en la estructura del puente.



Figura 1.9.-Falla por fatiga. Tomada de: C. (2015)

1.8.2 Fractura

La falla por fractura puede provocar el desprendimiento de los miembros estructurales; para este caso, se debe asegurar que el material tenga la capacidad suficiente para no presentar una falla frágil, esto significa, que el material llegue a la rotura siendo una falla repentina y rápida del metal en la que el material muestre poca o ninguna deformación plástica. La fractura frágil se caracteriza por fallas rápidas y repentinas, sin advertencia previa. Las grietas generadas se propagan rápidamente y el material colapsa repentinamente. Es esencial realizar un análisis adecuado de la resistencia y la tenacidad del material para prevenir problemas de fractura en la estructura del puente.



Figura 1.10.-Falla por fractura. Tomada de: Polimeni (2023)

1.8.3 Corrosión

La corrosión es una causa común de deterioro en los puentes, y puede ser resultado de la acción erosiva del clima, deformaciones por impactos o poca o nula protección en las superficies metálicas. La corrosión reduce la sección transversal de los elementos estructurales, lo cual es especialmente preocupante en las conexiones de puentes de acero. En elementos de concreto, la corrosión del acero de refuerzo puede provocar la formación de fisuras o grietas.

Es importante tener en cuenta que la corrosión en elementos críticos o en el refuerzo de una estructura de acero o concreto puede conducir a su colapso. Por lo que es fundamental implementar medidas de protección contra la corrosión, como recubrimientos protectores, para garantizar la durabilidad y la integridad de los puentes a lo largo de su vida útil. Además, se deben realizar inspecciones regulares para detectar y abordar de manera oportuna cualquier signo de corrosión.



Figura 1.11.-Deterioro por corrosión. Tomada de: González P. (2020)

1.8.4 Conexiones

Las fallas en las conexiones pueden ocurrir debido al comportamiento de estas ante ciclos repetitivos de carga o el soportar cargas que no fueron predichas para la estructura. Las conexiones son puntos críticos en un puente, ya que son responsables de transferir las cargas entre los diferentes elementos estructurales, cuyas fallas pueden manifestarse en forma de deformaciones, desprendimiento de elementos o incluso colapso parcial o total de la estructura.

Es fundamental prestar especial atención al diseño y la calidad de las conexiones en la construcción de puentes, así como realizar inspecciones periódicas para detectar posibles deterioros o debilidades. La adecuada selección y dimensionamiento de las conexiones, junto con su mantenimiento adecuado, son aspectos críticos para garantizar la seguridad y la durabilidad de un puente a lo largo de su vida útil.



Figura 1.12.-Ejemplo de conexión en puentes. Tomada de: Kuang (2018)

1.8.5 Geometría del puente

Este problema se presenta principalmente en algunos puentes de tipo armadura, ya que, en algunas ocasiones debido a su altura libre o ancho, no permiten el paso de camiones de grandes dimensiones, los cuales en su intento por cruzar pueden impactar directamente los miembros estructurales, lo que reduce la rigidez del puente y puede provocar la formación de articulaciones plásticas en el lugar del impacto. El colapso ocurre cuando esta formación plástica principalmente en la cuerda superior sometida a compresión se vuelve inestable.

El tamaño de los vehículos que cruzan los puentes a menudo no está regulado adecuadamente, por lo que es importante implementar una señalización clara sobre el tamaño máximo de los vehículos y asegurarse de que los conductores sean conscientes de estas limitaciones. Muchos accidentes son el resultado de una distancia vertical libre inadecuada para el paso de vehículos, lo que puede provocar colisiones con la estructura del puente.

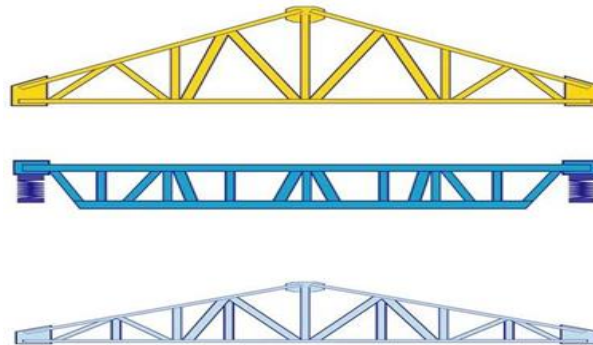


Figura 1.13.-Diferentes configuraciones de geometría para puentes de armadura. Tomada de: Oleksadr (2015)

1.8.6 Redundancia en los elementos

La redundancia en los elementos se refiere a la capacidad de la estructura para resistir fallas locales en sus miembros sin que esto provoque el colapso completo del puente. En caso de que un miembro falle, la estructura debe contar con suficiente redundancia para redistribuir las cargas y mantener la estabilidad global. Se describe en función del número de regiones críticas, llamadas articulaciones plásticas, necesarias para causar la inestabilidad o colapso de la estructura.

La evaluación de la redundancia puede realizarse desde dos perspectivas. En primer lugar, se puede analizar cuántos miembros individuales son necesarios para provocar el colapso del puente debido a sus propios daños. En segundo lugar, se puede evaluar cuántos miembros podrían resultar dañados debido a la falla de otro miembro. Un escenario de falla puede ser el resultado de la falla de diferentes miembros del puente y la incapacidad de la estructura para redistribuir las cargas de manera adecuada.

La redundancia en los elementos es un aspecto crucial por considerar en el diseño y evaluación de la seguridad estructural de un puente. Una adecuada redundancia puede mejorar la capacidad de resistencia y la capacidad de absorber daños locales, lo que contribuye a la seguridad y durabilidad de la estructura.



Figura 1.14.-Redundancia en un puente. Tomada de: DMCA (2023)

1.8.7 Grietas y fisuras

Las grietas y fisuras son fallas comunes que pueden presentarse en los puentes debido al incremento de las cargas, el uso de materiales de baja calidad o herramientas de construcción inadecuadas, inestabilidad elástica o pandeo, concreto mal vibrado y curado, problemas durante el proceso de colado, deslizamiento del terreno, fallas en las cimentaciones, temperaturas extremas o el crecimiento de árboles y arbustos cerca de la estructura.

Las grietas y fisuras son preocupantes, ya que pueden comprometer la integridad estructural del puente. Pueden permitir la entrada de agentes corrosivos, como agua o químicos, lo que puede acelerar el proceso de deterioro de la estructura. Además, las grietas pueden propagarse y aumentar de tamaño con el tiempo, lo que puede afectar negativamente la resistencia y estabilidad del puente.

La reparación y el mantenimiento adecuados de estas fallas son fundamentales para preservar la vida útil y la seguridad de la estructura, además de que permiten tomar medidas preventivas durante el diseño y construcción del puente para minimizar el riesgo de que aparezcan grietas y fisuras en un futuro cercano.



Figura 1.15.-Grietas y fisuras. Tomada de: Gaviña (2022)

1.8.8 Deterioros del concreto

El deterioro del concreto es una falla común que puede manifestarse de huecos, desprendimientos y nidos de grava. Pueden ser causadas por ausencia o pérdida del recubrimiento en el armado, impermeabilización incorrecta o faltante, colado con temperaturas extremas, vibrado insuficiente del concreto, lavado de juntas entre ladrillos por filtraciones, contaminación de áridos, depósitos de sales de deshielos y presencia de microorganismos.

El deterioro del concreto puede comprometer la resistencia y la durabilidad de la estructura del puente, por lo que es fundamental realizar inspecciones regulares y adecuadas para detectar y abordar los deterioros que puede sufrir el concreto.



Figura 1.16.-Deterioros del concreto. Tomada de: UCSP, 2023

1.8.9 Muros y estribos con deslizamientos

Este tipo de fallas pueden ser originadas por soluciones estructurales mal ejecutadas, como juntas, empotramientos y apoyos para puentes, incremento notable de cargas, enraizamiento de árboles, terreno mal compactado y deslizamiento de tierra.

Cuando ocurre un deslizamiento en los muros y estribos de un puente, se produce un desplazamiento no deseado de las estructuras. Esto puede comprometer la estabilidad y la capacidad de carga del puente, poniendo en riesgo la seguridad de las personas y de los vehículos que lo atraviesan.

Es importante tener en cuenta la adecuada ejecución de las soluciones estructurales, así como la consideración de las cargas y los factores externos que pueden afectar la estabilidad de los muros y estribos, incluso la erosión provocada por cuerpos de agua cercanos puede provocar problemas de socavación.

Se deben implementar medidas de mitigación, como la estabilización del terreno y la corrección de las soluciones estructurales deficientes, para evitar el deterioro y el colapso de los muros y estribos del puente.



Figura 1.17.-Deslizamientos en elementos de concreto. Tomada de: CivilCAD. (2023)

1.8.10 Desgaste en los apoyos

El desgaste en los apoyos es una falla que puede ocurrir en los puentes, especialmente en los apoyos de neopreno. Esta falla puede ser causada por un mal dimensionamiento de los apoyos o por un exceso o falta de reacción vertical.

Los apoyos deben permitir el movimiento y la expansión de las estructuras del puente, absorbiendo las cargas y minimizando las deformaciones. Sin embargo, si los apoyos están mal dimensionados, es decir, si no se han tenido en cuenta correctamente las cargas y los movimientos esperados, pueden producirse desgastes prematuros.

Un exceso de reacción vertical en los apoyos puede provocar una compresión excesiva en el material de neopreno, lo que puede llevar a su deterioro y desgaste acelerado. Por otro lado, si falta reacción vertical, los apoyos pueden no cumplir adecuadamente su función de soporte y absorción de cargas, lo que también puede generar desgaste y deterioro en el tiempo.

Es importante dimensionar adecuadamente los apoyos de neopreno, teniendo en cuenta las cargas, los movimientos y las condiciones específicas del puente. Además, se deben realizar inspecciones periódicas para detectar cualquier signo de desgaste en los apoyos y tomar las medidas correctivas necesarias, como reemplazar los apoyos desgastados, para mantener la integridad y la funcionalidad de los apoyos del puente.



Figura 1.18.-Desgaste en los apoyos. Tomada de: GRC (2023)

1.8.11 Desgaste de las juntas de expansión

El desgaste de las juntas de expansión puede originarse en su dimensionamiento incorrecto, impactos de las máquinas quitanieves y desgaste o ausencia del material de la junta. Además del dimensionamiento incorrecto, los cambios de temperatura y la vibración constante también pueden contribuir al desgaste de las juntas de expansión. Estos factores pueden provocar la deformación o deterioro de las juntas, lo que reduce su capacidad para absorber los movimientos de expansión y contracción de la estructura del puente.



Figura 1.19.-Desgaste de las juntas de expansión. Tomada de: Expreso (2018)

2 Justificación

2.1 Problemática

Mucho tiempo de negligencia, falta de financiamiento, visión y liderazgo por parte de los ingenieros y encargados del mantenimiento de la infraestructura, ha llevado a que esta comience a deteriorarse (Reid, R., 2008). Un caso particular de esto ocurre en puentes cuya estructura es a base de un sistema de armaduras, siendo una problemática presente en varios países, a pesar de haber sido inspeccionados y reparados en varias ocasiones.

Muchos de estos tipos de puentes, se están volviendo viejos y no cumplen con los requerimientos de hoy en día, si bien es casi imposible reemplazar todas estas estructuras, ya sea porque son obsoletas o el alto impacto ambiental que podrían provocar, conlleva un costo económico que, sin lugar a duda, es el principal motivo para no hacerlo.

Los puentes de armaduras simplemente apoyados suelen ser relativamente simples de analizar; sin embargo, como se mencionó anteriormente, se pueden presentar aspectos como comportamientos inesperados significativos en términos de la carga que deben soportar por el mismo. Por lo tanto, el análisis de puentes tipo armadura ante la acción de cargas vivas es un problema importante en ingeniería.

Las cargas vivas son especificadas por las distintas normativas de diseño de diferentes países a través de vehículos de diseño. Un aspecto que los diseñadores suelen desconocer en la práctica es que estos vehículos de diseño han sido calibrados especialmente para puentes de vigas simplemente apoyadas; un caso de esto se puede observar en Rascón, O. *et al.*, (1997). Por cuestiones de optimización de tiempo y dinero, el diseño de puentes con sistema resistente de armaduras se lleva a cabo tomando en cuenta únicamente el efecto que estos tienen bajo estas cargas vivas.

La carga y el tráfico en los puentes están en constante incremento, lo que reduce su tiempo de vida útil, ya que puede provocar problemas de resistencia en los elementos estructurales e incrementar los problemas en cualquiera de sus estados límite. Las grandes diferencias entre los esfuerzos reales y las capacidades calculadas son causadas por errores en los modelos matemáticos utilizados. En este contexto, es importante que los modelos de cargas vivas de los reglamentos de diseño sean representativos del tráfico que ocurre en un país o región actualizándose de forma continua.

En el caso específico de los puentes de armaduras, se pretende evaluar la idoneidad de los modelos de cargas vivas desarrollados para puentes de vigas, es decir, si estos modelos proporcionan cargas representativas de lo que ocurre con el tráfico real. Se debe tomar en cuenta que los puentes de armaduras pueden tener diversas configuraciones geométricas, lo que hace que su respuesta ante estas acciones varíe en cada caso; por otra parte, la magnitud de los elementos mecánicos que provoca el tránsito real ha sido muy poco estudiada y en intervalos de tiempo muy distintos uno de otro.

Dado que el transporte terrestre de mercancías constituye el modo de transporte más importante del país, siendo el de mayor acceso a la sociedad y para prestadores de servicios, produce un grave deterioro a la infraestructura carretera y disminuye las condiciones de seguridad de las vías de comunicación. Si los modelos no resultan representativos de las fuerzas que genera el tráfico, los puentes pueden ser más susceptibles de presentar problemas, como son fatiga, daños en las conexiones de los elementos, daños en su geometría, los cuales suelen ser provocados por el flujo y volumen vehicular, vehículos cada día más pesados, efectos de la temperatura, concentración de esfuerzos, viento, sismo, o incluso se pueden presentar vibraciones inducidas por los propios vehículos que circulan sobre ellos.

Las cargas vivas son un aspecto peculiar del diseño de puentes en México, ya que los modelos o aproximaciones para calcular sus efectos han evolucionado a lo largo del tiempo, pasando desde un camión único con dos ejes de 13.6 T de peso, a adoptar reglamentos extranjeros como el de la *American Association of State Highway and Transportation Officials* de los Estados Unidos de América o el *Canadian Highway Bridge Design Code CAN/CSA (2006)* de Canadá. Además, se han utilizado configuraciones de carga reales como modelos, y en la actualidad incluyen los denominados modelos de carga viva virtual.

Los efectos de la carga viva en puentes van más allá de ser un tema de análisis de estructuras, ya que esto va ligado directamente con el desarrollo económico que implica una red vial.

La falta de control en el cumplimiento de los pesos reglamentarios para vehículos de transporte por carretera genera solicitudes que no son contempladas por las cargas vivas de diseño actuales. En caso de puentes con una edad mayor de 20 o 30 años, estas solicitudes suelen ser mucho mayores a las que fueron utilizadas para su diseño original. En ocasiones, el único criterio limitante para las cargas es la capacidad del vehículo o la decisión del usuario.

No hay una mejor manera para que los ingenieros comprendan las deficiencias en los modelos matemáticos utilizados en la evaluación de puentes es investigar el comportamiento real de estas estructuras. Con el fin de evitar el diseño deficiente de puentes con sistemas estructurales específicos, así como conservar un nivel de seguridad adecuado, se debe tener certeza de las diferencias entre los elementos mecánicos internos generados por los reglamentos de diseño y aquellos que ocasionan los vehículos que circulan sobre la red carretera.

Este trabajo tiene como motivo principal explorar un punto de partida para conocer algunas consideraciones necesarias en la búsqueda de lograr un apropiado nivel de seguridad específicamente en puentes de armaduras.

2.2 Objetivos

2.2.1 *Objetivo general*

Evaluar los modelos de carga viva estipulados en diferentes normativas de diseño de puentes (las cuales se describen en el apartado 3.2), respecto a las fuerzas que pueden generarse ante el tráfico real usando como medio para realizar esta acción las tasas de excedencia. Para ello

analizando el puente de "El Infiernillo II", se proponen distintas variaciones en la geometría original, con el fin de determinar si las tasas de excedencia están influenciadas por la geometría misma. En caso de que se observe una dependencia de la geometría, esto implicaría entre otras cosas que:

- (1) Los modelos de cargas vivas utilizados actualmente no son totalmente adecuados para su aplicación en puentes de armaduras.
- (2) Es posible que un solo vehículo de diseño sea insuficiente para plantearse como representativo de las cargas vivas en un puente de armaduras.

2.2.2 Objetivos específicos

Se han establecido tres objetivos específicos para este trabajo:

- (1) Realizar una comparativa entre la magnitud de las fuerzas generadas en la estructura a partir de los registros de los aforos vehiculares obtenidos, y comparar estas fuerzas con las fuerzas resultantes de los vehículos de diseño de las diferentes normativas.
- (2) Determinar la influencia de la geometría en las fuerzas generadas por cargas vivas para puentes de armaduras carreteros.
- (3) Identificar las posibles causas que pueden llevar al colapso de este tipo de estructuras.

2.3 Limitaciones

Se deben tener en cuenta ciertas limitaciones y consideraciones en el análisis realizado.

- (1) No se consideran puentes de diferentes naturalezas, lo que significa que el estudio se enfoca únicamente en los puentes a base de un sistema estructural de armaduras.
- (2) El análisis se centra en los efectos sobre la superestructura del puente, sin tomar en cuenta la interacción con la subestructura y la cimentación. Esto puede limitar la comprensión completa del comportamiento y la respuesta de la estructura en su conjunto.
- (3) Se exploran únicamente tres variaciones en la geometría original del puente, a pesar de que existen numerosas configuraciones que pueden encontrarse en el entorno para este tipo de puentes.
- (4) Se presenta un análisis estático, lo cual implica que no se consideran los efectos dinámicos que pueden ser generados por la acción del paso de los vehículos, viento o sismo que se pueden ejercer sobre la estructura y que son importantes para evaluar la estabilidad y la respuesta del puente en condiciones reales.
- (5) No se consideran combinaciones de diseño ya que las cargas utilizadas no se encuentran afectadas por ningún factor, esto ocurre tanto para las cargas presentadas por los reglamentos como en las utilizadas para el tráfico real.
- (6) El análisis se realiza vehículo a vehículo, es decir, la estructura principal del puente es analizada completamente desde que el vehículo inicia su recorrido al principio del puente hasta que este lo ha cruzado totalmente, es en ese momento cuando se procede a analizar el vehículo próximo. O'connell y Dexter (2001) mencionan que, en el puente, el rango de esfuerzos teniendo un único camión en el carril es aproximadamente 75% del rango de

esfuerzos cuando se tienen dos camiones lado a lado. A pesar de que el puente es una estructura tridimensional, se optó por representarlo de una manera bidimensional.

Para el análisis en 2D de la armadura fueron usados elementos de acero considerando conexiones articuladas, así como un sistema de vigas denominadas como “elementos ficticios” que simulan la presencia de los elementos estructurales en el tablero del puente, las cuales fueron aplicadas a el modelo del puente en los puntos de conexión de la cuerda inferior; de esta manera los esfuerzos en el puente pueden predecirse con una aproximación razonable.

Por lo anterior un análisis en 2D es adecuado si los efectos en la losa de concreto son tomados en consideración usando elementos viga con conexiones rígidas, esta losa aumenta la rigidez del sistema y puede ser incluida en cualquier modelo del puente de acuerdo con O’connell y Dexter (2001); se debe considerar que si se desea analizar más de un solo vehículo en el puente la respuesta en el sistema de piso no es proporcional con dos o más vehículos que con un solo vehículo.

En resumen, el análisis bidimensional utilizado es una aproximación adecuada para evaluar las fuerzas en la armadura del puente, pero se debe considerar la influencia de la losa de concreto en el sistema de piso y la posible discrepancia en la respuesta debido a la presencia de múltiples camiones, así como las diferencias que puedan existir en la representación en 3D.

3 Metodología

3.1 Generalidades puentes de armaduras

Casos de colapso en puentes con sistema estructural a base de armaduras que han llamado la atención de investigadores en el área de la ingeniería estructural, son los puentes IR 75 localizado en el río Miami en Dayton, Ohio, que tuvo una falla estructural en la tarde del 11 de septiembre de 2006; el puente Silver en el oeste de Virginia en 1967; puente Nen'jiang N° 1 en China; puente I-5 cerca de Mount Vernon, Washington que colapso en 2013; o uno de los casos más conocidos es el del puente I-W35 que se encontraba sobre el río Mississippi en Minneapolis, Minnesota el cual colapsó en agosto de 2007; por mencionar algunos casos. Estos casos han llevado a una mayor atención hacia tratar de determinar las posibles causas que han provocado el fallo de este tipo de estructuras, que a menudo son causa de una combinación de daños acumulados, o incluso de una geometría deficiente y obsoleta que terminan por causar principalmente fatiga a los elementos que componen la estructura.

Es curioso y a la vez preocupante que casos como estos ocurran en diferentes países, especialmente después de que los puentes han sido inspeccionados, rehabilitados, o reacondicionados, y más aún cuando son conocidas todas las implicaciones que su falla traen a las comunidades locales que se ven afectadas por su colapso o daño parcial, siendo principalmente los ya mencionados aumentos en los costos de transportación debido a clausuras de emergencia. Por lo tanto, es de gran importancia estudiar detenidamente estas estructuras, siendo un tema de especial interés y de gran detalle. Todo estudio para evaluar las condiciones de los puentes debe tomar en cuenta el volumen del flujo vehicular que circula por ellos.

Para México, diversos estudios estadísticos han revelado que los vehículos que transitan por las carreteras federales violan sistemáticamente las normas de pesos y dimensiones establecidas en los reglamentos. Esto plantea un desafío adicional para los puentes de armaduras de acero antiguos, que suelen tener dimensiones estrechas y bajas en comparación con los camiones actuales. Los conductores deben ser conscientes de las dimensiones de sus vehículos y, lo mismo aplica para vehículos de grandes dimensiones autorizados que son escoltados por un vehículo piloto.

Ante estos desafíos, y en general de los problemas que pueden presentarse en la infraestructura de un país, han surgido diferentes enfoques y técnicas que incluso hoy en día aún están siendo investigadas para ser capaces de perfeccionarlas y detectar sus limitaciones, con el fin de poder tomar mejores decisiones sobre las condiciones de la infraestructura deteriorada, y de esta manera buscar mantener la seguridad y un desarrollo efectivo de la misma.

Para evaluar las condiciones de un puente, se pretende realizar mediante métodos de análisis estructural probabilístico (un ejemplo de esto es mediante las propuestas que se realizan para los modelos de cargas vivas en los reglamentos de diseño de puentes); otra opción es utilizar algunos indicadores de condición de la estructura, técnicas de optimización de materiales, análisis no lineal, entre otros. De esta manera se busca obtener una mejor aproximación de la capacidad de resistencia del puente, predecir su desarrollo futuro, puntos de posible fallo, o incluso poder

conocer cuando será requerida una rehabilitación; lo que involucraría lograr ser capaces de modelar las solicitaciones que se podrían presentar de la manera más correcta o exacta posible.

Las pruebas para evaluar el estado en que se encuentra un puente pueden ser divididos a grandes rasgos en dos grupos:

- (1) Cargas de nivel de servicio: Son pruebas de diagnóstico generalmente mediante un modelo analítico que toma en cuenta la rigidez del puente. Se utiliza un análisis elástico-lineal que se compara con las recomendaciones de los reglamentos. El objetivo de estas pruebas es evaluar el comportamiento del puente bajo cargas normales de servicio y verificar si cumple con los requisitos y estándares establecidos.
- (2) Pruebas de capacidad última de la estructura: Estas pruebas se llevan a cabo para obtener un mayor conocimiento sobre el comportamiento real de acuerdo con el tipo de estructura y lo estipulado en los reglamentos. El objetivo es evaluar la resistencia y la capacidad estructural del puente en condiciones extremas.

En general, las pruebas de evaluación e inspecciones para puentes tienen varios objetivos:

- Verificar que la construcción se ajusta a los planos disponibles y cumpla con las normas y reglamentos de construcción aplicables.
- Documentar el deterioro y los daños existentes en los elementos de la estructura, como conexiones, soportes o incluso en los cimientos.
- Identificar cualquier reparación o reacondicionamiento realizado en el pasado y evaluar su efectividad.

El uso de pruebas de carga es una de las maneras más antiguas de evidenciar la calidad en un puente. Durante estas pruebas, las deformaciones que experimenta el puente resumen su estado general y su rigidez actual. Las pruebas de carga permiten verificar la capacidad del puente para soportar cargas específicas y evaluar su comportamiento bajo condiciones reales de carga. Por otra parte, después de revisar los resultados de diversas inspecciones, se pueden realizar estudios analíticos para predecir la posible influencia de los daños observados y otros factores importantes que pueden afectar a la capacidad del puente para resistir las solicitaciones a las que es sujeto. Estos estudios permiten evaluar el impacto de los daños en la capacidad estructural del puente y tomar las decisiones correspondientes sobre las medidas de reparación o rehabilitación necesarias.

A pesar de los avances en la tecnología, métodos numéricos, y pruebas de calidad, el comportamiento estructural real de un puente generalmente no puede ser totalmente predicho durante la etapa de diseño, pues durante la etapa de construcción pueden surgir ciertos aspectos que suelen ser difíciles de modelar o predecir. No obstante, varios tipos de comportamiento no intencionado a menudo se combinan y generan tensiones reales que difieren significativamente de las calculadas mediante procedimientos de diseño simplificados o incluso análisis de elementos finitos de la estructura idealizada (Moses et al., 1987). Por ejemplo, la aplicación de fuerzas de pretensión a los elementos de conexión mediante el ajuste adecuado de los tornillos de fijación puede tener un impacto significativo en el comportamiento estructural del puente.

En los puentes con armaduras de acero de conexión rígida, dependiendo de la geometría, es importante tener en cuenta la distribución desigual de la carga entre la cuerda superior e inferior, generalmente, la cuerda inferior del puente soporta una mayor parte de la carga que la cuerda superior. Además, el sistema de piso toma una gran parte de la fuerza de tensión, por lo tanto, el refuerzo adecuado para estos puentes implica el tratar de reducir cualquier posibilidad de fallo en los miembros a tensión, lo que permitiría identificar posibles zonas de debilidad y tomar las medias correspondientes para preservar la estructura.

Al inspeccionar puentes de armadura, es recomendable prestar atención a los elementos sometidos a tensión, y realizar pruebas que puedan ayudar a comprender el comportamiento de las conexiones y los ciclos de carga.

Uno de los temas más críticos en la evaluación de la condición de las estructuras es la identificación y minimización de las incertidumbres asociadas con el análisis y respuesta estructural. Estas incertidumbres pueden surgir debido a las suposiciones en el modelo matemático de la estructura, falta de datos, o las ocurrencias naturales, donde finalmente el modelo realizado de la estructura termina siendo solamente una visión de la mente creativa del diseñador y de la situación social en el momento del diseño y la construcción. Una manera para mantener estas estructuras en uso por un tiempo largo es la innovación y una evaluación inteligente de los esfuerzos que soportan y su comportamiento. El reacondicionamiento de puentes busca aumentar el nivel de ductilidad y la resistencia de la estructura. Esto puede lograrse mediante el aumento del momento de inercia de las secciones (fijando placas adicionales a partes de su sección transversal), así como reducir el pandeo de las secciones fuera del plano.

Los efectos de la carga en la estructura pueden constituir incertidumbres; si algo puede tener un alto grado de incertidumbre son las acciones que puede provocar la carga viva ocasionada por los vehículos que circulan por estas estructuras. Es por esto por lo que mediante este trabajo se busca evaluar que tan representativos son los modelos de cargas vivas propuestos en las diferentes normativas existentes actualmente, respecto a las fuerzas que pueden generarse ante el tráfico real en diferentes configuraciones en la geometría para un puente de armaduras.

Aunque anteriormente se mencionaron los tipos de fallas que pueden existir en los diferentes tipos de puentes, en la siguiente sección el enfoque será únicamente en los efectos que estas fallas pueden causar a los puentes de tipo armadura, así como algunas recomendaciones para tomar en cuenta estos efectos. Se debe resaltar que fatiga, fractura y corrosión son los principales aspectos que afectan la vida útil para estas estructuras, especialmente en puentes antiguos y cada uno de estos aspectos se encuentra relacionado a un respectivo estado límite.

3.1.1 Efecto de la corrosión

La corrosión conlleva una pérdida progresiva de la capacidad resistente de los elementos de la estructura, lo que puede comprometer la integridad de la estructura en cuanto a la seguridad y funcionalidad. Cuando se evalúen puentes de armaduras que presenten problemas de corrosión, es necesario reducir la sección transversal efectiva de los elementos afectados, especialmente en el sistema de piso, ya que este es fundamental para la correcta transmisión de las cargas a la armadura principal.

Es importante realizar una revisión minuciosa de las conexiones; en estructuras de acero muchas fallas comienzan en las conexiones, debido a diversos factores, como el diseño con fuerzas subestimadas, la calidad de los materiales empleados, y los métodos de conexión utilizados (soldadura o tornillos), así como la complejidad de su fabricación. Es de destacar que en aquellos elementos no críticos o que no sean conexiones, los efectos de la corrosión pueden no afectar de manera significativa el comportamiento estructural, pues se considera que una falla en estos elementos no induciría una falla inmediata de toda la estructura.

3.1.2 Efectos de la redundancia

La redundancia se refiere a la existencia de una gran cantidad de líneas de defensa continuas y resistentes a la carga, que causan un alto grado de hiperestaticidad, se puede inferir que el tema de redundancia y configuración en la geometría del puente son dependientes uno del otro. Si no se utilizan elementos redundantes es un riesgo para la seguridad pública, lo que puede hacer que este tipo de puentes sean removidos con rapidez del servicio de transporte.

Como nota importante es de destacar que, si un miembro falla y esto conduce a un colapso inmediato de la estructura en general, deberá ser identificado como un elemento vital y su importancia debe ser reconocida. Además, incorporar elementos adicionales o redundantes puede ayudar a reducir el riesgo de falla estructural en caso de deterioro.

En el caso de daños por fatiga y corrosión, es posible prever y evaluar el peligro con antelación mediante inspecciones frecuentes y precisas de los elementos del puente. Sin embargo, no es posible predecir con antelación los peligros asociados a eventos inesperados como incendios, accidentes de tráfico o colisiones que pueden afectar la configuración del puente; por lo tanto, es necesario reforzar la redundancia para prevenir derrumbes provocados por estos acontecimientos. Ante esto y debido a los objetivos de esta tesis, en el caso de fatiga si las tasas de excedencia encontradas en los elementos presentan variaciones considerables, esto implicaría que sería necesario una inspección en cada miembro para tener una idea del daño que puedan tener.

Los elementos desencadenantes del colapso pueden existir en casi todos los tipos de elementos, como las cuerdas superior e inferior, los elementos diagonales y los elementos montantes, los cuales comienzan a desencadenar el colapso a partir del primer impacto de gravedad que sufren a causa de la configuración de vehículos de grandes dimensiones o accidentes en general.

3.1.3 Efecto de la temperatura

La temperatura es un factor importante a tener en cuenta en el análisis de puentes de armaduras, las fluctuaciones de temperatura pueden afectar las condiciones de continuidad de este tipo de puentes, si bien, su conceptualización para análisis es una tarea difícil por las incertidumbres asociadas a este efecto que puede ser definido como epistémico, es decir, solo se tienen suposiciones o creencias sobre cómo se comporta. Se debe asegurar que el material sea capaz de resistir los cambios de temperatura a los que se verá expuesto pues puede causar dilataciones y contracciones en los materiales del puente, lo que a su vez genera cambios en las dimensiones y deformaciones de la estructura.

3.1.4 Efectos dinámicos

La respuesta dinámica en puentes a base de armaduras debe ser analizada cuidadosamente, ya que, para puentes de claros largos, una de las cargas más críticas es la de viento, que puede provocar fatiga (especialmente en los puentes colgantes y puentes atirantados).

Otro efecto dinámico que puede presentarse en este tipo de puentes son las vibraciones inducidas por el tráfico, las cuales generan aceleraciones en diversos sentidos a la estructura, lo que afecta en la frecuencia natural del puente y puede causar una concentración o redistribución de esfuerzos en los modos de vibrar de la estructura, lo cual puede significar pérdidas en la rigidez. Los modos dominantes por la respuesta al tráfico son los debidos a la flexión y a la torsión, que tienen una tendencia a presentarse debido a la presencia múltiple de vehículos). Además, no debe olvidarse que la intensidad del tráfico no es uniforme las veinticuatro horas del día, los siete días de la semana.

Un dato interesante es que existen métodos de detección de daño basados en vibraciones (*Vibration Based Damage Detection*, VBDD por sus siglas en inglés) que pueden medir el comportamiento del puente en tiempo real y de forma automática, mientras que con las inspecciones visuales esto no se puede lograr. En ocasiones, las vibraciones generadas por el tráfico diario son dominantes en comparación con las inducidas por el viento o el sismo Chang y Kim (2016). Para poder utilizar estos métodos se requiere que el puente esté instrumentado preferentemente de forma permanente. Si se realiza de manera temporal, implica un cierto período de tiempo en donde las condiciones de operación del puente sean significativamente diferentes, con lo cual se pueda identificar los modos de vibración que afectan a la estructura.

Dicho lo anterior, se puede introducir el concepto sobre el factor de impacto como una relación entre el rango de tensión dinámica máxima y el rango de tensión máxima de una prueba estática. En otras palabras, se puede decir que el factor de impacto es una estimación del efecto dinámico de las cargas en movimiento en función de un análisis estático, se determina en función de la longitud del puente o de la frecuencia natural fundamental (ambos pueden ser afectados por la geometría del puente). La forma tradicional de usar este factor es calcular la respuesta debida a cargas estáticas y luego multiplicar por el factor de impacto correspondiente.

3.1.5 Efecto de fatiga

Es de destacarse que muchos puentes de armaduras fueron construidos antes de las especificaciones del diseño por fatiga del manual AASHTO desarrolladas en 1970, lo que hace que el problema de fatiga sea muy común en estas estructuras. La grieta por fatiga comienza como una fisura muy pequeña y es el resultado de tensiones cíclicas que están por debajo de la tensión última o incluso el límite elástico del material Wang *et al.* (2017).

Previamente se mencionó que la fatiga se vuelve un importante factor cuando las carga en el puente es incrementada en comparación a la que se utilizó para su diseño. Las cargas por viento también son relevantes en este aspecto, pues inducen fuerzas y vibraciones transversales al puente, especialmente cuando se generan vórtices de viento de manera periódica debido a las oscilaciones transversales del flujo de viento.

Cada uno de los efectos mencionados en esta sección pueden contribuir a la falla por fatiga del puente. En el USDOT (2016) con el propósito de combatir este fenómeno se cuenta con curvas de fatiga denominadas curvas S-N que son herramientas que se utilizan para predecir la resistencia a la fatiga de materiales; son un gráfico logarítmico que relaciona la amplitud de la carga cíclica (S) con el número de ciclos necesarios para que la falla por fatiga se produzca (N), dicha relación se representa en una curva. Son construidas a partir de ensayos experimentales en los que se someten a diferentes amplitudes de carga cíclica y se mide el número de ciclos necesarios para la falla. Estas curvas representan estimaciones bastante conservadoras de la vida útil prevista a la fatiga que, a su vez, presentan una dispersión considerable. Si se tiene un entorno de tensiones cíclicas, una herramienta analítica útil es el histograma del rango de tensiones.

La fatiga puede ser responsable de la fractura del puente, es por ello por lo que una adecuada aproximación de los esfuerzos que se presentan en el puente causados por el tráfico diario y los camiones típicos que circulan por el cada día es requerido. Fisher *et al.* (1993) han demostrado previamente que la vida a fatiga esencialmente infinita se alcanza en ensayos cuando <0.01% de los rangos de tensión exceden el umbral de fatiga de amplitud constante. Se puede definir la amplitud variable mediante un histograma de cargas obtenido de un análisis de pesaje en movimiento (WIM) el intervalo de tensiones del estado límite de fatiga y puede compararse con el umbral de fatiga de los detalles críticos de un elemento para ver si se espera que se produzcan grietas por este fenómeno. Esto sugiere lo siguiente para un método rápido de detección de la fatiga:

- (1) Realizar una prueba de carga con dos camiones de volteo completamente cargados uno al lado del otro.
- (2) Comparar el rango de tensión medido en los elementos críticos con el umbral de fatiga para los detalles.
- (3) Si los rangos de tensión medidos están muy por debajo del umbral, como sería de esperar en la mayoría de los casos, no es necesario un análisis refinado del puente por fatiga.

Si se desarrollaran problemas de fatiga debido a un futuro aumento de la carga, el agrietamiento se manifestaría primero en la parte de la armadura conectada al sistema de piso.

De acuerdo con Wang *et al.* (2007), la vida útil restante por fatiga para puentes de armaduras, en la cuerda inferior puede ser más grande que la vida de diseño del puente, sin embargo, para algunas diagonales y montantes puede ser muy corta. Es interesante notar que la mayoría de las referencias usadas para este documento mencionan que los fallos comienzan en las diagonales, lo que indica una señal de por donde se podría comenzar a revisar este tipo de puentes.

3.1.6 Factor de carga

Durante el diseño de un puente, se utiliza un factor que amplifica el valor de las cargas vivas y cargas muertas, comúnmente conocido como “factor de carga” en los códigos de diseño de la mayoría de los países que emplean la metodología de diseño LRFD.

En los últimos tiempos, la tendencia en la investigación sobre la interacción puente-vehículo ha sido revisar el factor de carga y su aplicación al diseño a fatiga de estructuras de acero

y concreto. Se debe señalar que el factor de carga proporcionado en los códigos es igualmente aplicable para calcular fuerza cortante, carga axial, así como el momento flector, sin embargo, cada código proporciona un cierto valor a utilizar en estos factores.

Deng *et al.* (2015), mencionan que algunos autores consideran que este factor depende del tipo de estructura, así como las propiedades de rigidez e inercia, ya que estas varían con el cambio en la configuración de la superestructura. El factor de carga es un parámetro adimensional muy importante que ha facilitado en gran medida el diseño de puentes. Sin embargo, como la naturaleza de la transmisión de la carga muerta y viva en varios miembros son diferentes, la aplicación del mismo factor de impacto para todos los elementos de la estructura de acero no parece ser teóricamente sólida (Parida y Talukdar, 2020).

Aún con el perfecto conocimiento y comprensión del comportamiento estructural, las incertidumbres que se podrían presentar no pueden ser eliminadas o completamente reducidas aun usando dicho factor de carga. Por lo tanto, se debe entender que cada cambio en algún miembro de la estructura afectará su comportamiento, por lo que siempre al diseñar se debe evaluar y gestionar los riesgos que podrían existir, de manera que puedan ser asumidos como aceptables. Es importante incluir un sistema de rehabilitación y predicción del funcionamiento futuro de las estructuras, especialmente en las de mayor importancia como lo son los puentes. Con predicciones precisas, sería posible estimar el tiempo de falla, prever un mejor análisis costo-beneficio para el ciclo de vida de la estructura (Catbas *et al.*, 2008).

En el trabajo presentado por Hao (2010) dedicado al colapso del puente I-35, se menciona en uno de los párrafos iniciales el deseo de que el análisis realizado en el artículo desencadene discusiones más prominentes y se arroje a la luz posibles problemas de seguridad que puedan existir en los puentes de tipo armadura actualmente en servicio. El autor establece para el puente I-35W que su colapso fue causa de un error de dimensionamiento en las placas de refuerzo, considerándolo como un puente subdimensionado que no reflejaba totalmente la carga que circulaba por este.

Si bien algunos puentes pueden presentar una capacidad “oculta” que les permite resistir cargas más grandes que cuando se usan reglas de diseño ordinarias, esto puede deberse a los factores de carga y resistencia que son estipulados en los reglamentos, la capacidad de los propios materiales. Todo lo anterior lleva a la pregunta que se busca responder en este trabajo ¿los modelos de cargas vivas realmente funcionan para este tipo de puentes?, aunque el AASHTO es de las normativas más utilizadas en el mundo, para abordar más a fondo esta situación se revisaran también los modelos de carga viva para la normativa utilizada en México y el reglamento canadiense CAN/CSA (2006).

3.2 Modelos de cargas vivas en códigos de diseño

Como se mencionó anteriormente, las estructuras se conciben para soportar cargas, las cuales se clasifican de acuerdo con diferentes criterios. Para los objetivos de esta tesis, el tópico principal de análisis son las llamadas cargas transitorias, y se hace especial énfasis en la carga viva. En el caso de los puentes, esta carga está asociada principalmente a las fuerzas transmitidas por

los vehículos que transitan sobre ellos. Estas cargas deben ser consistentes con los pesos y características de los vehículos que van a transitar por la vía de comunicación, buscando la distribución más desfavorable de vehículos que pueda presentarse.

Los códigos de diseño recurren a modelos de cargas equivalentes que intentan cubrir las condiciones más críticas de manera conservadora. Estos modelos corresponden a la representación del tráfico con los denominados vehículos de diseño, los cuales generalmente incluyen valores de carga por eje, carga por rueda y carga uniformemente distribuida, entre otros.

En las versiones más recientes de algunos reglamentos se introduce el concepto de un camión nocional idealizado (llamada comúnmente como carga viva vehicular virtual), la cual pretende representar cargas equivalentes a situaciones de tráfico reales con vehículos de diversos tipos (incluyendo sobrecargas y cargas especiales), utilizando datos de tráfico como el tipo y cantidad de vehículos, su velocidad, su distribución en el tiempo y el espacio, entre otros. Estas cargas se simulan mediante un modelo matemático computacional y distribuciones estadísticas de los pesos brutos de los vehículos, su posición en el puente, y los efectos que generan en la estructura (Rascón *et al.*, 1997).

En el ámbito de los puentes, se puede presentar una situación de “presencia múltiple”, lo que implica tomar en cuenta la probabilidad de que los modelos de carga viva se presenten de manera simultánea en más de un carril. Cuando varios vehículos circulan en conjunto sobre un puente, el efecto dinámico generado por la acción de la carga viva puede ser mayor que la suma de las cargas individuales de cada vehículo. Esto se debe a que los vehículos interactúan entre sí, creando una carga dinámica adicional que se transmite al puente. Para considerar esta situación, en los distintos códigos de diseño se establecen “factores” que se utilizan en conjunto con los factores de carga, como el factor de impacto o el factor de presencia múltiple, para determinar la carga total que se aplicará al puente durante su vida útil. Por otro lado, la respuesta dinámica generada puente-vehículo, es tomada en cuenta multiplicando los efectos estáticos por el factor de impacto, el factor de presencia múltiple, y el factor de distribución transversal de las cargas, según lo estipulado en cada código de diseño. Las reacciones resultantes de estas consideraciones son usadas finalmente en las combinaciones de carga de los estados límite correspondientes.

El efecto de la carga viva en un puente depende de muchos parámetros, como peso del camión, carga por eje, configuración de los ejes, la posición del vehículo en el puente (transversal y longitudinal), el número de vehículos en el puente (presencia múltiple), o incluso por la geometría del puente, entre otros factores. A continuación, se presenta una breve descripción de los vehículos de diseño utilizados para las normativas empleadas en este trabajo

3.2.1 Código de diseño de los E.U.A. (AASHTO)

En los Estados Unidos de América, el diseño de puentes está regido por el código emitido por la *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO por sus siglas), basando su reglamento de diseño en métodos LRFD (*Load Resistance Factor Design*), es de los reglamentos de diseño de puentes más utilizados alrededor del mundo.

El reglamento de la AASHTO (2017) toma en consideración la mayoría de los aspectos que se involucran en la concepción de un puente, como proyecto, características del lugar, determinación de cargas, así como el diseño de elementos estructurales y no estructurales. Los estados límite que hace mención este reglamento son: estado límite de servicio, estado límite de fatiga y fractura, estado límite de resistencia, y estado límite de eventos extremos.

En el AASHTO (1994) se adoptó una filosofía de diseño basada en la metodología de diseño por factores de carga y resistencia, desarrollada a partir de la teoría de confiabilidad estructural, las cuales a su vez se basan en conocimiento estadístico de cargas y comportamiento de estructuras. Una de las modificaciones que sufrió la normativa en este año, es la desaparición de la denominación de las cargas H y HS. En la versión actualizada del reglamento, que ha sido modificado continuamente hasta la fecha, las cargas vehiculares consideradas para el diseño de los componentes estructurales de los puentes no representan la carga de vehículos pesados reales, sino que se utilizan modelos de cargas equivalentes llamados vehículos de diseño.

En la actualización del reglamento AASHTO (1994), se introduce la denominación de cargas HL-93, correspondiente a un camión con semirremolque. La carga viva propuesta para este vehículo consiste en tres cargas virtuales. La primera carga, representada en la Figura 3.1, consiste en un camión de diseño que asemeja un típico camión semi-trailer, el cual cuenta con un eje de 8.00 kips (3.60 toneladas métricas) y dos ejes de 32.00 kips (14.80 toneladas métricas), con una separación que va desde los 14.00 ft (4.27 m) hasta los 30.00 ft (9.14 m) tomando aquella separación que dentro de estos límites resulte en los mayores efectos.

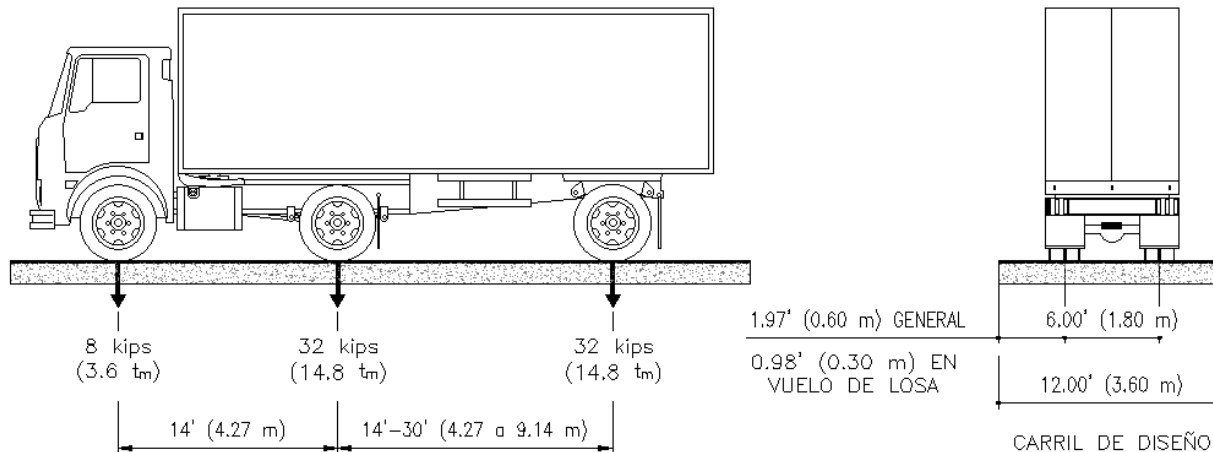


Figura 3.1.-Vehículo de diseño, AASHTO (1994)

La segunda carga consiste en un tándem o tándem de diseño, como el mostrado en la Figura 3.2; consiste en dos ejes de 25.00 kips (11.20 toneladas métricas), separados 4.00 ft (1.20 m) longitudinalmente y separados transversalmente 6.00 ft (1.80 m).

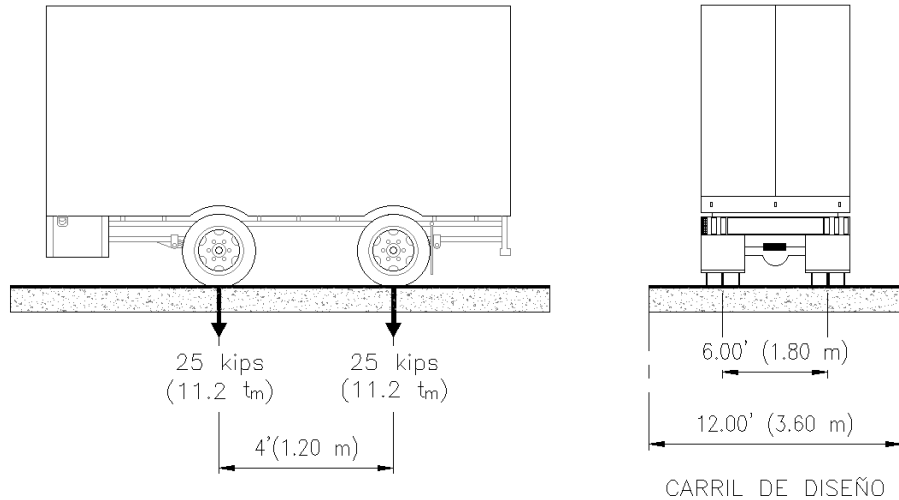


Figura 3.2.-Tándem de diseño

La última carga consiste en una carga distribuida o carga de carril de 0.64 kips/ft (0.96 t_m /m) a lo largo de la dirección longitudinal del puente, en una franja de 9.80 ft (3.00 m) de ancho, como se muestra en la Figura 3.3.

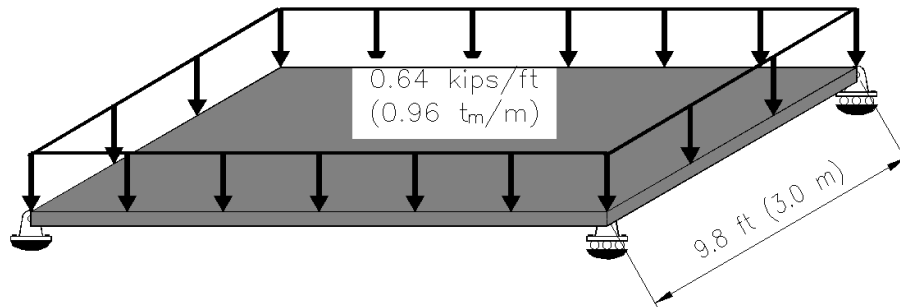


Figura 3.3.-Carga de Carril

La carga HL-93 es un modelo nocional ya que no representa ningún camión en particular, sin embargo, se asemeja a un típico camión semi-trailer. Tales modelos son aplicados según las siguientes configuraciones, con base en la que cause los efectos más desfavorables:

- Vehículo de diseño más la carga uniformemente distribuida de 0.64 kips/ft (0.96 t_m /m).
- Tándem de diseño más la carga uniformemente distribuida de 0.64 kips/ft (0.96 t_m /m).
- Para el caso del cálculo de momentos negativos, se tomará el 90.00% de la carga de dos vehículos de diseño, espaciados 50.00 ft (15.00 m) entre análisis de efectos longitudinales y transversales en puentes debido a cargas vehiculares los ejes traseros de un camión y delantero del otro, más el 90.00% de la carga uniformemente distribuida; Considerando que la distancia entre los ejes traseros, de 32.00 kips (14.80 toneladas metricas), de los vehículos, sea de 14.00 ft (4.27 m), ver Figura 3.4.

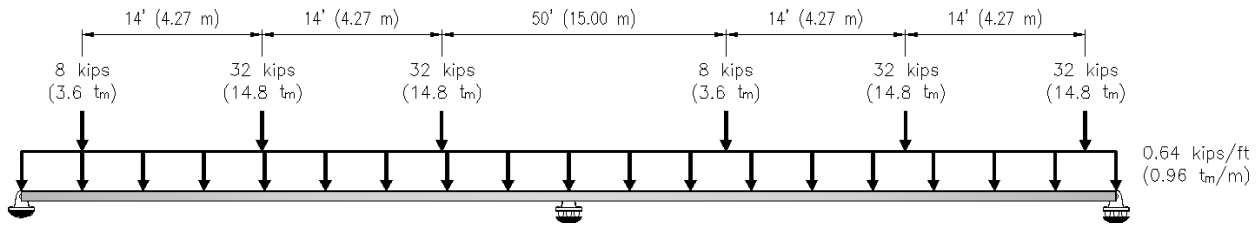


Figura 3.4.-Condición para momento negativo

3.2.2 Código de diseño de Canadá (CHBDC)

El código canadiense (CHBDC por sus siglas en inglés) surge como la evolución o adaptación del código de Ontario (cuyas siglas en inglés corresponden a OHBDC), por lo cual guardan gran similitud; especialmente en aspectos como la filosofía y el diseño.

El diseño de estructuras en base a este reglamento contempla una vida útil de 100 años, teniendo en cuenta los efectos de fatiga y corrosión; mientras que el periodo de diseño para inundaciones es de 200 años, ofreciendo dos opciones de para considerar las cargas vivas en el diseño.

Este reglamento establece el modelo de carga CL-W, que es un camión nocional idealizado de 5 cargas por lo cual esta opción consiste en aplicar las cargas por eje como se muestra en la Tabla 3.1:

Tabla 3.1.-Distribución de cargas modelo de carga CL-W (CHBDC, 2006)

Distribución de cargas vehículo CL-W (CHBDC, 2006)					
Número de eje	1	2	3	4	5
Carga de llanta	0.04W	0.10W	0.10W	0.14W	0.12W
Carga de eje	0.08W	0.20W	0.20W	0.28W	0.24W

Donde W indica el peso bruto del camión en kilonewtons, el vehículo de diseño del reglamento (CAN/CSA, 2006) corresponde al ya mencionado modelo de cargas CL-625; por lo que al sustituir dicho valor por las letras W en la distribución de cargas mostrada en la Tabla 3.1 se obtiene los valores de cargas correspondientes para este vehículo ver Figura 3.5. Para la zona de Ontario hace una referencia especial donde el modelo cambia y la carga CL-625-ONT es la que se debe usar.

Presenta también una carga de carril que consiste en un camión CL-W con cargas reducidas a un 80.00% y una carga distribuida de 9.00 kN/m (0.92 tm/m) aplicada en un carril de 3.00 m de ancho (el ancho para colocar la carga es función del ancho de la superficie de rodamiento y del número de carriles).

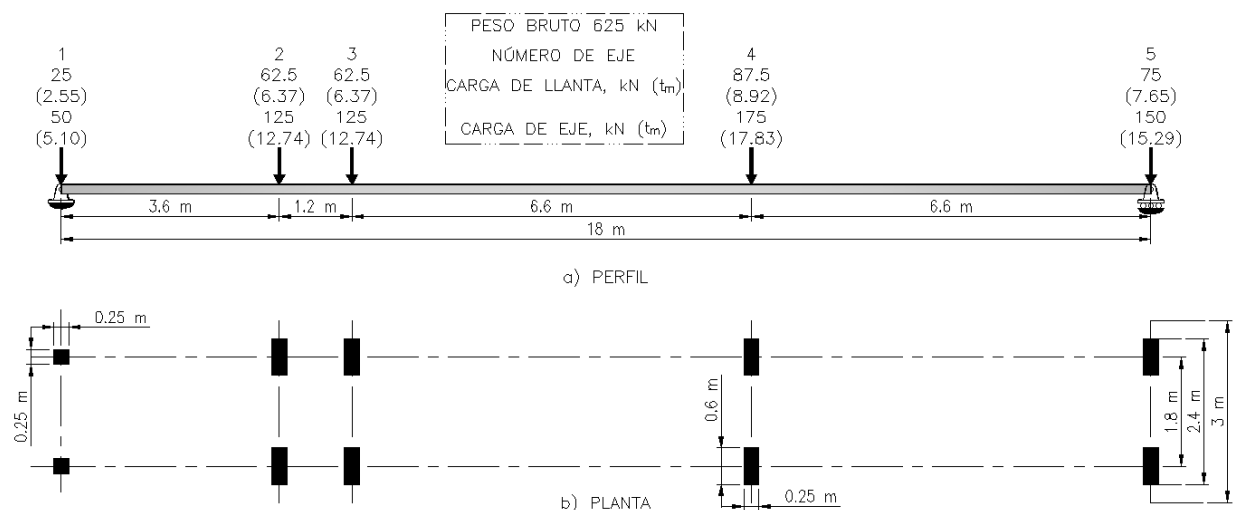


Figura 3.5.-Vehículo de diseño CL-625 (CHBDC, 2006)

La Figura 3.5 muestra en la primera fila el número de eje en el que se aplicara la carga; posteriormente se muestra la carga por llanta en kilonewtons y entre paréntesis su valor en toneladas métricas; por último, muestra el valor de la carga por eje primeramente en kilonewtons y debajo de este valor, nuevamente entre paréntesis, su equivalente en toneladas métricas, esta última carga corresponde a la consideración que por cada eje del camión se tendrán dos llantas.

Para la revisión por el estado límite de fatiga, el reglamento indica que se debe utilizar un solo vehículo de diseño (no la carga uniforme), colocándolo al centro del carril de carga y en un solo carril. Para efectos locales, especifica una carga denominada como carga de rueda, que se debe utilizar para elementos aislados, tomando la carga del segundo o tercer eje de la alternativa de diseño.

3.2.3 Normativa mexicana (SCT/IMT)

En México, no existe un código propio de diseño de puentes (Rascón *et. al.*, 1997; Fernández y Ayala, 2000), por lo que en la práctica común hemos empleado códigos de diseño extranjeros, como el norteamericano (AASHTO), o bien, se han empleado enfoques híbridos que combinan su proceso de diseño y factores de carga con las cargas máximas permitidas para configuraciones vehiculares nacionales (Gaytán, 1999), establecidas en los reglamentos de pesos y dimensiones.

El uso de códigos ajenos a nuestro país fue común debido a la falta de uno propio. Un ejemplo de esto fue el utilizar la primera edición del reglamento (AASHTO, 1944) que permaneció sin modificaciones sustanciales hasta la inclusión del método LRFD en 1994, durante ese lapso las necesidades del transporte evolucionaron rápidamente, por lo que en 1960 fue necesaria la publicación del primer Reglamento de pesos y dimensiones permisibles, el cual ha sufrido modificaciones y actualizaciones hasta derivar en la NOM-SCT-2-2017.

En México, la Secretaria de Comunicaciones y Transportes en colaboración con el Instituto Mexicano del Transporte (IMT), ha emitido normativas para el proyecto de puentes carreteros. No

obstante, en nuestro país, además de emplear los vehículos de diseño correspondientes a la normativa AASHTO, como las cargas correspondientes a vehículos reales que transitan por carreteras de nuestro país. Ejemplos de estos son los vehículos T3-S3 y T3-S2-R4 que se adoptaron por la SCT (1980) como camiones de diseño por mucho tiempo, ya que corresponden a los vehículos más pesados de la normativa anteriormente mencionada y que circulan de manera cotidiana por las carreteras de México.

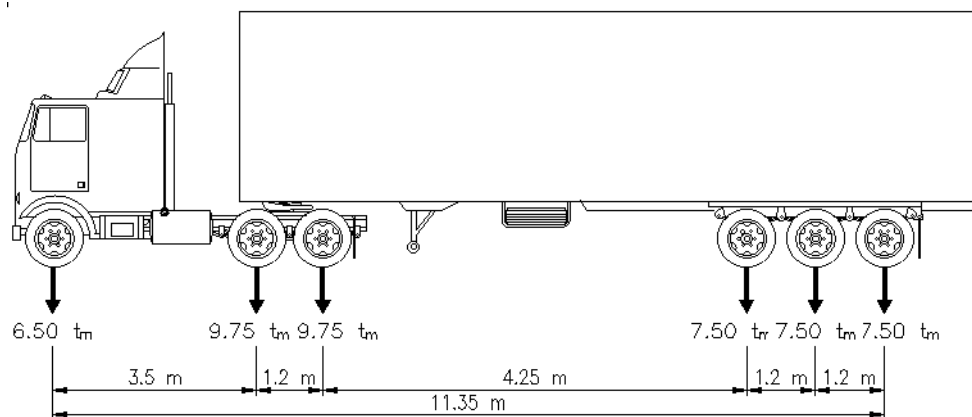


Figura 3.6.-Vehículo de diseño T3-S3

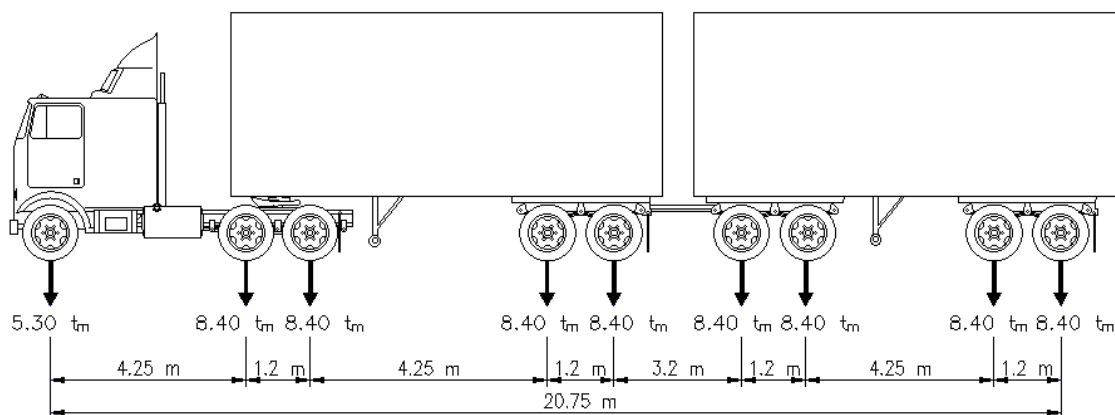


Figura 3.7.-Vehículo de diseño T3-S2-R4

El vehículo T3-S3 (Figura 3.6) consta de un tractor de tres ejes con un semirremolque de tres ejes que puede alcanzar longitudes de 11.35 m. El vehículo T3-S2-R4 (Figura 3.7) consta de un tractor de tres ejes, con un semirremolque de dos ejes y un remolque de cuatro ejes. Estos vehículos reales han sido usados para diseñar estructuras, durante años, a veces combinados con algunos vehículos de la normativa AASHTO en sus distintas ediciones.

La normativa SCT (2001) contempla dos modelos de carga viva vehicular para el diseño de estos sistemas: el modelo IMT 66.5 y el IMT 20.5. Esta normativa, comenzó a publicar pautas para el proyecto geométrico de puentes carreteros, esta consta de un libro que trata temas de proyecto, diseño por viento, sismo, cargas vivas, distribución de cargas, entre otros. En su apartado

de cargas vivas define los modelos IMT 66.5 así como el IMT 20.5 y un modelo para el análisis tridimensional.

Para la normativa SCT (2017), que es la versión actual, se clasifica los vehículos atendiendo su clase y se establece un peso máximo por eje de acuerdo con el tipo de camino y un peso máximo global por configuración del vehículo de acuerdo con el número y distribución general de ejes y llantas.

El modelo IMT 66.5 es aplicado para estructuras que se proyecten en carreteras de los tipos ET, A, B y C, así como las autopistas; carreteras de los tipos ET y A, con accesos controlados. Este modelo consta de tres configuraciones que varían de acuerdo con el claro del puente. Para claros mayores a 90 m el vehículo consta de tres cargas puntuales con una carga distribuida de 10 kN/m, para claros entre 30.00 y 90.00 m deberá satisfacer la ecuación (3.1) donde L es el claro a librar y w la carga linealmente distribuida.

$$w = 10 \frac{L - 30}{60} \tag{3.1}$$

Para el análisis longitudinal de puentes con claros iguales o mayores a 30.00 m, el modelo de cargas es el mostrado en la Figura 3.8.

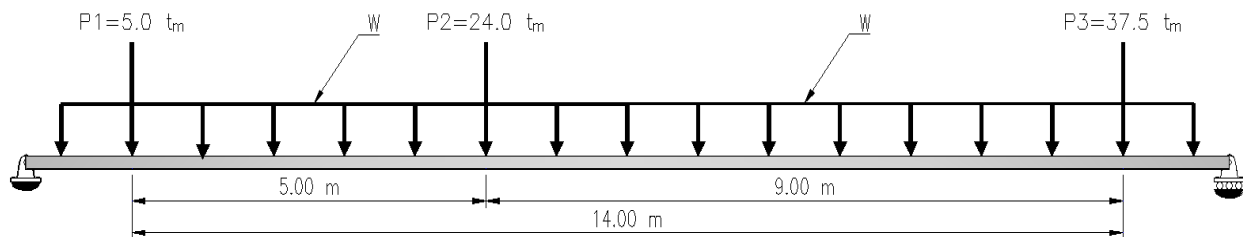


Figura 3.8.-Modelo de carga vehicular IMT 66.5 para claros mayores o iguales a 30.00 m

Para el análisis longitudinal de puentes con claros menores a 30.00 m, este modelo de cargas sufre una modificación; la cual puede verse en la Figura 3.9, cuya carga uniforme desaparece y los valores de las cargas puntuales se dividen de la forma mostrada en dicha figura. El modelo IMT se desglosa entendiendo que las cargas concentradas producen efectos mayores que las fuerzas individuales que bajan por cada eje tándem o trídem, que están separados 1.20 m regularmente.

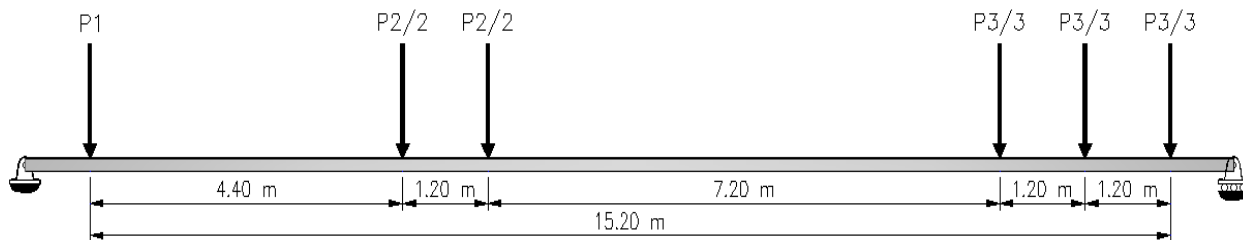


Figura 3.9.-Modelo de carga vehicular IMT 66.5 para claros menores de 30.00 m

Por otro lado, el modelo IMT 20.5 aplica para estructuras que se proyecten en carreteras tipo D, así como para caminos rurales. Al igual que el modelo IMT 66.5 presenta configuraciones distintas en función del claro. Para claros iguales o mayores a 15.00 m corresponde el modelo de cargas mostrado en la Figura 3.10.

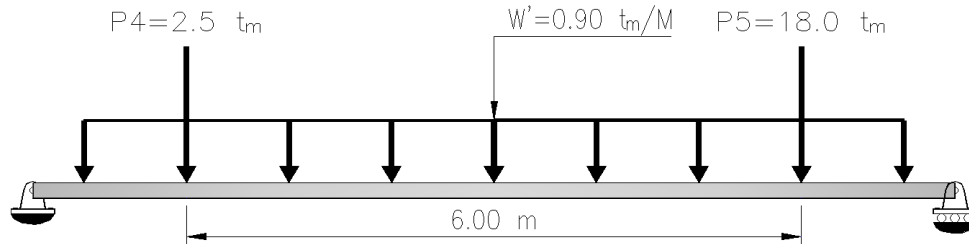


Figura 3.10.-Modelo de carga vehicular IMT 20.5 para claros mayores o iguales a 15.00 m

Para el análisis longitudinal de puentes con claros menores a 15.00 m, este modelo es sustituido por el mostrado en la Figura 3.11; en el que la magnitud de la carga uniforme es modificada a través de la ecuación (3.2) donde L representa el claro a librar y w' la carga linealmente distribuida.

$$w' = \frac{8.8}{15} L \left(\frac{t_m}{m} \right) \quad (3.2)$$

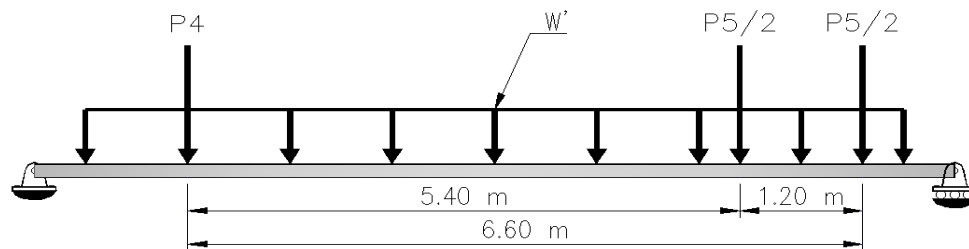


Figura 3.11.-Modelo de carga vehicular IMT 20.5 para claros menores a 15.00 m

Los modelos calculados por (Rascón, Ramírez, *et al.*, 1999) corresponden a una sola línea de tránsito, por lo tanto, la normativa propone usar factores de presencia múltiple adoptados del reglamento canadiense.

Los modelos de carga viva usados para la normativa mexicana en este trabajo son los correspondientes a los vehículos de diseño T3-S3, T3-S3-R4 e IMT-66.5.

A fin de obtener un modelo coherente con los criterios de estado limite presentes en los reglamentos para diseño de puentes, el sistema de carga nominales debe multiplicarse por el factor de carga viva correspondiente a cada estado limite.

Es importante mencionar que la elección del código de diseño impacta en la estimación de los efectos máximos en los componentes de la estructura a través del vehículo de diseño correspondiente. Es fundamental en el análisis de los elementos mecánicos y, por ende, en el diseño de los componentes del sistema estructural la elección de un reglamento en específico para el caso que se vaya a analizar y será el que más se adapte a las condiciones de la zona de trabajo.

Los modelos de carga viva usados en el diseño de puentes están muy relacionados con los pesos brutos de los vehículos, los pesos por eje y las distancias entre ejes. El tipo de modelo de carga viva pretender simular los efectos de la carga en la estructura generados por el tráfico real.

3.3 Sistemas de aforo y pesaje

A diferencia de otros países, donde se han desarrollado diversos sistemas de pesaje para evaluar las cargas dinámicas, en México no se cuenta con una tecnología propia desarrollada para resolver los problemas relacionados con la evaluación de las cargas transmitidas por los vehículos en relación con el diseño mantenimiento y conservación principalmente de puentes y carreteras.

Sin embargo, existen variadas técnicas y procedimientos para efectuar el conteo y clasificación vehicular. Estos procedimientos pueden involucrar sensores a nivel de calzada o incrustados en el pavimento; teniendo un campo de aplicación en función de las características de su medición (temporal o permanente).

Los sistemas de aforo y peaje son destinados a la medición y clasificación de los vehículos que circulan en una vía o camino en tiempo real; estos sistemas se pueden clasificar en estáticos y dinámicos, dependiendo de su capacidad para capturar información mientras los vehículos están en movimiento o detenidos.

3.3.1 Aforos mediante estaciones de registro tipo estático

Durante muchos años los dispositivos usados para determinar el peso de los vehículos han sido principalmente pesadores estáticos. El pesaje estático encuentra su principal uso en la verificación de pesos y dimensiones por organismos reguladores mediante puntos de control y verificación carretera. Fuera de la calzada de la carretera se realiza la medición del peso total del vehículo, distancia entre ejes, así como el tipo de eje.

El pesaje puede llevarse a cabo de varias formas ya sea pesando el camión completo en una sola maniobra, o por eje, grupos de ejes o lados de eje, lo que requiere de maniobras adicionales. Estos sistemas de pesaje presentan algunos problemas, evitan tomar rutas alternas en los transportistas, largas filas para las mediciones o la negación de algunos conductores para la medición. Por esta razón, el pesaje estático se ha reconocido como un método poco eficaz para aplicarse a grandes volúmenes de vehículos.

Por razones como las mencionadas anteriormente, es que se sustenta la búsqueda de otras alternativas para conocer el peso de los vehículos, lo que permite explorar en técnicas aplicadas a vehículos en movimiento.

3.3.2 Aforos mediante estaciones de registro tipo Weigh-In-Motion (WIM)

Los pesajes dinámicos tipo *Weigh-In-Motion* (WIM) son una opción viable para registrar características de tráfico de manera imperceptible, permitiendo hacer mediciones sin interrumpir el tráfico proporcionando los mismos datos que el pesaje estático como lo son peso bruto, distancia entre ejes, peso por eje y con acomodo especial el tipo de eje (sencillo, tándem, trídem). La

información registrada puede ser transmitida inmediatamente en tiempo real, o en tiempo futuro vía satelital.

Los sistemas WIM pueden proporcionar una gran cantidad de datos de tráfico real, lo que permite determinar los parámetros para calibrar los vehículos de diseño. El desafío radica, en cómo utilizar los datos WIM medidos para determinar estos parámetros. Dado el volumen masivo de datos recopilados, es necesario realizar un análisis estadístico adecuado para describirlos y extraer información relevante para el modelo de carga.

Este tipo de sistemas se suelen utilizar para identificar vehículos individuales sospechosos de infringir las leyes sobre peso o tamaño y para localizar lugares en los que se produzcan un número relativamente elevado de probables infracciones de peso, velocidad o tamaño. Los datos WIM también pueden suministrar información básica, como el flujo de tráfico y la distribución de vehículos pesados para planificar las redes de carreteras.

Existen varias configuraciones de placas por flexión, cables piezoeléctricos y celdas de carga, cada uno con forma de operación distinta. Su uso se justifica ya que los datos recabados permiten obtener un panorama de las variaciones que existen en el tránsito diario de los vehículos. Mediante el uso de un sistema WIM, se puede obtener prácticamente el 100% de los datos de tráfico con fines estadísticos.

Esta metodología de aforo se describe esquemáticamente en la Figura 3.12 y consta de dos partes principales:

- (1) Bobinas de inducción magnética que permiten determinar la velocidad a la que viaja el vehículo y la disposición geométrica de los ejes de cada vehículo. Se pueden utilizar de forma temporal o permanente.
- (2) Sensor capacitivo piezoeléctrico que permite determinar la carga en cada uno de los ejes del vehículo. Se utilizan normalmente junto con una bobina de inducción situada entre ellos.

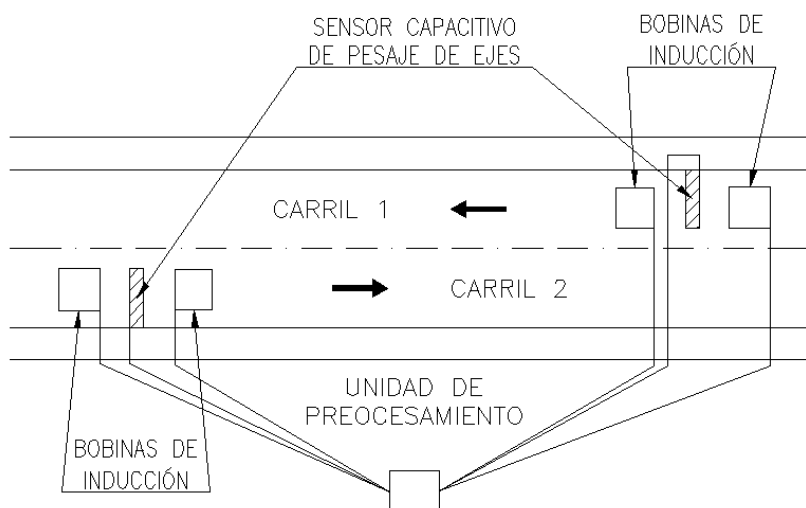


Figura 3.12.-Sistema tipo WIM en una carretera de dos carriles

En este estudio se empleó la base de datos recopilada en estudios previos reportados en: García *et al.* (2010, 2015); Hernández *et al.* (2018). Los datos fueron obtenidos mediante el uso de un equipo de medición denominado HI TRAC® 100 (*High-Speed Traffic Weight-in-Motion y Classification System*), el cual permite el pesaje a alta velocidad (WIM) de todo tipo de vehículos en movimiento.

Dicho equipo utiliza por carril dos sensores piezoeléctricos para determinar el peso y velocidad por eje, los cuales detectan el cambio en la tensión, voltaje, corriente o una combinación de todo lo anterior (dependiendo del equipo) a causa de la presión de la rueda sobre el sensor. Con la información registrada por los sensores, se calcula la carga dinámica del vehículo. Además, el equipo cuenta con una bobina inductiva que permite detectar la presencia del vehículo y medir su longitud mediante la variación del campo magnético en configuración piezo-bobina-piezo como describe esquemáticamente en la Figura 3.13. El equipo de medición dispone de interfaces para cuatro carriles (ocho piezos y cuatro bobinas) ampliables hasta ocho carriles (16 piezas y 8 lazos); admitiendo además las configuraciones bobina-piezo-bobina, bobina-bobina, piezo-piezo, todas ellas pesan, clasifican y detectan la velocidad con una buena precisión.

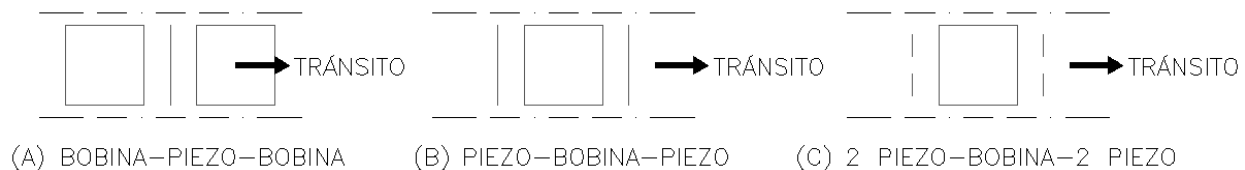


Figura 3.13.-Configuración de dispositivo WIM

Las configuraciones bobina-piezo-bobina y piezo-bobina-piezo son adecuadas para cuando para clasificar en función del número de ejes; sin embargo, la configuración más utilizada piezo-bobina-piezo ya que proporciona mayor precisión. Por otra parte, la configuración 2 piezo-bobina-2piezo se utiliza cuando se desea conocer también el peso por rueda. Para clasificar vehículos eje por eje forzosamente las ruedas del vehículo deben pisar al menos un sensor de ejes. lo óptimo es utilizar dos sensores de ejes.

3.4 Caso de estudio

A través del denominado puente “El Infiernillo II”, se realizó un análisis estadístico de la magnitud de fuerzas que generan en la estructura las cargas vivas los aforos registrados de las bases de datos mencionadas anteriormente y se comparan con las fuerzas que genera el vehículo que se empleó para el diseño del puente y los vehículos de diseño para diferentes normativas, especificados en la sección 3.2.

A continuación, se describen de manera breve de las características de esta estructura, las cuales fueron usadas para realizar el análisis de la estructura para lograr los objetivos de este trabajo.

3.4.1 Localización

El puente del Infiernillo II mostrado en la Figura 3.14, cruza el río Balsas, y se encuentra ubicado en el kilómetro 133.9 de la autopista Siglo XXI, Pátzcuaro – Lázaro Cárdenas en la comunidad de Huiduri, municipio de Arteaga, en el estado de Michoacán; forma parte del corredor carretero Manzanillo - Tampico con ramal a Lázaro Cárdenas y Ecuandureo. La ubicación geográfica del puente tiene las siguientes coordenadas, latitud 18.417479° , longitud -101.89782° y elevación respecto al nivel del mar de 210.00 m.



Figura 3.14.-Puente el Infiernillo II

La autopista de 272.00 kilómetros de longitud inicia en el entronque Las Trojes del kilómetro 48 de la carretera Morelia -Uruapan para concluir en el puerto de Lázaro Cárdenas. El trayecto de la autopista en este tramo exigía la realización de una bóveda de grandes dimensiones, dos túneles y complicadas obras de estabilización de taludes en corte y terraplén, debido a la presencia de la vía del ferrocarril y de torres de líneas de energía eléctrica a la central hidroeléctrica de Infiernillo. Por ello se optó por modificar el trazo y la construcción del puente Infiernillo II, y así evitar la ejecución de las obras mencionadas con significativos ahorros en tiempo y recursos.

Su construcción fue idealizada para beneficiar a usuarios provenientes de la Zona del Altiplano, El Bajío y del norte del país, con la finalidad de que aumentara el intercambio comercial y turístico de la zona, impulsando el crecimiento y desarrollo del Puerto de Lázaro Cárdenas a un menor costo de operación. Fue construido entre los años 2000 y 2003, y desde entonces ha estado en constante modificación, ya que se le han ido colocando refuerzos estructurales, acción que lo ha vuelto para expertos en la materia, un objetivo de búsqueda de una solución o explicación de lo que está ocurriendo con la estructura.

Como dato adicional sobre la misma carretera se encuentran el puente el “Infiernillo I” formado por tres claros y armaduras similares a las del puente el Infiernillo II. Se encuentra también el puente “Arroyo Pinzandarán” el cual tiene seis claros, de los cuales el primero y el sexto están formados por medio de un sistema de armaduras metálicas y cuyas dimensiones de esos dos claros son de 101.73 m. La armadura que conforma estos puentes tiene una geometría muy similar a la mostrada en la Figura 3.14, y esto lleva a la pregunta ¿es la geometría más óptima o por que fue elegida en puentes tan cercanos unos a otros?

3.4.2 Geometría

El puente “El Infiernillo II” tiene una longitud de 525.00 m, la carpeta tiene un ancho total de 12.80 m con un ancho de calzada de 12.00 m y guarniciones de 0.40 m, fue seleccionado por ser uno de los pocos con sistema resistente de armaduras en México, y una geometría muy típica para puentes de armaduras.

La superestructura del puente consta de cinco claros simplemente apoyados de 105.00m de largo, hechos con armaduras de dos arcos metálicos del tipo Camel Back con una longitud de 102.00 m y con una altura máxima de 15.96 m en la parte central y 6.50 m de altura en los extremos, con contraventeo superior y sistema de piso que consta de un tablero compuesto por una losa de concreto apoyada sobre vigas de acero, unidos con conectores de cortante (ver Figura 3.15). La losa de la calzada es de 18.00 cm de espesor de concreto reforzado, apoyada en una lámina acanalada de acero, conocida como losacero. Todas estas características lo vuelven ideal para el enfoque de esta tesis.

El puente soporta tráfico de dos carriles para dos sentidos de circulación, salva el embalse de la presa del mismo nombre (una de las principales instalaciones hidroeléctricas del país). Se conectan las dos armaduras principales en los nodos inferiores, con una armadura transversal, que soporta la losa de concreto y vigas de acero (formando un sistema compuesto mediante conectores a cortante), sobre las que se dispone la superficie asfáltica de rodamiento.



Figura 3.15.-Ejemplo de armadura principal puente el Infiernillo II

3.4.2.1 Secciones estructurales

En la Figura 3.16 se muestra el tipo de secciones que componen la geometría para media armadura del puente; al ser una estructura simétrica, los elementos mostrados se repiten a manera de espejo para de esta manera completar toda la armadura principal.

Cada elemento es identificado con una designación, los elementos correspondientes a la cuerda superior se denominan con las letras CS, para la cuerda inferior son denominados con las letras CI, en los elementos de los montantes se utilizan las letras MT y para los elementos diagonales las letras DG; apareciendo las letras correspondientes al inicio de cada nombre de la sección.

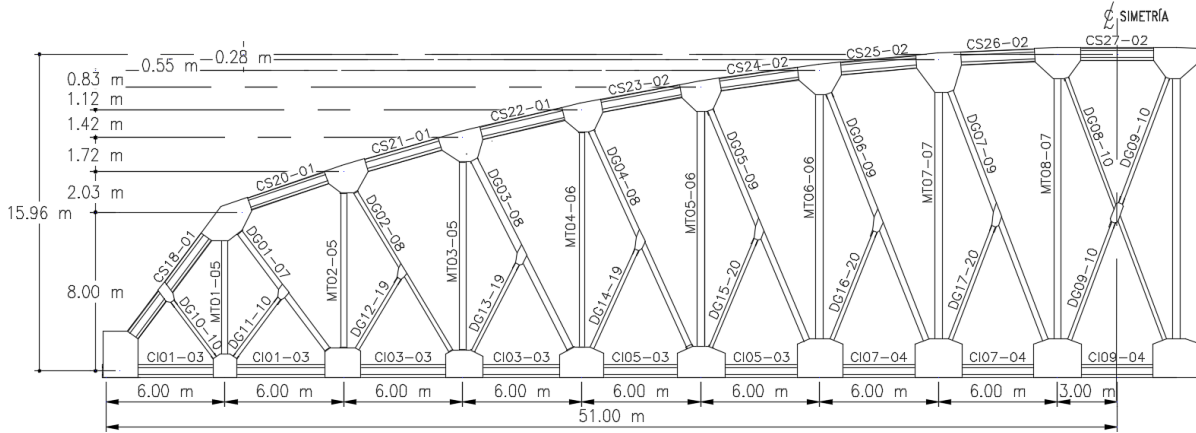


Figura 3.16.-Montaje media armadura

3.4.2.2 Secciones y materiales

La sección transversal de los miembros de la armadura principal se muestra en la Figura 3.17; los elementos están compuestos principalmente por perfiles de acero unidos entre si mediante placas. Los elementos son de acero ASTM A36 con una resistencia mínima del esfuerzo de fluencia $F_y=250 \text{ MPa}$ ($2,530 \text{ kg/cm}^2$) y una resistencia al esfuerzo ultimo mínima $F_u=400 \text{ Mpa}$ ($4,080 \text{ kg/cm}^2$).

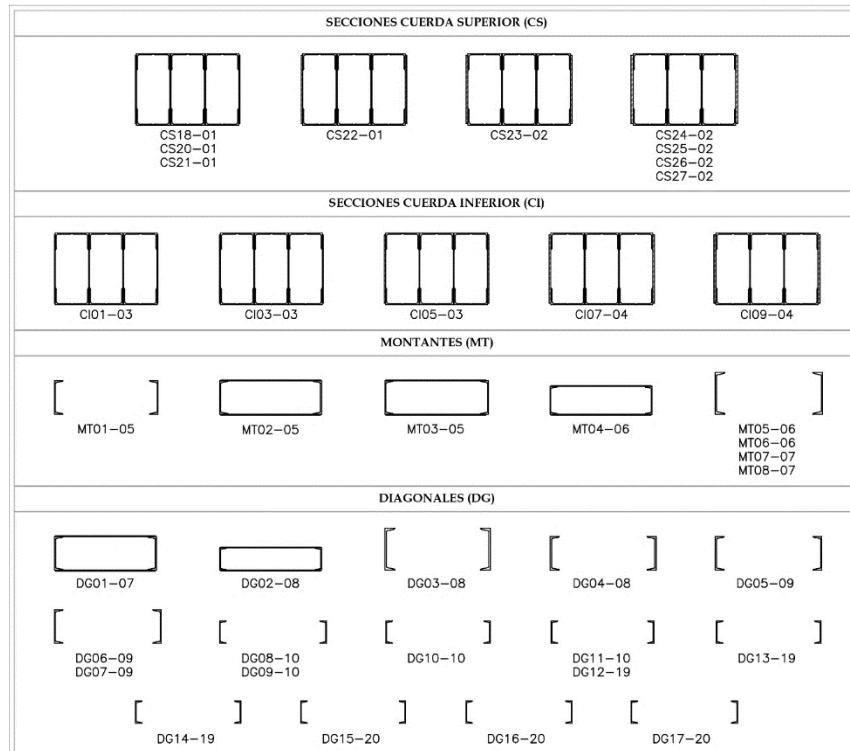


Figura 3.17.-Secciones transversales de la armadura principal

Para considerar el efecto del sistema de piso en el análisis realizado, se utilizaron perfiles I Rectangulares del mismo tipo de acero.

3.5 Geometrías propuestas

El estudio del comportamiento de puentes de armaduras ante cargas ocasionadas por el tráfico real permitiría que, al compararlas con las cargas obtenidos por los modelos de carga viva para diseño estipuladas en los reglamentos, pueda evaluarse que tan representativos son dichos modelos de carga viva para puentes de armadura, el medio seleccionado para realizar dicha acción son las denominadas tasas de excedencia.

En este contexto, las tasas de excedencia implican el número de veces (en porcentaje) que los vehículos de los aforos reales exceden las fuerzas generadas por los modelos de cargas vivas de los reglamentos de diseño; por lo que se pretende evaluar si conforme cambia la geometría original, dichas tasas de excedencia cambian significativamente.

Sin embargo, dado que los puentes de armaduras pueden tener diferentes configuraciones geométricas, con el propósito de lograr los objetivos de este trabajo y realizar una comparativa entre las tasas de excedencia en las fuerzas generadas en la estructura, se propusieron únicamente tres variaciones a la geometría original del puente. Se reconoce que cualquier variación en una estructura puede modificar su rendimiento. Por lo que, si las tasas de excedencia varían conforme la configuración del puente, esto puede indicar que tal vez un solo vehículo de diseño para este tipo de estructuras no sea suficiente.

Las tres variaciones “ficticias” consideradas en la geometría, consisten en pequeñas modificaciones a la estructura original, principalmente en la orientación de las diagonales de la armadura principal, y de esta manera poder evaluar la influencia de dichas variaciones en las tasas de excedencia; es decir, observar que cambios se podrían presentar en las fuerzas de diseño y las generadas por el tráfico real ante variaciones de la geometría.

Es probable que los miembros adicionales conduzcan a una mejor evaluación si trabajan a diferentes tipos de esfuerzo. Los tres tipos de variaciones en las diagonales de la geometría original del puente utilizadas para fines de estudio pueden ser denominadas de acuerdo con lo descrito por Tajima et al. (2021) como:

- a) Geometría original (definida en la Figura 3.16)
- b) Corner Bracing
- c) Rhombus Bracing
- d) X Bracing

En la primera variación de la geometría del puente, se propone modificar el sentido de las diagonales largas de la estructura para que vayan en sentido opuesto al de la geometría original. Esta configuración se denomina "Corner Bracing" y se representa en la Figura 3.18.

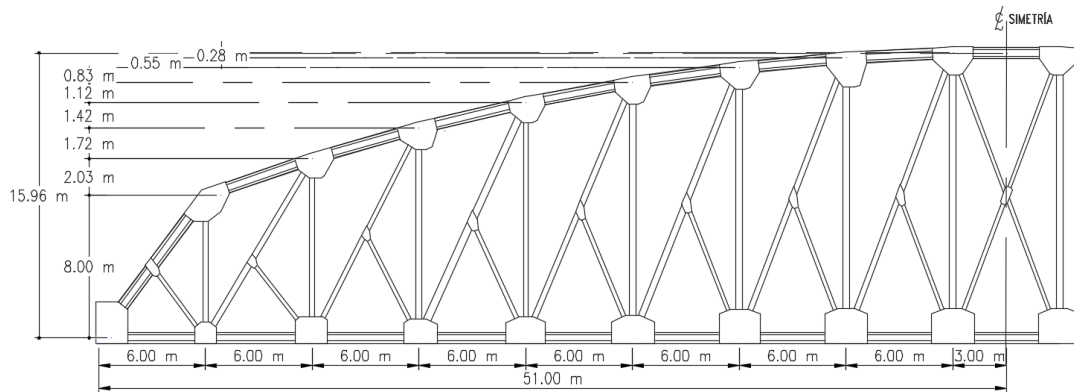


Figura 3.18.-Geometría Corner Bracing

La segunda variación en la geometría del puente consiste en una combinación de la geometría original y la segunda variación. En esta configuración, las diagonales largas se alternan entre sí formando rombos. Esta variante se denomina "Rhombus Bracing" y se ilustra en la Figura 3.19.

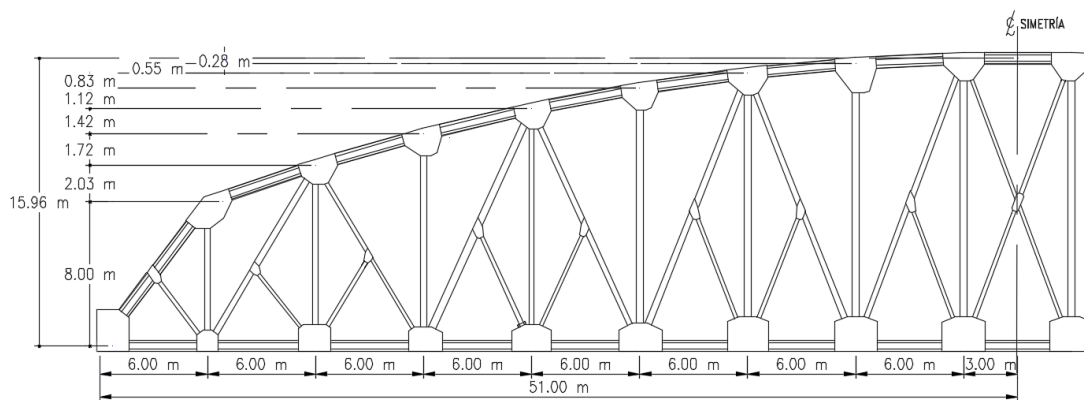


Figura 3.19.-Geometría Rhombus Bracing

La última variación en la geometría del puente se denomina "X Bracing". En esta configuración, las diagonales se disponen formando una "X" entre cada montante de la armadura. Esto se representa en la Figura 3.20.

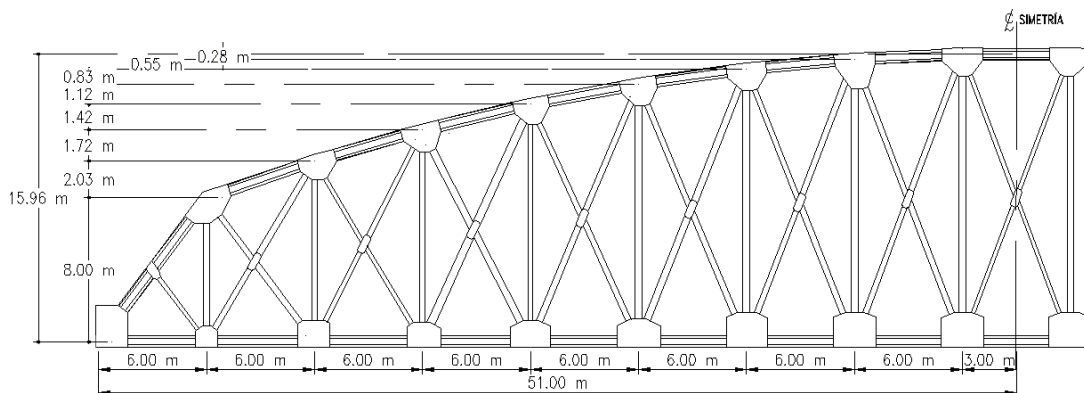


Figura 3.20.-Geometría X Bracing

3.6 Análisis de las bases de datos

Uno de los elementos importantes para el monitoreo constante del buen desempeño de cualquier vialidad es la cantidad de vehículos que hacen uso de ella. Por esta razón y para otros diferentes propósitos se realizan mediciones del aforo vehicular en determinadas vialidades, ella sea en redes completas de carreteras o en tramos específicos.

Como es conocido, un puente es una estructura que debido a la carga viva y los distintos tipos acciones que se presenten sobre él debe resistir cargas dinámicas y repetitivas, para su diseño se utilizan los modelos de carga viva de las diferentes normativas, y estos modelos deberán ser una idealización de la carga por vehículo que produce el tráfico actual. Pese a que el puente considerado no se encuentra en la autopista donde se recolectaron los datos WIM (ya que desafortunadamente no hay sitios WIM permanentes ahí), las carreteras analizadas están relativamente cerca de la ubicación del puente, siendo rutas utilizadas para el transporte de productos hacia los puertos; conectando con la carretera 37 hacia la costa del Pacífico en dirección a Lázaro Cárdenas. Por lo tanto, la información de tráfico se considera representativa para el puente en estudio.

En este trabajo se utilizaron tres diferentes bases de datos con el tráfico real obtenidas a través de un sistema de aforo tipo WIM (weight in motion) descrito en la sección 3.3. Estas bases de datos contienen información sobre peso vehicular bruto del vehículo, pesos de los ejes, espaciamento entre los ejes, distancia entre vehículos, volumen del tránsito, etc. De esta información se tomó en cuenta el peso promedio de los vehículos ya que se considera una manera más representativa de representar los diferentes pesos registrados, utilizando la desviación estándar para encontrar la dispersión que existe entre los valores encontrados.

Para los códigos de diseño, esta información se utiliza para determinar vehículos virtuales de diseño y factores de carga viva que se implementan al momento de calcular la estructura; en este documento se utilizaron directamente para analizar el tráfico real actuando sobre la armadura principal del puente del Infiernillo II y conocer su efecto sobre la estructura.

Con la información recolectada, se realizó una evaluación de la consistencia de los datos y se encontró que en algunos casos la información registrada no es razonable (ejes con peso cero, vehículos de un solo eje), así que fue excluida de las bases de datos.

En las bases de datos de manera muy general, se puede encontrar una gran variedad de configuraciones vehiculares, incluyendo vehículos que pueden causar elementos mecánicos significativos para claros cortos y medianos (Rascón, Ramírez, *et al.*, 1999) como el T3-S3 (un camión de 6 ejes mostrado en la Figura 3.6) y el T3-S2-R4 (un camión de 9 ejes como el de la Figura 3.7) por lo que la forma más común de clasificarlos es por el número de ejes que integran el vehículo. También se pueden observar vehículos pesados de entre 2 y 5 ejes que pueden generar mayores elementos mecánicos en puentes de claros cortos. Si bien la normatividad mexicana SCT (2017) solo permite vehículos de hasta 9 ejes para operar normalmente en los sistemas carreteros mexicanos, fueron observados vehículos con más de nueve ejes.

En la Tabla 3.3 se muestra el registro obtenido de vehículos diarios por número de ejes, el peso medio promedio de los vehículos presentes en la base de datos, así como el valor de la desviación estándar para los pesos de los vehículos en función de su número de ejes.

Tabla 3.3.-Desglose base de datos Irapuato-La Piedad 2009

Número de ejes	Número de vehículos	Peso promedio (kN)	Desviación estándar (kN)	Porcentaje (%)
2	3'038,591	19.24	20.71	79.28%
3	289,283	105.68	61.14	7.55%
4	26,700	89.01	89.43	0.70%
5	322,680	178.36	94.86	8.42%
6	77,504	252.45	143.94	2.02%
7	3,179	210.28	113.82	0.08%
8	3,041	210.09	167.07	0.08%
9	71,303	321.13	184.16	1.86%
10	190	281.64	184.17	0.00496%
11	24	249.22	211.40	0.00063%
12	8	154.06	91.62	0.00021%
13	6	103.00	89.65	0.00016%
14	1	85.71	0.00	0.00003%
15	3	779.37	594.66	0.00008%
17	1	100.81	0.00	0.00003%
18	1	161.12	0.00	0.00003%
Total	3'832,525	3,301.17	2,046.63	

3.6.3 Aforo Irapuato- La Piedad 2017

Aforo realizado en la carretera Irapuato-Zapotlanejo en la ruta 90, subtramo Querétaro-Irapuato (cuota) libramiento Norponiente de Irapuato en el kilómetro 7+100 (ver Figura 3.23), la recolección de datos se llevó a cabo durante una semana de registro en 2017. En un sentido para 4 carriles (dos de alta velocidad y dos de baja velocidad) para dos sentidos de la carretera se registraron 108,368 vehículos en el sentido 1, y 118,148 vehículos en el sentido 2; pero al momento del análisis de los datos obtenidos y eliminar aquellos que datos que se consideraron como información no razonable, se tiene un registro de datos total de 226,489 vehículos como se muestra en la Tabla 3.2.

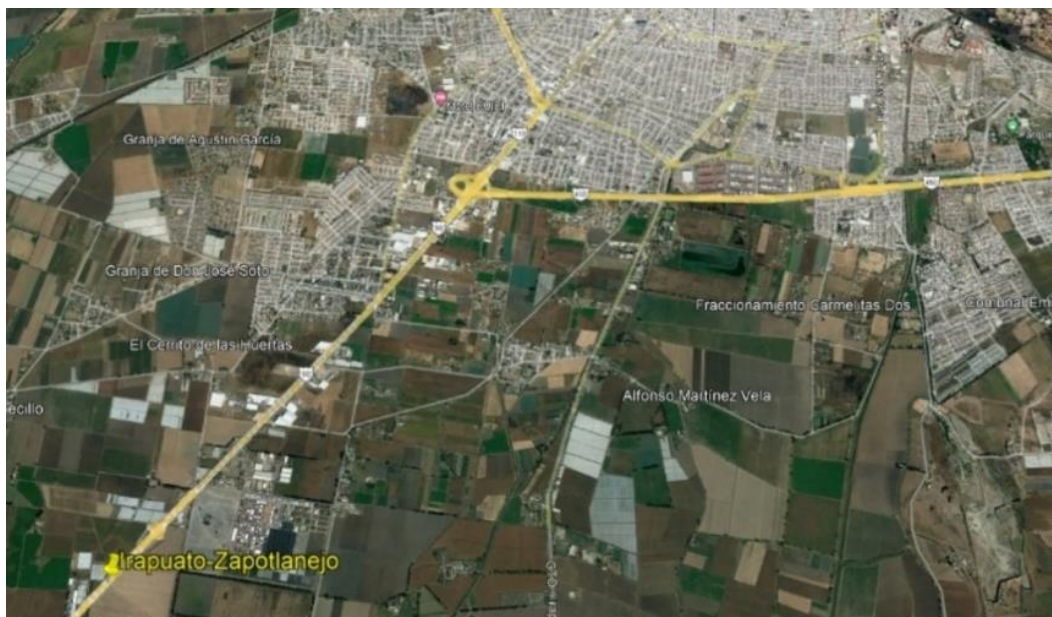


Figura 3.23.-Ubicación aproximada de estación tipo WIM aforo Irapuato-Zapotlanejo. Tomada de Google Earth

Tabla 3.4.-Desglose base de datos Irapuato-Zapotlanejo 2017

Número de ejes	Número de vehículos	Peso promedio (kN)	Desviación estándar (kN)	Porcentaje (%)
2	194,511	46.49	64.89	85.88%
3	11,983	208.45	58.62	5.29%
4	1,339	270.52	130.63	0.59%
5	11,782	362.089	63.17	5.20%
6	2,498	405.69	117.82	1.10%
7	511	481.40	168.25	0.23%
9	3,865	648.66	220.17	1.71%
Total	226,489	2423.30	823.55	

De acuerdo con la Tabla 3.2 a la Tabla 3.4 previamente mostradas se puede observar cómo los vehículos de 2 ejes corresponden a los vehículos con clasificación A y B2 y son los de mayor presencia.

Es de destacar que la mayor parte de la información registrada corresponde a vehículos ligeros de dos ejes, que no deberían rebasar los pesos de los modelos de carga viva propuestos por los diferentes códigos. Por lo tanto, las fuerzas para diseño a lo largo del puente tampoco deberían ser rebasadas y no deberían existir o en su caso ser significativas las tasas de excedencia que se pretenden evaluar en este trabajo.

Se muestra en la Figura 3.24 la gráfica para el peso promedio, mientras que en la Figura 3.25 se muestra la gráfica de desviación estándar para las tres bases de datos descritas anteriormente.

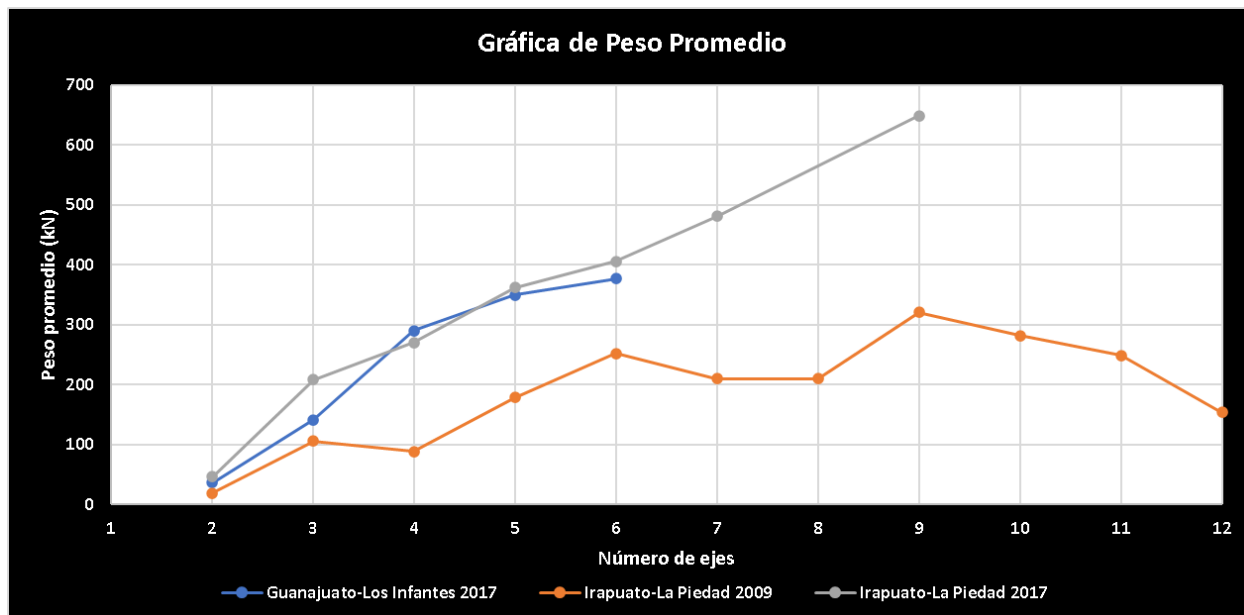


Figura 3.24.-Gráfica de peso promedio para las bases de datos

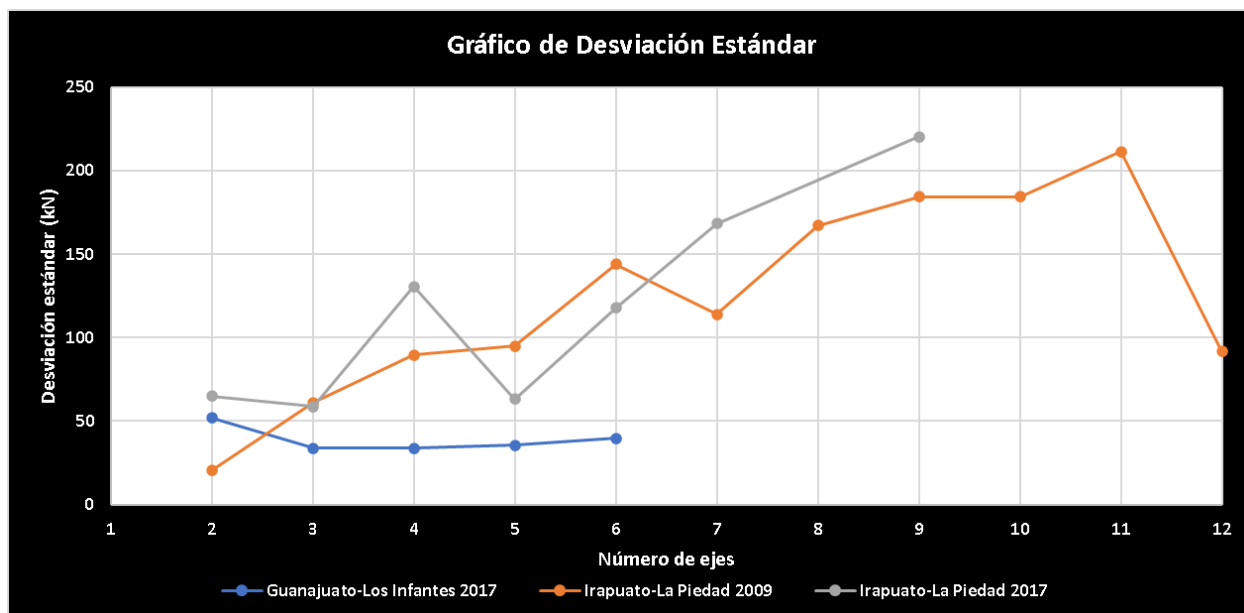


Figura 3.25.-Gráfica de desviación estándar para las bases de datos

En la Figura 3.24 se puede observar como con los años ha incrementado considerablemente el peso de los vehículos, aunque ahora es poco probable encontrar vehículos de más de nueve ejes circulando por las carreteras, pero se debe considerar la magnitud de datos que contiene cada base de datos. Por otra parte, en la Figura 3.25, se muestra que la discrepancia entre los datos obtenidos no ha cambiado mucho, y esto podría ser causado por la limitación en la capacidad del vehículo en cuanto a el peso que puede soportar y para el cual está diseñado.

4 Método de análisis

El diseño de una estructura es un proceso complejo que va más allá del uso de alguna herramienta computacional de cálculo, por lo que es necesario tener una visión integral del proceso de diseño como un conjunto, incluyendo la explicación de los objetivos y fundamentos de los procedimientos especificados por los diferentes reglamentos y normativas de diseño. Durante esta etapa se debe determinar la forma, dimensiones y características de la estructura, con el fin de que esta cumpla con las funciones a las que está destinada sin sufrir alguna falla o mal comportamiento.

En este sentido, una construcción u obra puede entenderse como un sistema que se combina de manera ordenada para cumplir una función. A menudo, resulta necesario dividir la estructura en varios subsistemas o elementos más pequeños para que su análisis sea un poco más sencillo, pero es importante no olvidar la relación que existe entre ellos.

Los principios básicos de la estática fueron descubiertos desde el principio con gran exactitud y han servido como base a todos los métodos de análisis; sin embargo, los cálculos matemáticos requeridos para relacionar las cargas externas que actúan sobre una estructura con las reacciones en los apoyos y las fuerzas internas en los elementos, son laboriosos, dando lugar a la búsqueda de diversos métodos que faciliten su utilización; algunos de estos métodos pueden ser la utilización de líneas de influencia, método de las rigideces, método de Cross, métodos energéticos, etcétera. Los métodos se centran en procesos que determinen la respuesta estructural y satisfagan el equilibrio estático. Así surgieron los métodos aproximados, que producen resultados muy cercanos a los reales.

El análisis de la carga viva no es una tarea sencilla, pues esta se debe a la operación y uso del tipo de construcción que se desea; en este tipo de carga se incluye todo aquello que no tiene una posición fija y definitiva dentro de la estructura, siendo la principal acción variable que debe considerarse para su diseño. Tiene un carácter muy variable en su distribución y tiempo, así como en la forma en que actúa sobre la estructura. Por lo anterior un modelo de carga viva que pretenda representar con precisión el efecto de la carga real de las acciones resulta muy complicado; debido a esto se recurre para fines de diseño a modelos simplificados que como se mencionó previamente, normalmente son especificadas en los códigos de diseño.

En puentes, la posición de la carga viva es muy variable, por lo tanto, cada elemento de la estructura debe ser diseñado para la posición de la carga que causa las fuerzas máximas o mínimas en el elemento. Se debe tener en cuenta que las fuerzas en los diferentes elementos llegaran a sus valores extremos según las diferentes posiciones de la carga, por lo que, el análisis de las cargas vivas consistirá básicamente determinar la posición de la carga donde la fuerza en el elemento llega a su máximo o mínimo y calcular entonces el valor de las fuerzas en cada miembro.

Cuando se analiza un puente, es recomendable utilizar métodos más precisos en la búsqueda de una mayor exactitud en los resultados, entendiendo por exactitud una minimización en el error que se comente con la aproximación a una solución real. Aunque, dichos métodos suelen ser muy laboriosos, especialmente cuando se aplican condiciones que no están contempladas en los códigos de diseño o que van más allá de las suposiciones planteadas. Para abordar esta

problemática, se ha vuelto común el uso de métodos como el de los elementos finitos (MEF); no obstante, el análisis con el MEF puede requerir un costo computacional muy alto, dependiendo del nivel de detalle del modelo y los casos a analizar.

En el ámbito de la optimización, precisión y los avances en ingeniería estructural, se ha vuelto común utilizar principalmente dos métodos para el análisis de puentes bajo cargas vivas vehiculares. La elección entre estos dos métodos depende de las preferencias y la precisión en los resultados que busca el diseñador. El primer método se basa en el uso de líneas de influencia, siendo este el enfoque tradicional de análisis siendo una metodología de análisis manual o simplificada. El segundo método implica generar los vectores nodales de carga debido a las cargas en movimiento situadas en numerosos puntos a lo largo del claro de la estructura, realizando numerosos análisis. Este método se basa en utilizar el método de las rigideces, que es una implementación simplificada del método de los elementos finitos; ambos métodos permiten su implementación en softwares siendo los más comunes en los programas de cálculo de estructuras.

4.1 Análisis mediante líneas de influencia

Un concepto que se emplea en el análisis de estructuras sujetas a cargas variables es el de líneas de influencia. Una línea de influencia puede definirse como un diagrama que muestra la variación de algunas funciones de comportamiento de la estructura cuando una carga unitaria se desplaza a lo largo de la estructura (Adeli y Balasubramanyam, 1987). Constituyen herramientas cualitativas y cuantitativas óptimas para entender el comportamiento de la estructura, y determinar las solicitaciones en los nodos, así como los valores extremos de las solicitaciones (máximos y mínimos) que se presentan en cada parte de los diferentes elementos de los puentes, es decir en los elementos barra, ante la presencia de las cargas vivas que se espera que actúen.

La implementación de líneas de influencia suele ser más común en puentes con estructura de vigas. Éstas representan de manera gráfica la forma en que el movimiento de una carga unitaria a lo largo de una estructura influye en cierto efecto mecánico de la misma; como las reacciones, fuerzas cortantes, momentos flexionantes, deflexiones, etc.

En el caso de las armaduras, las funciones de comportamiento pueden ser fuerzas en los elementos o desplazamientos en los nodos. Es por ello, que para tomar en cuenta los sistemas de piso comúnmente usados (empleando losas soportadas por retículas de vigas), estos se conectan a los nodos de las cuerdas inferiores de las dos armaduras longitudinales. Como resultado, cualquier carga viva, independientemente de donde se localice, y ya sea distribuida o puntual, siempre se transmiten a las armaduras como cargas concentradas aplicadas a los nodos.

Se utilizan los diagramas de líneas de influencia (ILD, por sus siglas en inglés influence lines diagrams) para encontrar los valores extremos de las fuerzas en los elementos y los desplazamientos en los nodos cuando se someten a cargas móviles estándar especificadas.

Un diagrama de líneas de influencia para una armadura puede generarse colocando una carga unitaria verticalmente hacia abajo en cada unión de la cuerda inferior de la armadura y realizando el análisis correspondiente. Así, cada ubicación de la carga unitaria representa un caso de carga para el que debe realizarse un análisis, lo que quiere decir que para puentes a base de

armaduras se deberá realizar para cada elemento de la estructura donde transiten los vehículos. La Figura 4.1 muestra un ejemplo de una línea de influencia para una armadura.

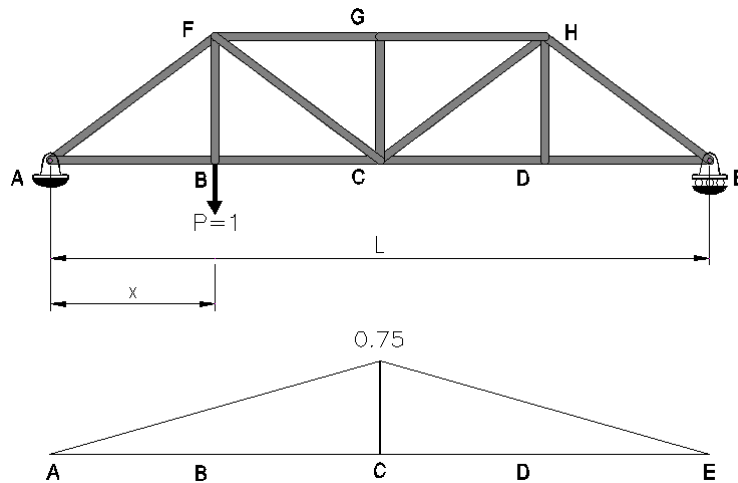


Figura 4.1.-Ejemplo de línea de influencia para el elemento CD

4.2 Análisis matricial de estructuras

En un principio, se desarrolló la formulación matricial del “Método de las Flexibilidades”, poco después apareció el “Método de Rigideces o de los Desplazamientos”. Ambos métodos establecen la relación que existe entre los desplazamientos y las fuerzas que los generan, cumpliendo el equilibrio y la compatibilidad que toda estructura debe tener. El método de rigideces se plantea en base a que fuerzas deben aplicarse para provocar un desplazamiento unitario, caso contrario el método de las flexibilidades se plantea en base a que desplazamientos se generan al imponer una carga unitaria.

Al utilizar este método, el análisis se realiza a partir de las coordenadas de los nodos, es decir, su ubicación, la dirección de las barras y los datos generados con las propiedades de las secciones (módulo de elasticidad, área de la sección transversal y longitud de la barra).

En ingeniería es común encontrar problemas que se pueden considerar como un conjunto de elementos conectados en los extremos mediante nodos y sometidos a conjuntos de acciones como las que se describieron en la sección 1.5. Para el análisis de estas acciones los métodos más usados hoy en día son los llamados matriciales, que parten de la idealización de estructuras como barras conectadas por nodos. Para la ingeniería civil suelen usarse sistemas discretos como lo son marcos, armaduras y vigas.

El método matricial de las rigideces es un método fácilmente programable y su uso se ha extendido a una amplia gama de programas comerciales de cálculo estructural e investigación, razón por la cual es el método seleccionado para la realización de este trabajo. Consiste en una modelización matemática del problema y de su correcta discretización. En el modelado de puentes suele ser común utilizar elementos barra, ya que gracias a estos se crea un modelo sencillo y relativamente fácil de analizar, su uso se justifica dada la cantidad de vehículos y configuraciones a analizar.

La discretización consiste en representar la estructura como un ensamble de las barras. La discretización utilizada para este trabajo para la geometría original y las geometrías propuestas se presenta en la Figura 4.2 a Figura 4.5.

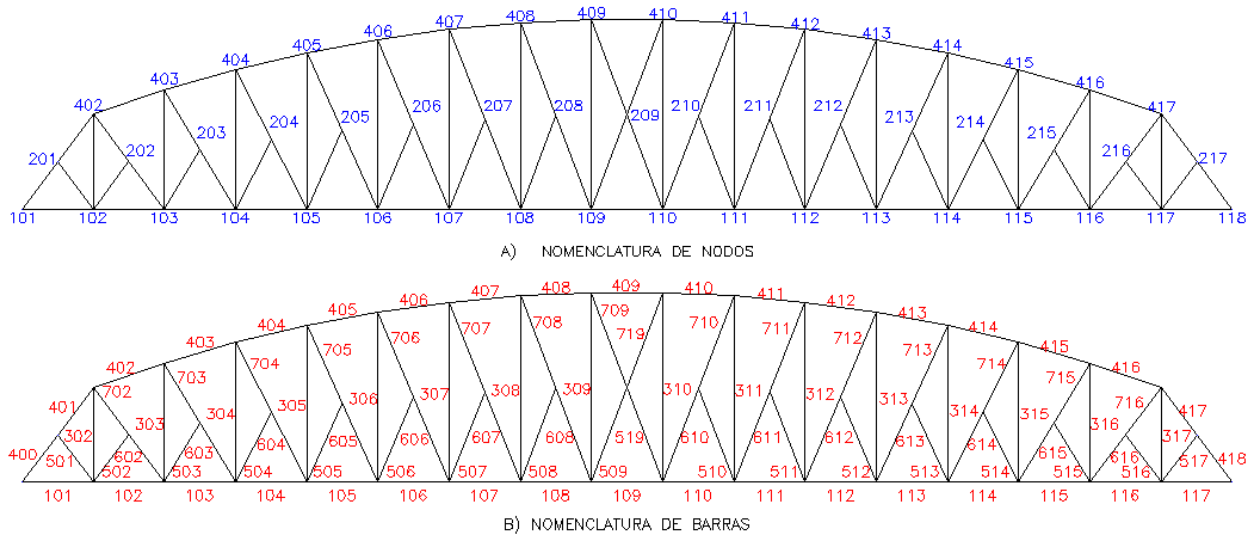


Figura 4.2.-Desglose de miembros geometría original

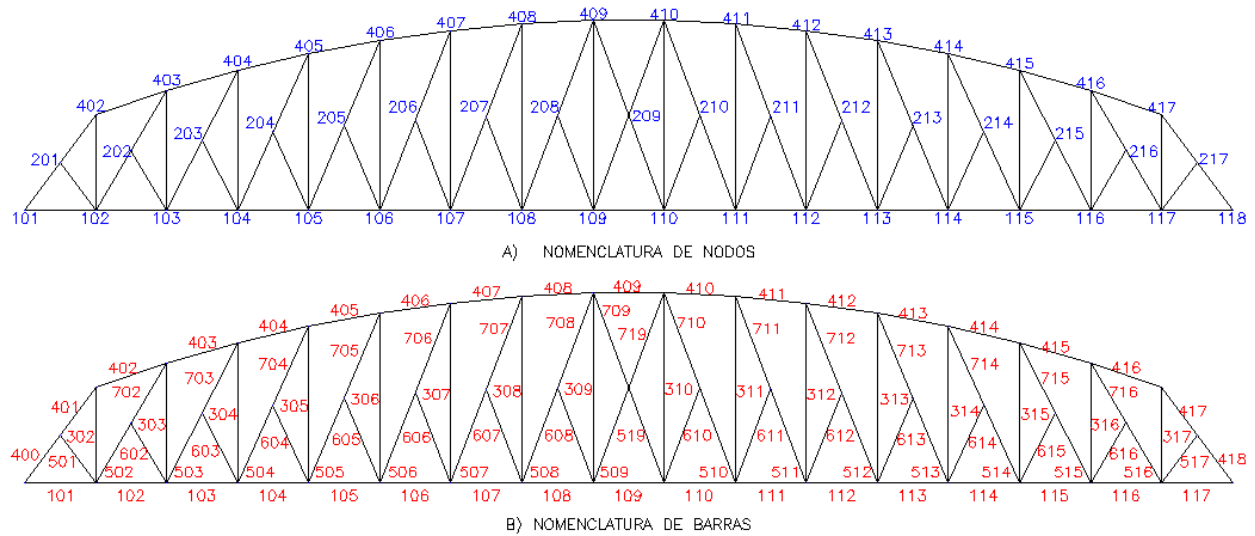


Figura 4.3.-Desglose de miembros. Geometría Corner Bracing

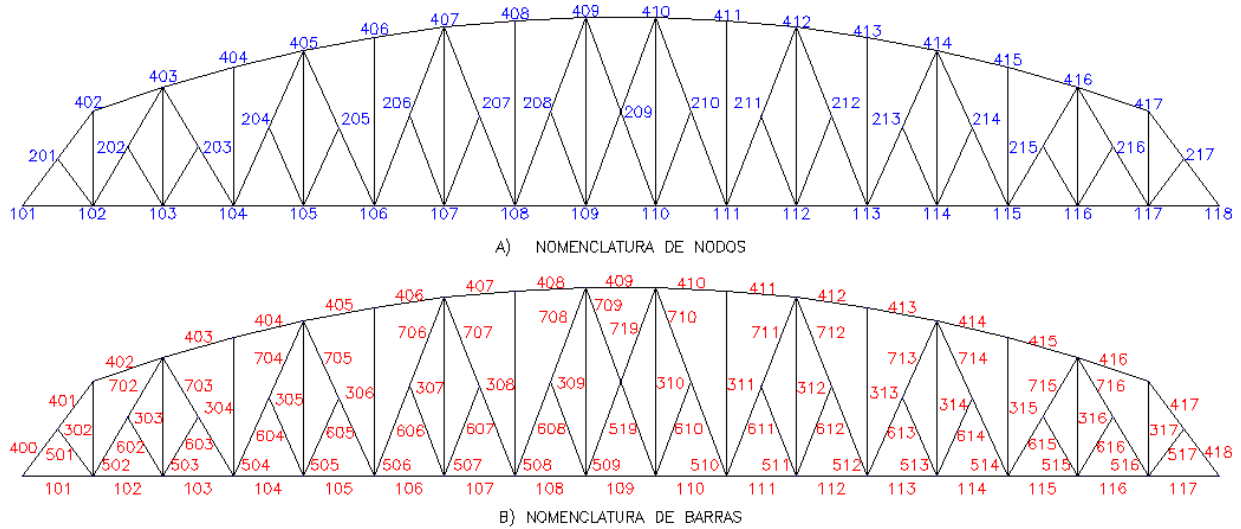


Figura 4.4.-Desglose de miembros. Geometría Rhombus Bracing

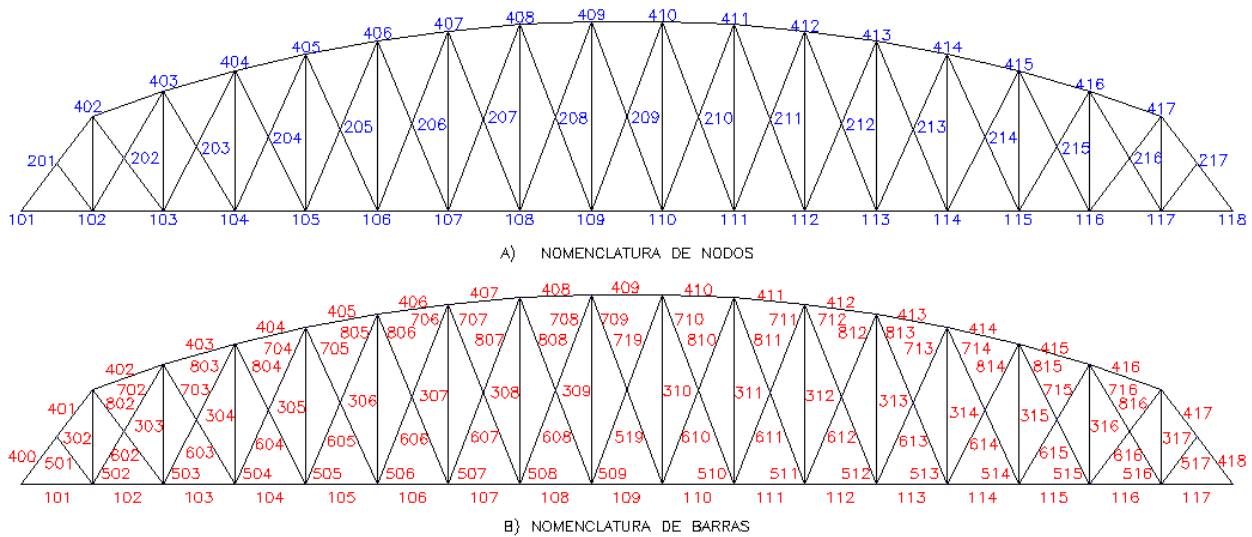


Figura 4.5.-Desglose de miembros. Geometría X Bracing

Para el caso de armaduras la ecuación (4.1) presenta la matriz de rigideces en sistema global, se pueden notar las propiedades mecánicas de los materiales y secciones de las que depende el análisis de la estructura.

$$[k^e] = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} l^2 & lm & -l^2 & -lm \\ lm & m^2 & -lm & -m^2 \\ -l^2 & -lm & l^2 & lm \\ -lm & -m^2 & lm & m^2 \end{bmatrix} \quad (4.1)$$

Donde:

- k^e Matriz de rigidez para armaduras planas en sistema global de la estructura
- E Módulo de elasticidad del material de la barra
- A Área de la sección transversal de la barra

L	Longitud de la barra
l	coseno (θ)
m	seno (θ)
θ	Ángulo de la inclinación de la barra respecto al sistema global de la estructura

Al usar el método de las rigideces se utilizan algunas hipótesis para la solución de la armadura por este método como lo son:

- (1) El eje longitudinal se encuentra a lo largo del elemento en una línea recta.
- (2) El módulo de elasticidad (E) es constante para toda la barra.
- (3) El área (A) de la sección transversal es constante en toda la barra.
- (4) Se busca dar solución de la ecuación de equilibrio global del método de las rigideces ecuación (4.2). Para determinar las incógnitas de los vectores de desplazamiento en los nodos $\{u\}$.

$$[K]\{u\} = \{f\} \quad (4.2)$$

4.3 Comportamiento, idealización estructural y modelado

Se considera únicamente el análisis de la armadura principal de uno de los tramos del puente (como se muestra en la Figura 4.2). No se tomó en cuenta la interacción con la subestructura e infraestructura. El análisis realizado es estático-lineal (rango donde los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones).

Dado que la superestructura en estudio está compuesta principalmente por armaduras, se debe idealizar para analizarla únicamente bajo el efecto de fuerzas axiales. En consecuencia, los diferentes elementos que componen el puente pueden presentar diferentes regiones según la fuerza axial que experimenten. Estas regiones se pueden clasificar en "sin carga axial", "compresión" o "tensión". En algunos casos, pueden existir barras que trabajen en diferentes regiones presentándose una combinación de fuerzas, es decir, habrá elementos que se encuentren soportando fuerzas de compresión como de tensión (principalmente en las diagonales y montantes). Es importante recordar que los modelos de cargas vivas descritos en el apartado 3.2 se han desarrollado para puentes cuyos principales efectos de carga son los correspondientes a las superestructuras a base de vigas es decir predecir momentos flectores y fuerzas cortantes.

Estudios previos como el de Ariston *et al.* (2004), sobre puentes de armaduras simplemente apoyados, indican que generalmente la cuerda inferior experimenta únicamente cargas de tensión, la cuerda superior cargas de compresión, mientras que en diagonales y montantes pueden experimentarse cargas de tensión como de compresión, dependiendo de la posición de las cargas analizadas. Aunque, al analizar la estructura, se considera que todos los elementos pueden experimentar cargas de tensión como de compresión.

El método de las rigideces no es fácilmente aplicable para cargas uniformes en el carril, ya que este método requiere considerar únicamente las cargas aplicadas en los nodos; al considerar la carga de carril conforme avanza el vehículo a través del claro del puente a veces solamente una

parte de la armadura está cargada, por lo que es necesario realizar un procedimiento para incorporar estas acciones a los nodos, transformándolas a cargas en los extremos que sean equivalentes a las existentes. Dado que el método matricial hace una correlación entre los desplazamientos en nodos y las fuerzas en los extremos de las barras, es necesario hacer una equivalencia de las fuerzas que actúan en la superficie de rodamiento del puente para que estas sean transmitidas a los nodos, pues como es sabido, es indispensable que las fuerzas se apliquen únicamente en los nodos.

Por lo tanto, el puente el Infiernillo II se ha idealizado como una estructura en 2D, compuesta por una armadura, asumiendo condiciones hipotéticas de soporte como una estructura simplemente apoyada. Se ha considerado el comportamiento del sistema de piso mediante elementos viga, que serán denominados como “elementos ficticios” cuya finalidad es el modelar dicho sistema de piso y transmitir las fuerzas a los nodos de la estructura. Se asume que las cargas son transmitidas directamente a la cuerda inferior de la estructura y de esta manera observar el comportamiento de la estructura ante la acción de cargas vivas.

Para el análisis de la estructura se utilizó una versión actualizada del software AMER 2.0 © Hernández (2019) para obtener los valores extremos de las fuerzas actuantes en las barras cuando están actuando los distintos modelos de cargas vivas de los reglamentos, y los aforos vehiculares WIM de más de cuatro millones de vehículos.

Asignadas las cargas mediante los aforos WIM y los modelos de cargas vivas, se realizó una comparación entre las fuerzas máximas generadas en cada barra de la armadura por los vehículos de diseño y los vehículos reales, calculando el porcentaje de excedencia que éstos últimos generan respecto a los primeros.

Se debe tener en cuenta que el análisis realizado es del tipo estático y se considera únicamente un carril para la trayectoria de los vehículos, sin considerar presencia múltiple ya que únicamente existe un carril. Se analiza un vehículo a la vez, es decir, para simular la carga de los vehículos en un carril, el software utiliza los datos de las cargas asignadas representativas de los vehículos de diseño, y los datos WIM obtenidos, simulando un recorrido de estos a través del puente aplicando las cargas a los elementos viga que simulan la superficie de rodamiento y transfiere las fuerzas a la armadura del puente. Se analiza la estructura en la posición que se encuentra la carga, empelando incrementos de 10.00 cm en ambos sentidos denominados como avanza y regresa. Este análisis se repite hasta que el vehículo analizado cruce toda la estructura. La respuesta del modelo creado fue analizada para la configuración de la geometría original del puente, así como para las tres configuraciones propuestas, para tres diferentes bases de datos con los aforos WIM, las cuales se describen en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1.-Bases de datos tipo WIM utilizadas

Ruta	Número de Vehículos Analizados	Periodo
Guanajuato-Los Infantes 2017	127,218	Una Semana
Irapuato-La Piedad 2009	3'832,525	Tres Meses
Irapuato-La Piedad 2017	226,489	Una Semana

5 Análisis de resultados

El comportamiento de un puente no puede modelarse con precisión incluso si estos poseen una configuración estructural simple. Los parámetros importantes que afectan la capacidad de resistencia de los puentes son mucho más complejos que el simple deterioro de los materiales. Al diseñar un puente de armaduras, es necesario aprovechar la redundancia interna proporcionada por los distintos elementos de la armadura, los cuales deber ser construidos y correctamente conectados a través del sistema de piso y los arriostramientos (Aktan *et al.*, 1994).

Al realizar el análisis de una estructura, nos ayuda a conocer de mejor manera el comportamiento que podría presentar ante las sollicitaciones a las que sea expuesta, no obstante, siempre existirán incertidumbres sobre su comportamiento real. El uso de softwares de cálculo estructural ayuda a predecir, a un nivel aceptable, las deformaciones y los elementos mecánicos que se pueden presentar en la estructura, lo cual es fundamental para su diseño y revisión.

Si bien en este trabajo no se realiza alguna revisión de los estados límite de la estructura (servicio, resistencia, fatiga, etc.), su principal propósito es mostrar la variación en los elementos mecánicos internos que se presentan para las diferentes geometrías propuestas ante la acción de cargas vivas. Con el fin de optimizar los tiempos para la representación gráfica de los resultados, es de gran importancia tener una idea previa de cómo se comportan las fuerzas en los distintos elementos de la armadura principal del puente, es decir, en que elementos se presentan únicamente fuerzas a tensión, únicamente a compresión o donde se presenta una inserción de las fuerzas actuantes de tensión a compresión o viceversa, esto dependiendo de la posición de la carga en la estructura.

La carga viva aplicada a los puentes está directamente relacionada con el peso y las dimensiones de los vehículos que transitan sobre estos. Esta carga se traduce como una distribución de fuerzas que, conjugados con las condiciones estructurales, provocan un estado de desgaste o deterioro para la estructura, con la consecuente disminución de la capacidad de carga de esta y de la reducción de los niveles de seguridad y comodidad. La importancia de establecer y controlar el peso de los vehículos radica, entre otros aspectos, en el deterioro de los puentes y pavimentos, así como de los niveles de seguridad de las carreteras.

Debido a la creciente necesidad de transporte de productos de un lugar a otro, se ha demandado una mayor capacidad de carga para los vehículos pesados; el incremento en carga tiene un efecto considerable en el comportamiento dinámico del vehículo, que, sumado a las condiciones superficiales de la superficie de rodamiento, repercuten sobre su estabilidad, aunque estos no son los únicos parámetros que pueden afectar los estados límite del puente.

En la presentación de los resultados de este trabajo se realizó una inspección de los datos arrojados por el software AMER 2.0 ©. Con anterioridad se mencionaba que es importante para el diseño de puentes conocer los valores extremos de las fuerzas que se presentan, es por ello por lo que se optó por utilizar las envolventes de fuerzas generadas conforme avanzan los diferentes modelos de carga viva a través del puente. En dichas envolventes de las fuerzas, se pueden observar los valores extremos que experimentan los elementos estructurales durante el paso de los

vehículos. A partir de los datos obtenidos se percibe que, para todas las geometrías analizadas, la cuerda superior de la armadura siempre actúa en un rango con fuerzas en compresión, mientras que en la cuerda inferior las fuerzas se encuentran siempre en tensión. En las diagonales y montantes, las fuerzas que soportan estos elementos cambian considerablemente a medida que avanza el vehículo analizado, presentando fuerzas de compresión y fuerzas de tensión. Algunos elementos presentan fuerzas muy pequeñas ya que su función es principalmente brindar soporte a la estructura en términos de pandeo de los miembros, además de proporcionar redundancia al puente.

Recordando que uno de los objetivos planteados en este trabajo es determinar si los modelos de carga viva son representativos para puentes de armaduras ante las fuerzas generadas por el tráfico real, para realizar la comparativa entre estas fuerzas, el medio utilizado para esto fueron las tasas de excedencia, las cuales como se mencionó anteriormente representan el número de veces que las fuerzas generadas por el tráfico real rebasan las fuerzas ocasionadas por los modelos de carga viva.

En el anexo A, apartado A.1 mediante la Ilustración A.2 a la Ilustración A.52, se muestran de manera gráfica los resultados de este trabajo. Cada figura está compuesta de dos gráficas, la gráfica de la izquierda muestra la distribución de la envolvente de fuerzas de diseño generadas por los modelos de cargas vivas estipulados en los reglamentos (cada uno de los colores representa el vehículo de diseño analizado como se muestran en la leyenda de la gráfica), en esta misma parte de la gráfica se muestran algunas líneas de color negro que corresponden a los percentiles 5, 90 y 95 mediante los cuales se mide en que porcentaje se encuentran las fuerzas provocados por el tráfico real respecto a los modelos de carga viva. Estas líneas en negro presentan diferentes grosores: la parte más gruesa de la línea representa el rango entre el percentil 5 y 90, posteriormente el grosor de la línea disminuye, reflejando el rango entre el percentil 90 y 95, y finalmente la línea se muestra como puntos, lo cual el rango que sobrepasa el percentil 95. Se optó por el uso de percentiles ya que tratar de aproximar el comportamiento de una estructura a una función probabilística es una tarea complicada y que puede tomar demasiado tiempo, pues el entorno jamás se va a comportar de una misma manera. Es importante recordar que un percentil es una medida estadística la cual divide una serie de datos ordenados de menor a mayor, siendo un indicador que busca mostrar la proporción de la serie de datos que queda por debajo de su valor.

Si las líneas que representan los percentiles exceden las líneas de colores que representan las envolventes de diseño, el grosor de la línea indicará el porcentaje de exceso de las fuerzas reales en comparación con las fuerzas de diseño, por lo que, complementando estas figuras, en la parte derecha se muestran las tasas de excedencia entre las fuerzas generadas por el tráfico real y las de los modelos de carga viva teniendo tasas de excedencia mínimas con un valor de 0%, hasta un valor máximo del 100%, por lo que es importante prestar atención a la forma que estas toman pues es ahí donde se da respuesta a los objetivos planteados para esta tesis y cuyo análisis se describe a continuación:

5.1 Cuerda inferior

La Ilustración A.2 a Ilustración A.5, Ilustración A.19 a Ilustración A.22, Ilustración A.36 a Ilustración A.39 muestran los resultados correspondientes a la cuerda inferior para los tres aforos analizados, para la geometría original y las geometrías propuestas, se debe resaltar que como era de esperarse las fuerzas en los elementos de la cuerda inferior se encuentran siempre a tensión. A pesar de que en la Ilustración A.2 a Ilustración A.5 se puede observar que no se sobrepasan las fuerzas inducidas por los modelos de carga viva, de la Ilustración A.19 a Ilustración A.22, así como en la Ilustración A.36 a Ilustración A.39, si comienzan a ser sobrepasadas las fuerzas provocadas por los modelos de carga viva, sin embargo se puede considerar que las tasas de excedencia son constantes para todos los modelos de carga viva por lo que podría considerarse para el caso de los elementos correspondientes a la cuerda inferior implementar un factor de carga, que tome en cuenta estos porcentajes de excedencia para que sea aplicado a los modelos de carga viva y estos sean representativos para las fuerzas que se presentan en el puente realmente. Sin embargo, por las tasas de excedencia en estos elementos, en las figuras mencionadas anteriormente se puede observar que, si se desea implementar un factor de carga, se tendría que considerar un valor diferente de dicho factor para cada modelo de carga viva.

Aunque las tasas de excedencia se consideren prácticamente constantes, de acuerdo con lo mostrado en la Ilustración A.22b y la Ilustración A.39b podría considerarse como la geometría más óptima para el puente la denominada como X-Bracing al menos para los elementos de la cuerda inferior, esto debido a que las tasas de excedencia presentan valores muy ligeramente menores no muy significativos en comparación con las otras geometrías, en toda la longitud del puente, aunque dicha variación se puede observar principalmente en el centro del claro del puente siendo aproximadamente del 0.01%.

5.2 Cuerda superior

Para los elementos que conforman los elementos de la cuerda superior, siempre se encuentran soportando fuerzas a compresión como se observa en la Ilustración A.6 a Ilustración A.9, Ilustración A.23 a Ilustración A.26 e Ilustración A.40 a Ilustración A.43. Al igual que en el caso de la cuerda inferior, en la Ilustración A.6 a Ilustración A.9 no se observan tasas de excedencia, sin embargo en las figuras Ilustración A.23 a Ilustración A.26 e Ilustración A.40 a Ilustración A.43 si existen excedencia en las fuerzas de diseño, aunque estas se mantienen prácticamente constantes en toda la longitud del puente y en las diferentes variaciones de la geometría.

Las variaciones existentes en las tasas de excedencia se pueden considerar como despreciables; se podría nuevamente retomar la idea de implementar un factor de carga para obtener las fuerzas de diseño para los puentes de armaduras con los modelos de carga viva actuales. De acuerdo con lo mostrado en la Ilustración A.26b y la Ilustración A.43 la geometría Rhombus Bracing sería considerada la más óptima presentando un rango más bajo entre las tasas de excedencia de aproximadamente 0.01% a 0.02% en el centro del claro del puente.

5.3 Montantes

Anteriormente se había mencionado que, para puentes a base de armaduras, algunos de los elementos que suelen ser más críticos son los montantes, pues estos experimentan durante toda su vida útil cambios en las fuerzas que experimentan las barras entre tensión y compresión, dependiendo de la posición de los vehículos que circulan sobre el puente. Para los resultados de estos elementos se deben observar la Ilustración A.10 a Ilustración A.13, Ilustración A.27 a Ilustración A.30 e Ilustración A.44 a Ilustración A.47. En estos elementos las tasas de excedencia si son muy variables entre cada geometría, además de presentar valores muy altos en el porcentaje de excedencia, todos los modelos de carga viva analizados son sobrepasados al menos en una parte de la longitud del puente.

Para la Ilustración A.10 a Ilustración A.13, Ilustración A.27 a Ilustración A.30 e Ilustración A.44 a Ilustración A.47, en la subfigura b correspondiente, se puede observar que la excedencia que se presenta no es constante en todo el puente o incluso entre las diferentes geometrías, por lo que la idea de utilizar un factor de carga en estos elementos no sería una tarea sencilla de determinar, así mismo queda demostrado que la geometría si influye en las tasas de excedencia del puente, siendo un caso particular de esto los elementos montantes.

Al observar la Ilustración A.11, Ilustración A.28, Ilustración A.45 por la distribución que presentan las tasas de excedencia a lo largo del puente, la geometría más optima en estos elementos sería considerada la denominada como Corner Bracing ya que es aquí donde se presentan las tasas de excedencia más bajas para todos los modelos de carga viva.

5.4 Diagonales largas

Al igual que los montantes, los elementos más críticos en los puentes de armaduras son las diagonales, presentando también una combinación de fuerzas tanto a tensión como a compresión conforme circulan los vehículos sobre el puente.

La Ilustración A.14 a Ilustración A.18, Ilustración A.31 a Ilustración A.35, Ilustración A.48 a Ilustración A.52 se muestran los resultados para estos elementos, para cada una de estas figuras se puede observar que para todos los modelos de carga viva se presentan excedencias por las fuerzas generadas por el tráfico real, donde las tasas de excedencias así como en los montantes tampoco son constantes en todo el puente o en los cambios de geometría, lo que muestra una vez más que la geometría si influye en las tasas de excedencia presentes en las diagonales del puente.

Ocurre en estos elementos algo curioso, pues se podría caer a la idea de que al agregar elementos adicionales, estos ayudarían a reducir las tasas de excedencia en el puente, lo cual con lo mostrado en la Ilustración A.18, Ilustración A.35 e Ilustración A.52 se deduce que es una idea equivocada, pues en estos elementos adicionales también se presentan tasas de excedencia y los elementos de las diagonales originales del puente (Ilustración A.17, Ilustración A.34 e Ilustración A.51) siguen presentando altas tasas de excedencia. Por lo anterior, aunque agregar elementos ayuda a reducir las fuerzas presentes en los mismos y agrega redundancia al puente, no es una

solución para evitar sobrepasar las fuerzas de diseño, además de que económicamente más elementos generarían un costo extra en la estructura.

Para estos elementos podría considerarse como la geometría más óptima ya sea la denominada como Corner Bracing, ya que las tasas de excedencia son un poco más bajas así como las fuerzas en los elementos se distribuyen de una mejor manera para esta geometría, con los diferentes modelos de carga viva como se observa en la Ilustración A.15, Ilustración A.32, Ilustración A.49.

Se debe aclarar que las fuerzas generadas en el puente no dependen del número de vehículos que circulen por él, sino más bien de la configuración en cuanto al peso y dimensiones de los vehículos que circulen por él, así como del tipo de camino donde se encuentre el puente pues de esto dependerá que tipo de vehículos pueden transitar por dicha vía de comunicación. De la misma manera las tasas de excedencia no dependen tampoco del número de vehículos, pero sí de la frecuencia en que circulen las distintas configuraciones de los vehículos que conforman el tráfico real. Es por ello por lo que a pesar de que para los aforos analizados los cuales corresponden en su mayoría a vehículos ligeros, basta tener algunos vehículos con sobrecargas para comenzar a generar problemas en este tipo de puentes.

Uno de los parámetros más importantes en el diseño de puentes es el efecto que la carga viva, ya que esta resulta ser muy variable en términos de configuración y peso. Por lo anterior, es que en este trabajo se propuso evaluar los modelos de carga viva más utilizados en el diseño estructural de puentes y compararlos con las solicitaciones generadas por las diversas configuraciones de vehículos que circulan en las carreteras.

Por otra parte, para el análisis de puentes, es crucial determinar los elementos mecánicos que la estructura pueda presentar. Por la naturaleza de las estructuras analizadas, únicamente se buscó obtener las fuerzas axiales a las que se someten los diferentes elementos y configuraciones.

Realizando un resumen de todas las gráficas presentadas anteriormente, se observa que las fuerzas representadas por los modelos de carga viva de los distintos reglamentos analizados no son representativas comparadas con las del tráfico real al menos para puentes cuya estructura es formada por armaduras, se encontró también que cambios pequeños en la configuración del puente causan grandes diferencias en las tasas de excedencia entre las fuerzas y los vehículos de diseño.

Los resultados anteriores demuestran que el porcentaje de excedencia de las fuerzas de diseño si es dependiente de la geometría del puente. Esto indica que utilizar únicamente un factor de carga no sería suficiente para tener una confiabilidad uniforme en el diseño de los elementos del puente. Aunque los vehículos de diseño funcionan de una buena manera para puentes tipo viga debido a la cantidad de estudios para calibrar dichos modelos de carga en estos puentes, no lo hacen de la misma forma para puentes de armaduras. Esto sugiere que los modelos de carga viva actuales no son adecuados para aplicarse en puentes de armaduras.

Al inicio de este documento se mencionaba que cada patología que pueda sufrir un puente con sistema estructural de armaduras contribuirá a un problema mayor, aquel denominado como fatiga. Sumado a todos los problemas que pueden presentarse, los elementos que conforman este

tipo de puente deben soportar cargas para los cuales no fueron diseñados y que se presentan constantemente. Si los vehículos de diseño fueran representativos para este tipo de puentes, no debería existir tanta variación entre las tasas de excedencia y para ese caso hipotético, la propuesta de un factor de carga sería suficiente para evitar la excedencia que existe en las fuerzas que se presentan sobre el puente, ya que al tener tasas de excedencia casi constantes como ocurría en el caso de los elementos de la cuerda inferior y cuerda superior, un factor de carga ayudaría a absorber esas sobrecargas causadas por el tráfico real.

La capacidad de resistencia de los miembros de la estructura ante la carga viva, su peso propio, carga muerta o las cargas accidentales previstas depende del tipo de acero, longitud del elemento, área de la sección transversal y el tipo de conexión.

Los miembros que desempeñan la función de soportar las cargas son los montantes, así como la cuerda superior e inferior, mientras que las diagonales tienen la función de distribuir (de una manera no uniforme) los efectos de las cargas entre el resto de los miembros, así como el de proveer de un grado de redundancia a la estructura especialmente ante la carga viva.

Para cada una de las geometrías propuestas, así como la geometría original, los elementos más críticos de la estructura son las diagonales y los montantes, y no tiene que ver el rango de fuerzas que estos elementos experimentan, sino más bien que son los elementos en los que las fuerzas de diseño se ven sobrepasadas mayormente, haciendo que los problemas en el puente comiencen en estos elementos.

Es sabido que se tiene una tendencia a la sobrecarga en los vehículos que circulan por las diferentes carreteras. Aunque estas cargas no aumentan significativamente debido a las limitaciones de capacidad de los vehículos, pero el número de unidades que presenten sobrecargas si pudiera aumentar. Esto hace pensar que la problemática de las sobrecargas no desaparecerá o al menos no de manera inmediata, por lo que es imprescindible el tomar en cuenta dichas sobrecargas en el diseño de proyectos tan importantes como lo son los puentes.

Se podría pensar en usar siempre las cargas máximas como cargas de diseño, pero esto no es considerado como una posibilidad, pues los grandes efectos que estas generan no siempre serán representativos de algunas regiones representando valores extraordinarios con poca probabilidad de ocurrencia, además de implicar un gran costo que muchas veces no es viable cubrir. Si se desea utilizar una metodología con los pesos máximos que se puedan presentar, se requeriría realizar estudios de tráfico para obtener aforos con los pesos y dimensiones de los vehículos en la región donde se construirá el puente y en base a ellos realizar el diseño de la estructura.

En cuanto a los problemas detectados en puentes con sistemas estructurales basados en armaduras, es cierto que a menudo se dejaron de utilizar como opción de construcción sin una comprensión clara de las razones exactas detrás de sus fallas. Con este trabajo se busca proporcionar una explicación de por qué pueden surgir los problemas mencionados anteriormente, y la relación con los modelos de carga viva de diseño inadecuados para este tipo de puentes. Esto brinda un punto de partida para buscar soluciones o al menos mitigar estos problemas.

6 Conclusiones

Cada día, la ingeniería civil enfrenta nuevos retos, incluyendo nuevos desafíos en la infraestructura de puentes y pavimentos, los cuales se ven sometidos a cargas de diseño que, en ocasiones, superan los límites permitidos y, por lo tanto, no son consideradas en su diseño inicial.

En este trabajo se realizó un análisis comparativo de las tasas de excedencia de las fuerzas obtenidas al analizar la armadura principal del puente "El Infiernillo II" a partir de aforos vehiculares reales, en comparación con las fuerzas generadas por los modelos de cargas vivas indicadas en los reglamentos de diseño de puentes. Por lo anterior se obtienen las siguientes conclusiones para este trabajo:

6.1 Conclusiones en base a los objetivos

Se hizo una comparación entre las fuerzas máximas generadas en cada una de las barras que componen la armadura principal del puente entre los vehículos de diseño y los vehículos de aforos reales que se consideran cruzan el puente, calculando el porcentaje de excedencia que éstos últimos generan respecto a los primeros. El sistema de piso participa con las cuerdas inferiores de las armaduras sólo si están conectados eficazmente con todos los nodos de las armaduras.

- (1) A través de una comparación entre los principales modelos de cargas vivas propuestos por los principales códigos de diseño de puentes, y el uso de aforos de pesos en movimiento (WIM), se determinó que los modelos de carga viva usualmente utilizados no representan en su totalidad las características del tráfico real. Para puentes de armaduras, los elementos mecánicos generadas por el tráfico real pueden variar significativamente y no seguir la misma distribución que los generados por los modelos de carga de diseño.
- (2) Existe una variabilidad grande en las fuerzas de los elementos de la armadura del puente cuando se comparan con los modelos de carga viva y el tráfico real. Las fuerzas en los elementos pueden ser sobrestimadas como se puede observar para el caso de la Ilustración A.2 a Ilustración A.18, sin embargo en el caso correspondiente a la Ilustración A.19 a Ilustración A.52 son infraestimadas, lo cual depende de la configuración del puente y las configuraciones y frecuencia en que vehículos sobrecargados circulen sobre este.
- (3) La geometría del puente juega un papel importante en la magnitud de las fuerzas generadas por el tráfico real en comparación con las fuerzas de diseño. Pequeños cambios en la configuración del puente pueden resultar en grandes diferencias en las tasas de excedencia. Si los modelos de carga viva fueran adecuados para predecir las fuerzas en puentes de armaduras, se deberían llegar a porcentajes similares independientemente de la geometría del puente.
- (4) La magnitud y el número de veces que son excedidas las fuerzas hace pensar que los modelos de diseño no son los adecuados para este tipo de estructuras al menos para el caso presentado, por lo que se esperaría habrá más casos en los que también los modelos de carga viva de los reglamentos presenten deficiencias, ya que los vehículos de diseño se han optimizado para puentes tipo viga, debido al gran número de dicha tipología de puentes, pero tal vez no sea adecuado emplearse en otros tipos de estructuración.

- (5) Los elementos más críticos de la estructura del puente de acuerdo con las tasas de excedencia son las diagonales y los montantes, que experimentan fuerzas de tensión y compresión durante toda su vida útil, en dichos elementos es donde más veces se exceden las fuerzas de diseño, si estas se predicen con las fuerzas generadas por los modelos de cargas vivas. Estos elementos desempeñan funciones clave en la distribución de las cargas y en la redundancia estructural.
- (6) La sobrecarga en los vehículos que circulan por las carreteras es un problema común y puede tener un impacto significativo en la capacidad de carga y la seguridad de los puentes ya que las fuerzas que se generan en el puente son dependientes de la configuración de los vehículos, los cuales son regulados mediante normativas para pesos y dimensiones, sin embargo no siempre son respetadas estas regulaciones, causando que debido al sobrepeso, estos vehículos tengan mayor riesgo de estar involucrados en accidentes viales y en casos extremos, pueden exceder la capacidad de carga del puente y provocar su colapso. Es fundamental considerar estas sobrecargas en el diseño de puentes para garantizar su rendimiento y durabilidad.
- (7) Ninguno de los modelos de cargas vivas de los tres reglamentos analizados cubre satisfactoriamente las cargas que en realidad se presentan en puentes de tipo a base de armaduras, especialmente por vehículos pesados, es importante que se genere un modelo de cargas vivas vehiculares que si lo haga. Aunque en teoría para puentes de vigas, los modelos de carga viva funcionan de una manera adecuada, entonces tal vez para los puentes de armaduras se requiere de un conjunto de modelos de carga viva, que cubran un espectro más amplio de defectos, o en su defecto modelos de tráfico virtuales o sintéticos.

El hecho de que las fuerzas de diseño sean rebasadas no implica necesariamente que el puente esté en peligro inminente de colapso, pero si es un llamado de atención para tomar medidas a corto y mediano plazo. Se debe recordar que la seguridad del puente ante las cargas a las que es sometido es un reflejo de la capacidad de su miembro más crítico, es decir, la resistencia general del puente es controlada por los miembros que requieren la carga más baja para llegar al límite de su resistencia. Sin embargo, los problemas que se pueden presentar antes del colapso son fatiga, servicio, agrietamiento o relacionados a algún otro estado limite.

Las incertidumbres asociadas al comportamiento de las estructuras hacen que la decisión de realizar mantenimiento no sea una cuestión de urgencia para los propietarios, aunque, debido a la importancia de la estructura en este caso puentes, se recomienda contar con un manual de las inspecciones realizadas y problemas identificados. Lo que permitiría tener un mejor control sobre posibles fallas que podrían ocurrir a corto, mediano o largo plazo. Es conocido que en las estructuras algunos aspectos sobre el posible comportamiento pueden escapar incluso de experimentados diseñadores; algunos de estos aspectos pueden beneficiar a la capacidad del puente para soportar las cargas, mientras otras tendrán un efecto totalmente contrario.

La fatiga es uno de los principales problemas al que se enfrentan este tipo de estructuras, ya que todas las posibles fallas que se presenten contribuyen a este problema. En las especificaciones de diseño de puentes, el estado límite a la fatiga es medido mediante los ciclos de carga correspondientes a las cargas vivas, pero ¿cómo hacer este análisis cuando los modelos de

cargas vivas no son representativos para estos tipos de puentes?, esto traería consigo una incertidumbre sobre los ciclos de carga resultantes en los puentes tipo armadura; ¿estas tensiones elevadas provocarán un deterioro y comprometerían la seguridad del puente? Para comprender estos factores, se requiere un enfoque global más detallado que combine metodologías estructurales, metalúrgicas y de predicción de vida útil con el fin de obtener una mejor aproximación para prevenir el colapso de este tipo de estructuras.

En resumen, este trabajo destaca la importancia de evaluar los modelos de carga viva en puentes de armaduras, el medio para realizarlo fueron las tasas de excedencia de las fuerzas generadas por el tráfico real en comparación con los modelos de carga viva de diseño. Esto proporciona información valiosa para el diseño estructural de puentes y destaca la necesidad de desarrollar métodos más precisos y adecuados para tener en cuenta las condiciones reales de carga en la infraestructura de puentes.

6.2 Trabajo futuro

Teniendo como información de partida este documento, se podrían realizar análisis para bases de datos más actuales o de carreteras con un mayor aforo vehicular y mayores configuraciones de vehículos, así como realizar esta evaluación de los modelos de cargas vivas para puentes atirantados, colgantes o de arco. Sin embargo, con el objetivo de lograr valores uniformes en las tasas de excedencia, se recomendaría que en trabajos futuros se aborde la búsqueda o creación de un modelo de cargas vivas que sea representativo para los puentes de tipo armadura. También sería importante investigar que ajustes serían necesarios en los reglamentos actuales para que los modelos de cargas vivas que estos presentan funcionen para este tipo de estructuras, así como abordar temas como la confiabilidad estructural y la calibración de reglamentos.

Así mismo, existe un amplio campo por explorar en el análisis de puentes, por lo que lo abordado en este trabajo podría extenderse a realizar análisis más detallados, usando otra tipología de elementos que representen de mejor manera el puente, como elementos placa, membranas, elementos placa o incluso elementos sólidos. Se podría considerar el pasar de considerar únicamente vehículos individuales a la posibilidad de que exista presencia simultánea de vehículos o la presencia de los llamados super-vehículos como los planteados por García *et. al.* (2015). Es de destacar que los modelos de cargas vivas son idealizados para puentes de vigas rectas, pero presentan problemas para puentes de armaduras los cuales pueden tener diferentes configuraciones en su geometría, por lo tanto, también se sugiere realizar un análisis similar al abordado en esta tesis para puentes atirantados.

Los resultados en el presente trabajo como los que se planten para trabajos futuros permitirían calibrar los reglamentos de construcción respecto a los modelos de carga viva utilizados actualmente para el caso específico de diseño de puentes de armaduras. Debemos dejar de dar por hecho algunas simplificaciones o idealizaciones para el análisis de estructuras y enfrentar aquellos aspectos que aun hoy en día son difíciles de modelar en cuanto al comportamiento estructural y que aún hay muchos aspectos que explorar en la ingeniería civil.

7 Referencias

1. Adeli, H., y Balasubramanyam, K. V. (1987). A Heuristic Approach for Interactive Analysis of Bridge Trusses under Moving Loads. *Microcomputers in Civil Engineering*, Vol. 2, 1-118.
2. Almao, D. (2022). Tipos de puentes según su arquitectura, los materiales utilizados y su uso. *Cinconoticias*. <https://www.cinconoticias.com/tipos-de-puentes/>
3. Chávez A. (2023). Adriánchavez. <https://www.adrianchavez.mx/>
4. Aktan, A. E., Lee, K. L., Naghavi, R., y Hebbbar, K. (1994). Destructive testing of two 80-year-old truss bridges.
5. AASHTO (1944). AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges (1a ed.). American Association of State Highway and Transportation Officials.
6. AASHTO (1993). AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges (15a ed.). American Association of State Highway and Transportation Officials.
7. AASHTO (1994). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (Vol. 16). American Association of State Highway and Transportation Officials.
8. AASHTO (2017). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (8a ed.). American Association of State Highway and Transportation Officials.
9. Ariston, L., Lydigsen, T., y Arwade, S. R. (2004). Structural behavior of the Bollman truss bridge at Savage, Maryland. Baltimore: History and Heritage.
10. C. S. (2015). ¿Qué paso aquí? CivilGeeks.com. <https://civilgeeks.com/2015/07/21/que-paso-aqui-puente-construcciones-errores-fallas/>
11. CAN/CSA-S6-06 (2006). Canadian Highway Bridge Design Code. Canadian Standards Association.
12. Catbas, F. N., Susoy, M., y Frangopol, D. M. (2008). Structural health monitoring and reliability estimation: long span truss bridge application with environmental monitoring data. *Engineering Structures*, 30(9), 2347–2359. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.01.013>
13. Chang, K. C., y Kim, C. W. (2016). Modal-parameter identification and vibration-based damage detection of a damaged steel truss bridge. *Engineering Structures*, 122, 156–173. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.04.057>
14. CivilCAD. (2023). Estribos de puente. Recuperado el 28 de agosto de 2023 de <http://www.civilcad.org/productos/estribos-de-puente>
15. Deng, L., He, W., y Shao, Y. (2015). Dynamic Impact Factors for Shear and Bending Moment of Simply Supported and Continuous Concrete Girder Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 20(11). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)be.1943-5592.0000744](https://doi.org/10.1061/(asce)be.1943-5592.0000744)
16. DMCA. (2023). Puente de armadura. PXFUEL. Recuperado el 21 de mayo de 2023, de <https://www.pxfuel.com/es/free-photo-xswfs>
17. Expreso. (2018). El desgaste de las juntas le gana al plan de reposicion. Expreso. <https://www.expreso.ec/actualidad/desgaste-juntas-le-gana-plan-reposicion-40305.html>
18. Fisher, J. W. (1993). Resistance of welded details under variable amplitude long-life fatigue loading. Transportation Research Board, National Research Council.
19. García, A. D., Hernández, A., y Valdés, J. G. (2015). Probabilistic assessment of a design truck model and live load factor from weigh-in-motion data for Mexican Highway bridge design.

- Canadian Journal of Civil Engineering, 42(11), 970–974. <https://doi.org/10.1139/cjce-2015-0216>
20. García, A. D., Hong, H., y Gómez, R. (2010). Determinación probabilística de una propuesta de modelo de cargas vivas para el diseño de puentes vehiculares en México.
 21. Gaviña, D. (2022). El puente Carlos Pacheco no representa riesgo: Arredondo. El sol de Cuautla. <https://www.elsoldecuautla.com.mx/local/el-puente-carlos-pacheco-no-representa-riesgo-arredondo-8429176.html>
 22. González Pablo. (2020). El ADIF lanza un plan para frenar el deterioro de los puentes metálicos ferroviarios. La voz de Galicia https://www.lavozdeg Galicia.es/noticia/galicia/2020/09/05/adif-lanza-plan-frenar-deterioro-puentes-metalicos-ferroviarios/0003_202009G5P14997.htm
 23. GRC. (2023). Apoyos de neopreno. Recuperado el 21 de mayo de 2023, de <https://globalrubbercorporation.com/construccion/36-apoyos-de-neopreno>
 24. Hao, S., y Asce, M. (2010). I-35W Bridge Collapse. Journal of Bridge Engineering. <https://doi.org/10.1061/ASCEBE.1943-5592.0000090>
 25. Hernández, A. (2019). Análisis Matricial de Estructuras Reticulares AMER 2.0. Disponible gratuitamente en <http://www.di.ugto.mx/GEMEC/>
 26. Hernández, A., García, A. D., Hernández, H., y Valdés, J. G. (2018). Deterministic and probabilistic assessment of live load effects on an existing truss bridge. 10th International Conference on Short and Medium Span Bridges.
 27. Huanca Ángel. (2007). Fallas en Puentes. <https://fannsn.files.wordpress.com/2013/09/sismos-vs-fallas-cimentaciones-puentes.pdf>
 28. Kuang, W. (2018). Pernos vs soldaduras vs remaches para conexiones de acero. Skyciv. <https://skyciv.com/es/technical/bolts-vs-welds-vs-rivets-for-steel-connections/>
 29. Moses, F., Schilling, C. G., y Raju, K. S. (1987). Fatigue evaluation procedures for steel bridges. Nat Cooperative Hwy. Res. Program Rep. No.299, Transportation Research Board, Whashington, D.C.
 30. O'connell, H. M., y Dexter, R. J. (2001). Response and analysis of steel trusses for fatigue truck loading. Journal of Bridge Engineering.
 31. Oleksadr. (2015). Icono monocromo conjunto con estructuras de acero — Vector. depositphotos. <https://sp.depositphotos.com/75139507/stock-illustration-monochrome-icon-set-with-steel.html>
 32. Parida, S., y Talukdar, S. (2020). An Insight to the Dynamic Amplification Factor for Steel Truss Girder Bridge. International Journal of Steel Structures, 20(4), 1341–1354. <https://doi.org/10.1007/s13296-020-00364-y>
 33. Polimeni, M. (2023). Ingeniería Estructural Forense. Casos de Estudio de colapsos y fallos de puentes. En Asociacion Argentina de Carreteras. Recuperado el 21 de mayo de 2023, de <https://aacarreteras.org.ar/pdfs/webinars/Ingenieria-Estructural-Forense-Casos-de-Estudio-de-colapsos-y-fallos-de-puentes.pdf>
 34. Rascón, O. A., Barousse, M., Ventura, G. (1997). Análisis Normativo y Estadístico de Cargas Vivas en Puentes en México.
 35. Rascón, O. A., Ramírez, A., Ampudia, B., Leyva, J. R. (1999). Modelo de cargas vivas vehiculares para diseño estructural de puentes en México.

36. Reid, R. (2008). Special Report: The Infrastructure Crisis. *Civil Engineering Magazine*, 78(1), 40–65. <https://doi.org/10.1061/ciegag.0000156>
37. SCT (1980). Reglamento de pesos y dimensiones permisibles sobre las carreteras nacionales de tipo “A”. Secretaria de Comunicaciones y Transportes.
38. SCT (2001). Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares. 001 Ejecución de Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares. <https://doi.org/N-PRY-CAR-6-01-001/01>. Secretaria de Comunicaciones y Transportes.
39. SCT (2017). Norma oficial mexicana NOM-012-SCT-2-2017, sobre el peso y dimensiones máximas con los que pueden circular los vehículos de autotransporte que transitan en las vías generales de comunicación de jurisdicción federal. Secretaria de Comunicaciones y Transportes.
40. SCT. (2018). Manual de proyecto geométrico de carreteras 2018. Secretaria de Comunicaciones y Transportes.
41. SCT (2001). PRY. Proyecto de puentes y estructuras. Secretaria de Comunicaciones y Transportes.
42. Tajima, K., Ishiguro, H., y Aso, T. (2021). Study on Redundancy Improvement for Truss Bridges Focusing on the Geometry and Placement Pattern of Additional Braces. *International Journal of Steel Structures*, 21(4), 1145–1158. <https://doi.org/10.1007/s13296-021-00509-7>
43. UCSP. (2023). Qué es la rehabilitación de estructuras de concreto. Recuperado el 21 de mayo de 2023, de <https://postgrado.ucsp.edu.pe/articulos/que-es-rehabilitacion-estructuras-concreto/>
44. USDOT (2016). Design and Evaluation of Steel Bridges for Fatigue and Fracture. U. S. Department of Transportation Federal Highway Administration.
45. Wang, C. S., Qian, H., Zhan, A., Xu, Y., y Hu, D. L. (2007). Fatigue and Fracture Evaluation of a 70-Year-Old Steel Bridge. *Key Engineering Materials*, 347, 359–364. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/kem.347.359>
46. Wang, Q., Nakamura, S., Okumatsu, T., y Nishikawa, T. (2017). Comprehensive investigation on the cause of a critical crack found in a diagonal member of a steel truss bridge. *Engineering Structures*, 132, 659–670. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.11.049>

8 Bibliografía

1. Nuñez, A. (2017). Solicitaciones de diseño por carga viva vehicular en puentes, obtenidas de reglamentos de diseño y aforos vehiculares [Tesis de Licenciatura]. Universidad de Guanajuato. Guanajuato, México.
2. AISC (2017). Steel Construction Manual (15a ed.). American Institute of Steel Construction.
3. Reinoso A, Rodríguez M, y Ribotta, B. (2000). Manual de diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas (1.a ed.). <https://www.anippac.org.mx/demos/cap1.pdf>.
4. Arcos, C. (2016). Comparación entre los métodos de diseño por esfuerzos permisibles AASHTO ASD y LRFD, aplicado al puente sobre el río Mira [Tesis de Licenciatura]. Universidad de Fuerzas Armadas ESPE.
5. Areatecnologia. (2023). Puentes. Recuperado el 21 de mayo de 2023, de <https://www.areatecnologia.com/puentes.htm>
6. Averanga, E., y Cruz, L. (2011). Sistemas inteligentes de control de sobrepesos y medición de la velocidad. Alpha omega. <http://etn340alphaomega.blogspot.com/2011/06/investigacion-descriptiva.html>
7. Azizinamini, A. (2002). Full scale testing of old steel truss bridge. Journal of Constructional Steel Research, 58, 843–858. www.elsevier.com/locate/jcsr
8. Bakht, B., y Jaeger, L. G. (1990). Bridge testing-a surprise every time. Journal of Structural Engineering, 116.
9. Crespo, S. E., Rodríguez, D., Carrión, F., y Quintana, J. A. (2014). Análisis de efectos longitudinales y transversales en puentes debidos a cargas vivas vehiculares. Instituto Mexicano del Transporte
10. Cruz, J. (2016). Comparación entre los métodos de diseño por esfuerzos permisibles AASHTO ASD y LRFD, aplicado al puente sobre el río Lerma [Tesis de Licenciatura]. Universidad de las Fuerzas Armadas. Sangolquí, Ecuador.
11. Escobar, y Martínez. (2022). Las patologías más comunes de los puentes. PTE. <https://www.eymproductostecnicos.com/patologias-comunes-de-los-puentes>
12. Farhey, D. N., Thakur, A. M., Buchanan, R. C., Aktan, / A Emin, y Jayaraman, N. (1997). Structural deterioration assessment for steel bridges. Journal of Bridge Engineering, Vol. 2.
13. Galván A. (2008). Vulnerabilidad sísmica del puente del Infiernillo II [Tesis de maestría]. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. Michoacán, Mexico.
14. Häggström, J., Blanksvärd, T., Collin, P., y Täljsten, B. (2014). Assessment and full-scale failure test of a steel truss bridge. En IABSE Madrid Symposium Report (Vol. 102).
15. Hernández, A. (2019). Aspectos básicos del método de rigideces (1a ed.). Ciencia y Tecnología Akademia.
16. Hernandez, H., Avellana, A., y Hergo Iván. (2017). Comportamiento sísmico de tres puentes vehiculares ubicados en la zona sísmica del Pacífico Mexicano. <https://www.researchgate.net/publication/322694675>
17. Huckelbridge, A. A., Eng, D., y Metzger, A. T. (2006). Investigation of the Dayton, Ohio, IR 75 Sign Truss Failure of. Journal of Performance of Constructed Facilities. <https://doi.org/10.1061/ASCECF.1943-5509.0000033>

18. IMCA (2014). Manual de Construcción en Acero (5a ed.). American Institute of Steel Construction.
19. Jara, J. M., Jara, M., De Jesús Álvarez, J., y Varum, H. (2009). Respuesta sísmica de dos puentes metálicos construidos con 100 años de diferencia.
20. Kassimali, A. (2005). Análisis Estructural (5a ed.). Cengage Learning. ISBN:978-607-519-540-7.
21. Lee, S.-B. (1996). Fatigue failure of welded vertical members of a steel truss bridge. *Engineering Failure Analysis* (Vol. 3, No. 2).
22. Mascia, N. T., y Sartorti, A. L. (2011). Identificación y análisis de patologías en puentes de carreteras urbanas y rurales. *Revista ingeniería de construcción*, 26(1), 05–24. <https://doi.org/10.4067/S0718-50732011000100001>
23. Meli P., R. (1985). *Diseño Estructural* (2a ed.). Limusa Grupo Noriega, Mexico D.F.
24. Miao, T. J., y Chan, T. H. T. (2002). Bridge live load models from WIM data. *Engineering Structures* (Vol. 24). www.elsevier.com/locate/engstruct
25. Mulyadi, E., y Suangga, M. (2020). WIM data analysis for the fatigue lifetime evaluation of standard steel truss bridge elements. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 1007(1). <https://doi.org/10.1088/1757-899X/1007/1/012155>
26. Ponce, J. (2007). Comportamiento sísmico del puente Pinzandarán considerando aisladores de base [Tesis de maestría]. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. Michoacán, México.
27. Ramírez, N. A., y Hernández, A. (2018). Confiabilidad en puentes vehiculares con sistema resistente de armaduras. *Jóvenes en la Ciencia*, Vol. 4. Universidad de Guanajuato. Guanajuato, México
28. Rascón, O. A. (2004). Formulación de la norma SCT de cargas vehiculares para diseño estructural de puentes carreteros.
29. Rascón, O. A. (1999). Sistema de cargas vivas vehiculares para diseño de puentes en carreteras alimentadoras (Número 130).
30. Rodríguez, A. (2015). Diseño de puentes con AASHTO LRFD 2010. Mexico Documents. <https://vdocuments.mx/disenio-de-puentes-con-aashto-lrfd-2010.html?page=11>
31. Romero, A. (2005). Evolución de los métodos de cálculo en las estructuras diseñadas con pórticos de concreto armado para edificios en el área norte de Latinoamérica. *Revista de la Facultad de Ingeniería Universidad Central de Venezuela*.
32. Romo, M. (2018). Puentes y viaductos - capítulo V: líneas de influencia. https://www.researchgate.net/publication/329216930_PUENTES_Y_VIADUCTOS_-_CAPITULO_V_LINEAS_DE_INFLUENCIA
33. Soria, E., y López, J. (2015). Sistema para la generación de estadística del aforo vehicular mediante sensores magneto-resistivos inalámbricos [Tesis de licenciatura]. Instituto Politécnico Nacional. México.
34. Stark, T. D., Ge, D., Asce, F., Benekohal, R., Asce, M., Fahnestock, L. A., Lafave, J. M., He, J., y Wittenkeller, C. (2016). I-5 Skagit River Bridge Collapse Review. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943)
35. Structuralia. (2022). Puentes de armadura: sus variantes y los ejemplos más interesantes. <https://blog.structuralia.com/puentes-armadura->

A Anexos

A.1 Resultados

Con la finalidad de visualizar de una mejor manera las discusiones mostradas en el apartado 5 se optó por mostrar en una sección separada los resultados de este trabajo de tesis, por lo que la Ilustración A.2 a la Ilustración A.52, muestran de manera grafica estos resultados, se debe recalcar que corresponden a cada una de las geometrías propuestas y para los tres aforos descritos anteriormente.

A partir de esta sección en el titulo correspondiente a la figura se usará la denominación de aforo 01 para hacer mención del aforo Guanajuato-Los Infantes 2017; aforo 02 para hacer referencia al aforo Irapuato-La Piedad 2009; y aforo 03 para referirse al aforo Irapuato-La Piedad 2017. De la misma manera en estos títulos se usarán las siglas CI para identificar los resultados correspondientes a la cuerda inferior; las siglas CS serán usadas para identificar los resultados para la cuerda superior; para los resultados de los montantes se emplearan las siglas MT; finalmente las siglas DL se usan para identificar los resultados en las diagonales largas, para estas se utiliza además las variantes DLO y DLA, las primeras hacen referencia a las diagonales largas originales es decir aquellas que se encuentran en la geometría del puente, las segundas hacen referencia a aquellas diagonales agregadas para formar la geometría denominada como X-Bracing (Figura 3.20).

La Ilustración A.1, muestra los elementos mencionados en el párrafo anterior con la finalidad de que cualquier lector de este trabajo pueda identificar de una manera sencilla, los elementos que conforman la armadura principal del puente El Infiernillo II. En dicha figura se observa en color rojo los elementos de la cuerda superior, en color azul los elementos que corresponden a la cuerda inferior, en color magenta los elementos de los montantes, los elementos de las diagonales largas serán mostrados en color cian, siendo estos los correspondientes también a las diagonales largas originales, por lo que los elementos que no se muestran esta figura, pero si en la geometría X-Bracing serán los considerados como las diagonales largas adicionales. Las diagonales cortas al no presentar fuerzas significativas son despreciadas para su análisis en este trabajo, estas son mostradas en color verde.

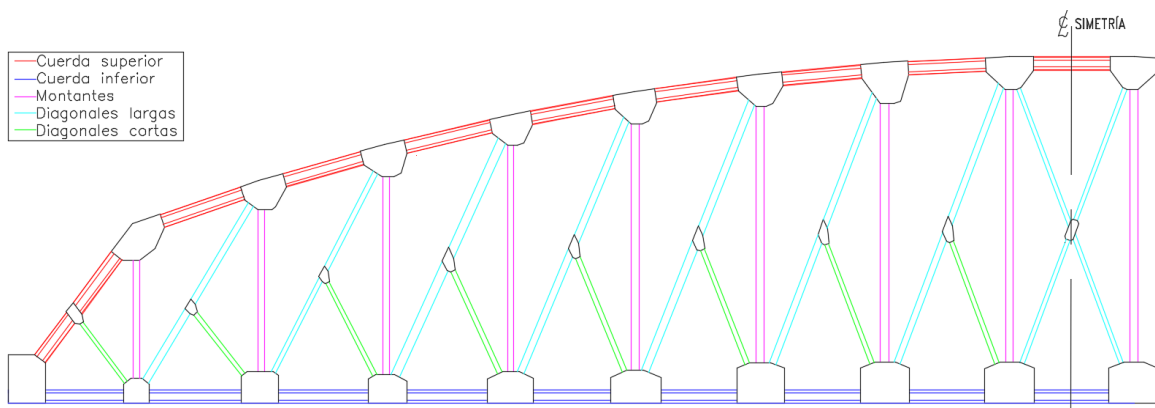


Ilustración A.1.-Elementos armadura principal puente El Infiernillo II

A.1.1 Aforo Guanajuato-Los Infantes 2017

A.1.1.1 Cuerda inferior

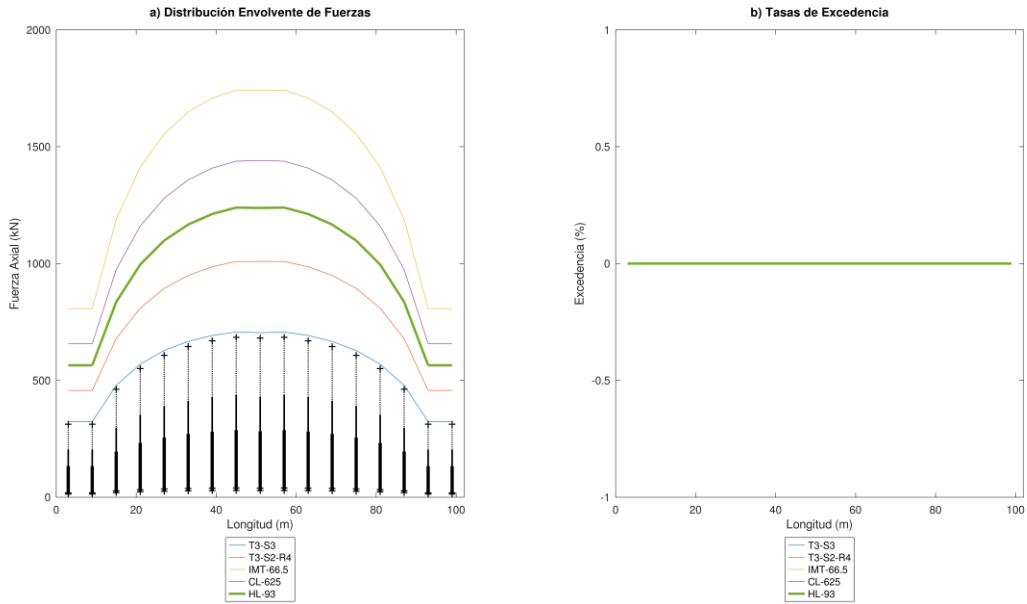


Ilustración A.2.-Geometría original, aforo 01 CI

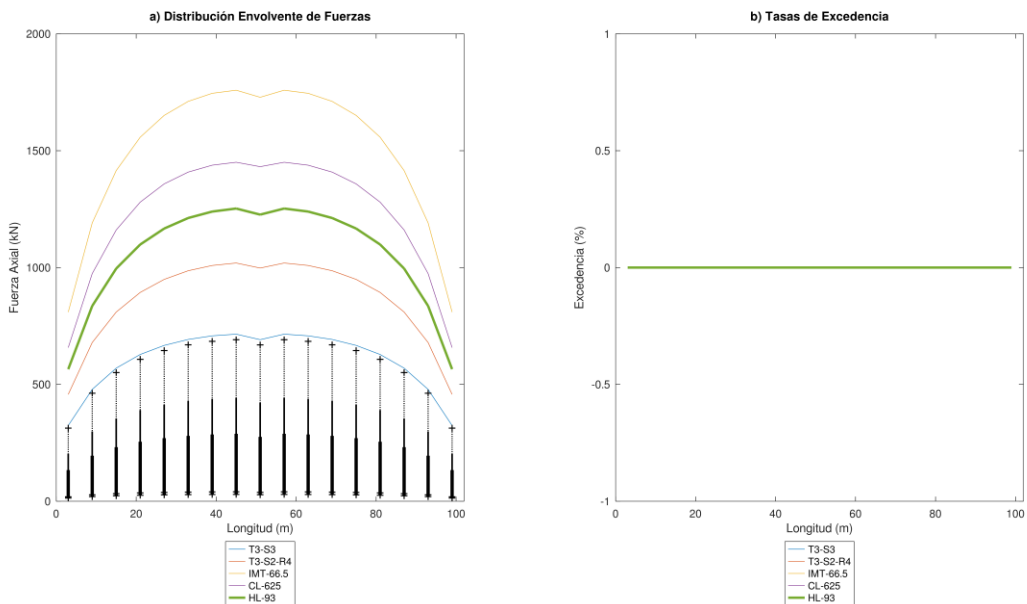


Ilustración A.3.-Geometría Corner Bracing, aforo 01 CI

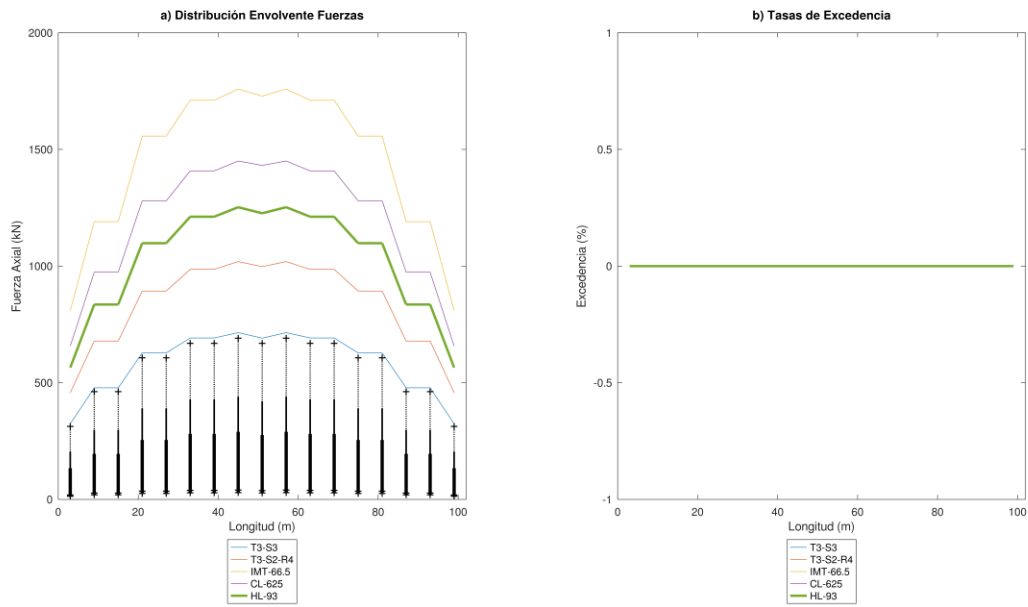


Ilustración A.4.-Geometria Rhombus Bracing, aforo 01 CI

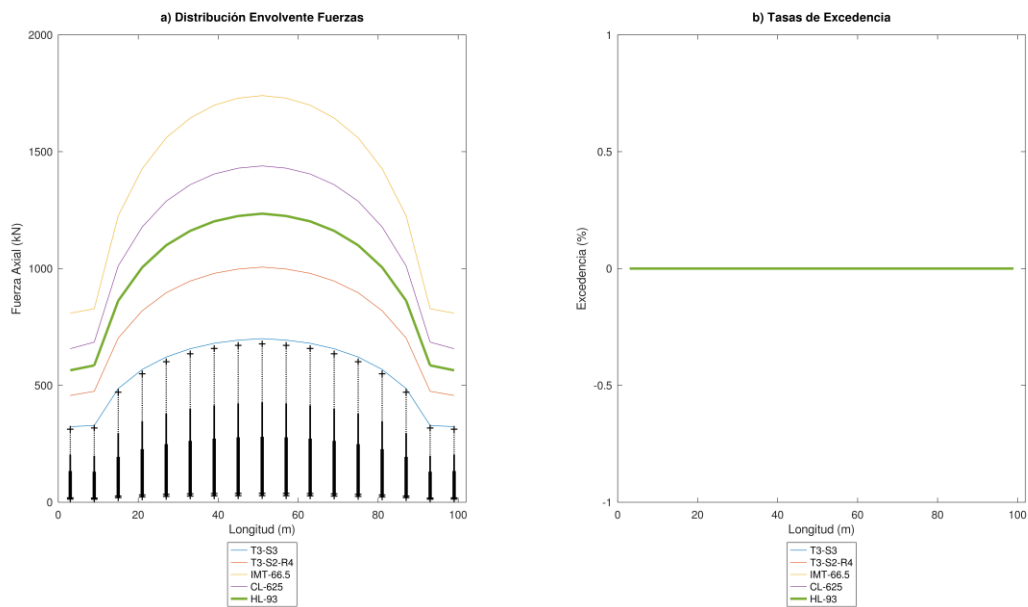


Ilustración A.5.-Geometria X Bracing, aforo 01 CI

A.1.1.2 Cuerda superior

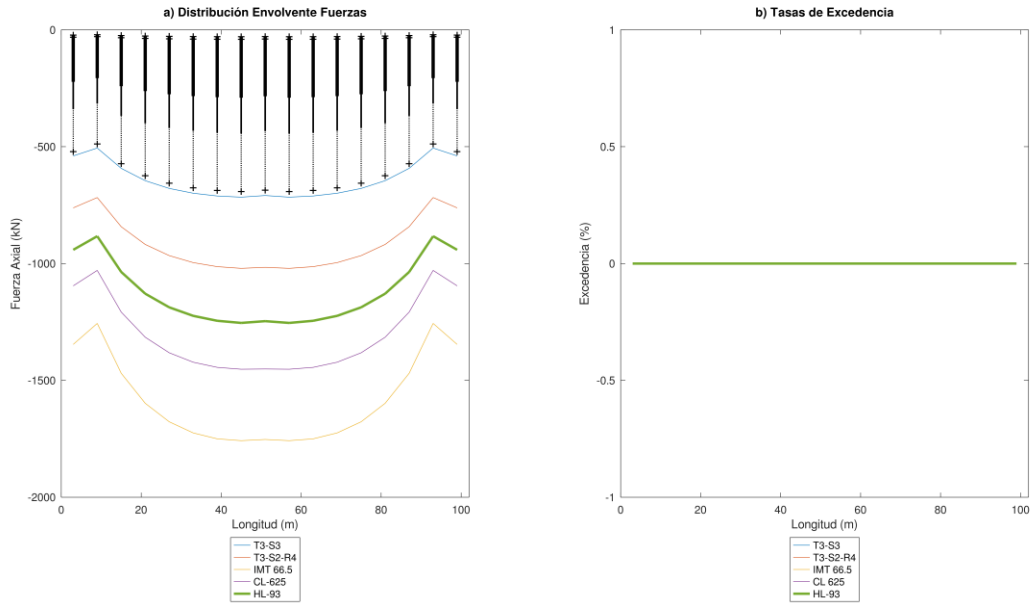


Ilustración A.6.-Geometría original, aforo 01 CS

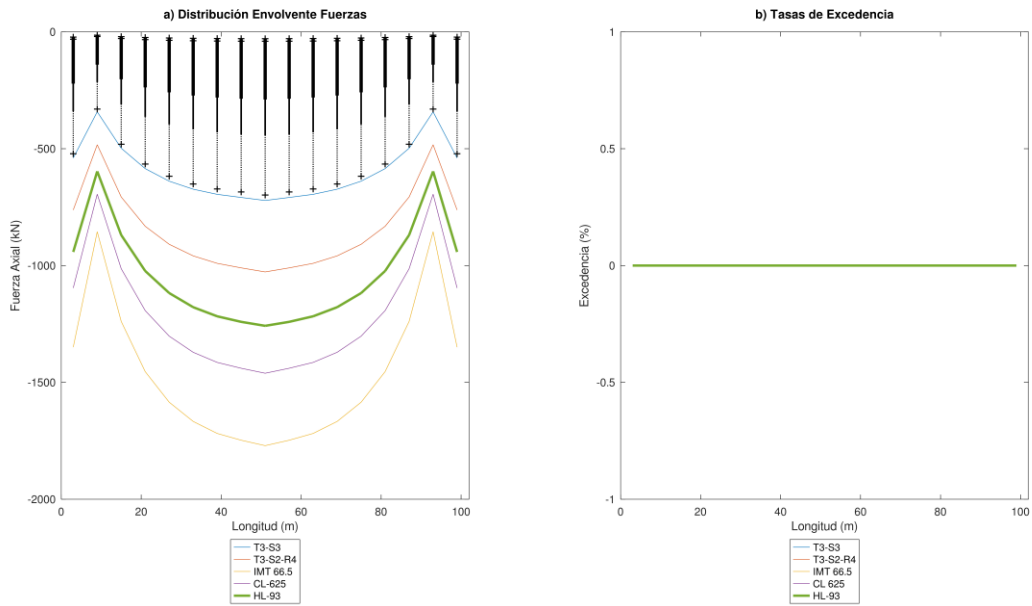


Ilustración A.7.-Geometría Corner Bracing, aforo 01 CS

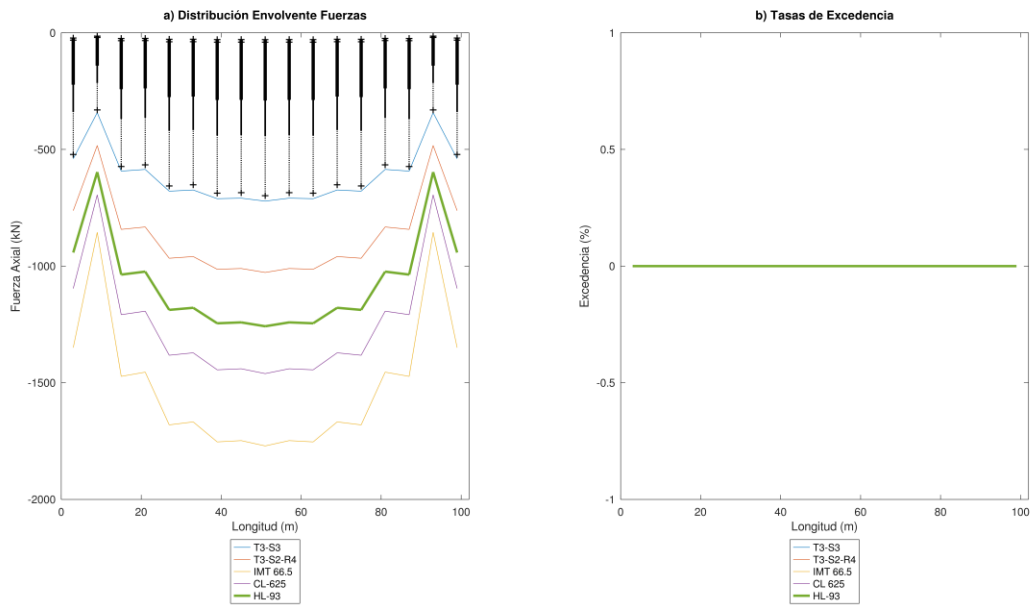


Ilustración A.8.-Geometria Rhombus Bracing, aforo 01 CS

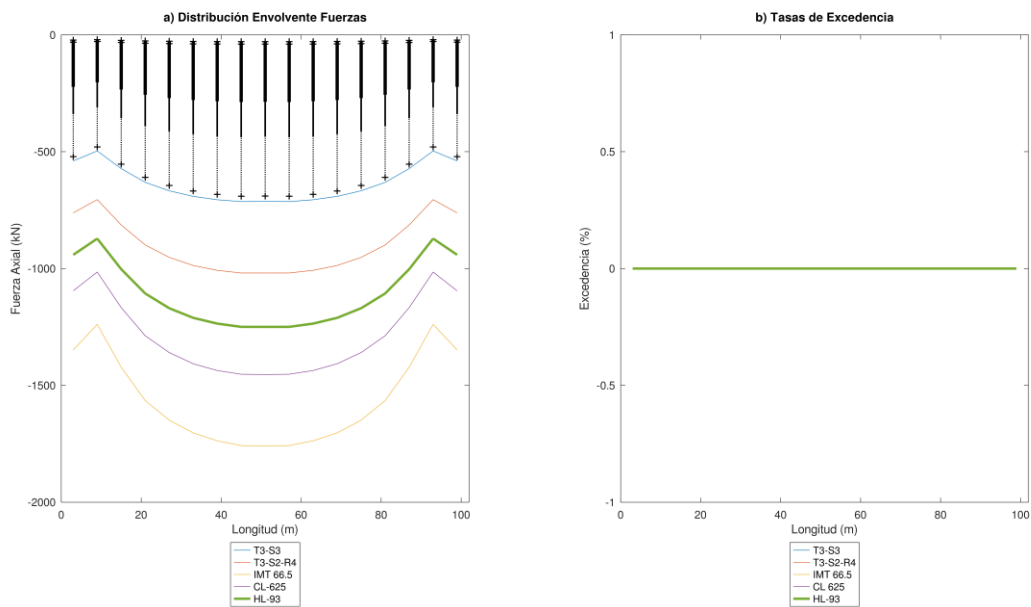


Ilustración A.9.-Geometria X Bracing, aforo 01 CS

A.1.1.3 Montantes

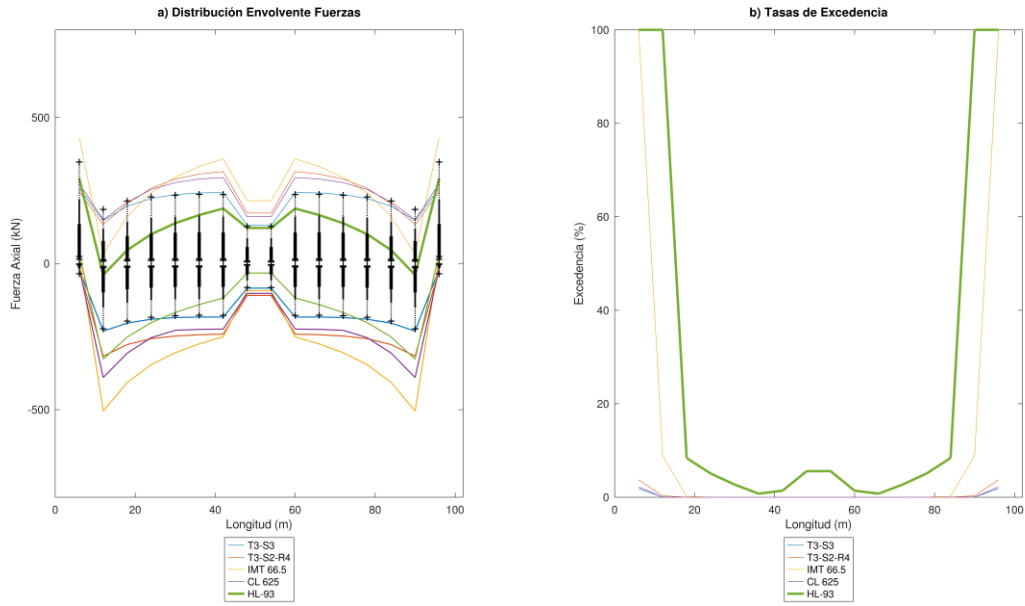


Ilustración A.10.-Geometría original, aforo 01 MT

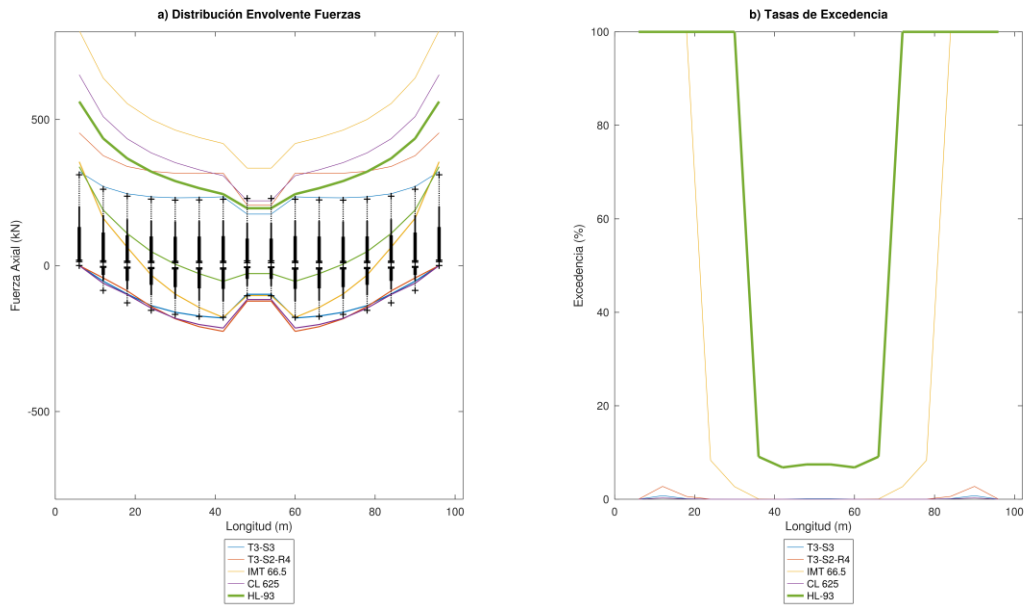


Ilustración A.11.-Geometría Corner Bracing, aforo 01 MT

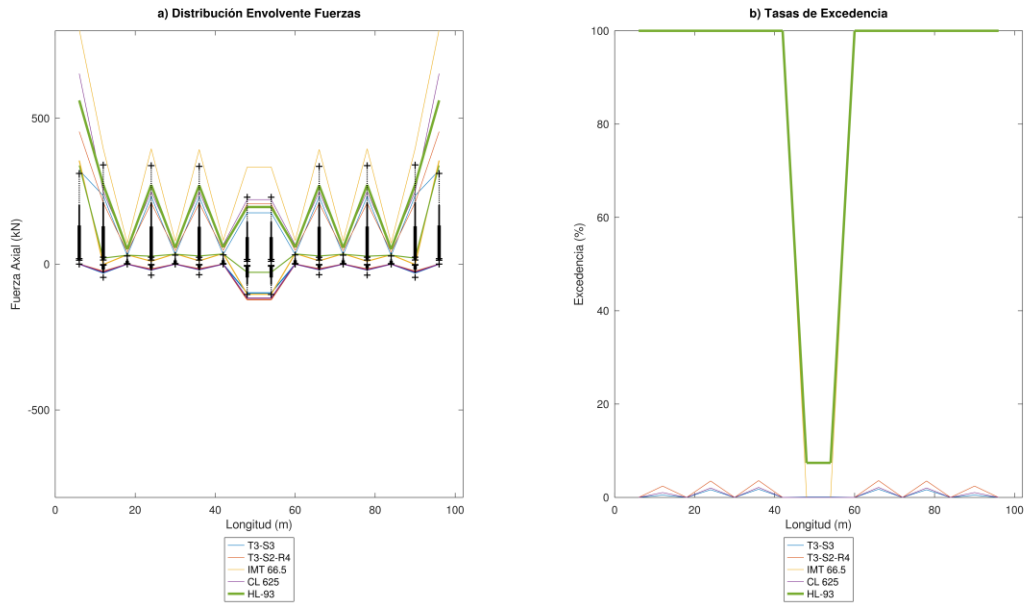


Ilustración A.12.-Geometria Rhombus Bracing, aforo 01 MT

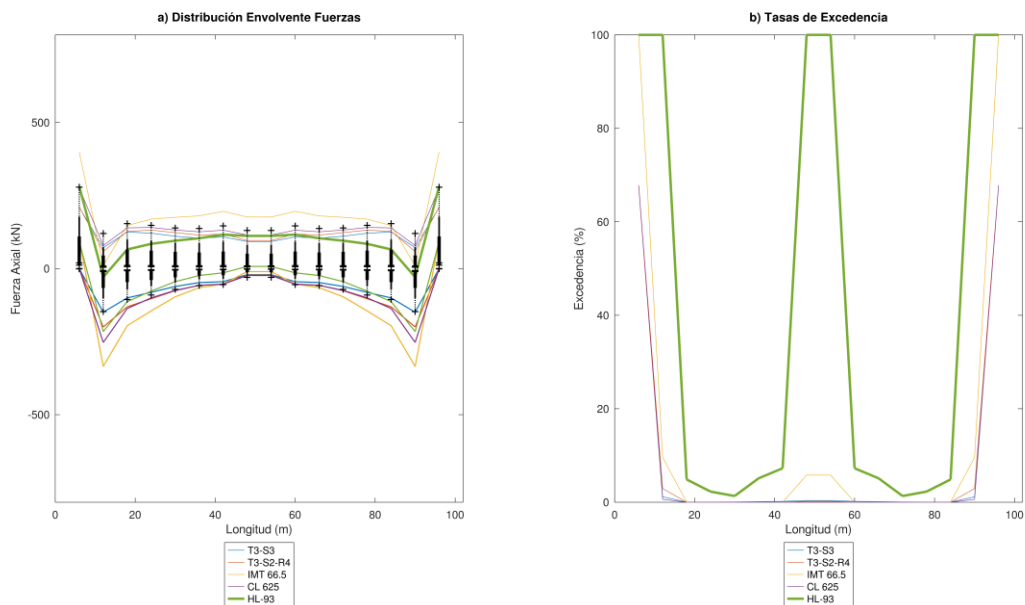


Ilustración A.13.-Geometria X Bracing, aforo 01 MT

A.1.1.4 Diagonales largas

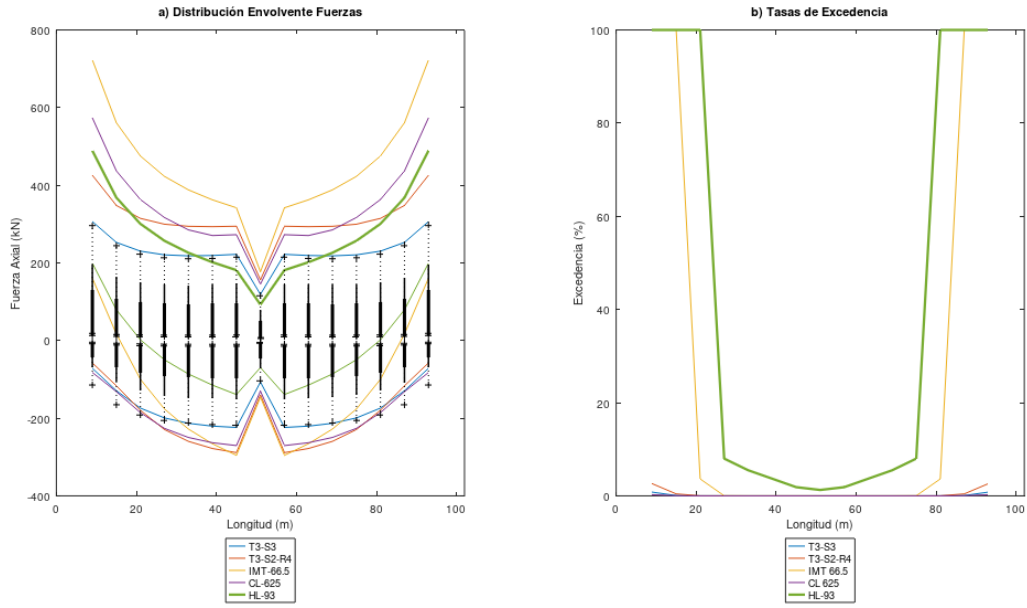


Ilustración A.14.-Geometría original, aforo 01 DL

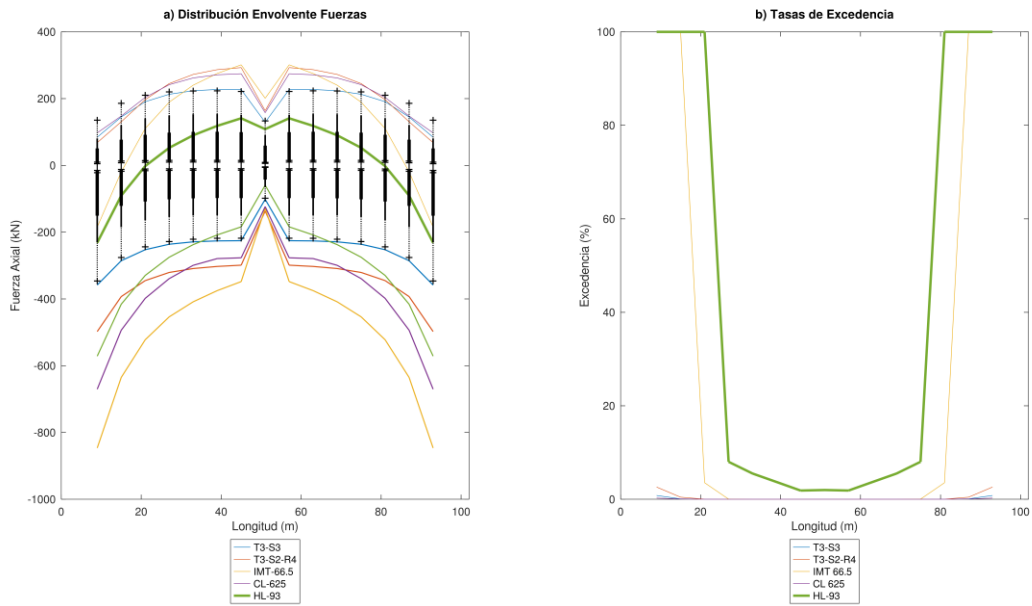


Ilustración A.15.-Geometría Corner Bracing, aforo 01 DL

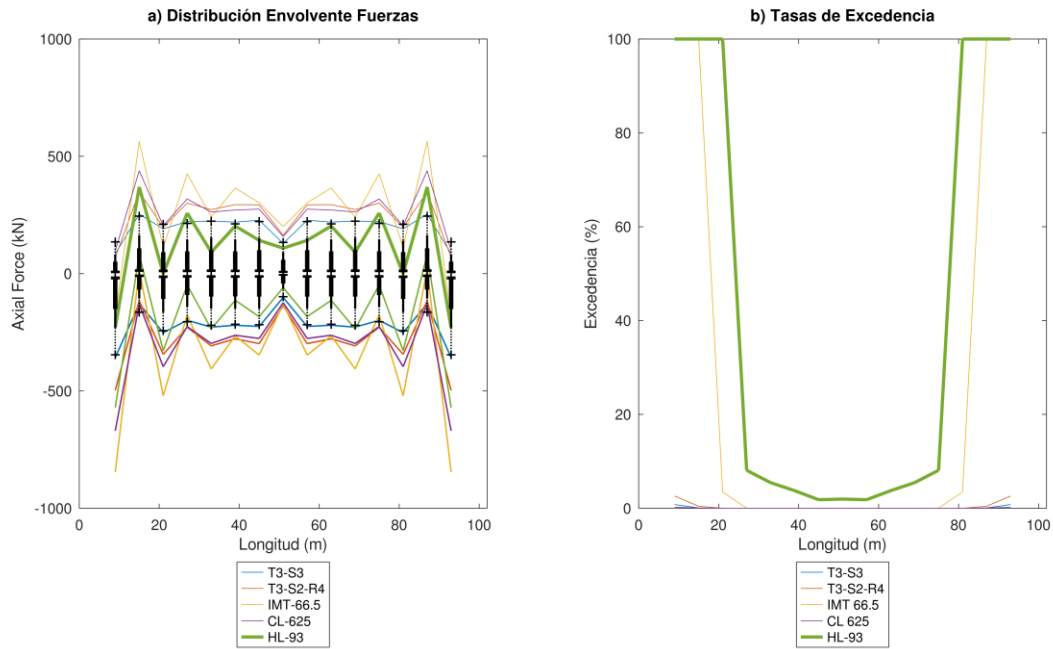


Ilustración A.16.-Geometria Rhombus Bracing, aforo 01 DL

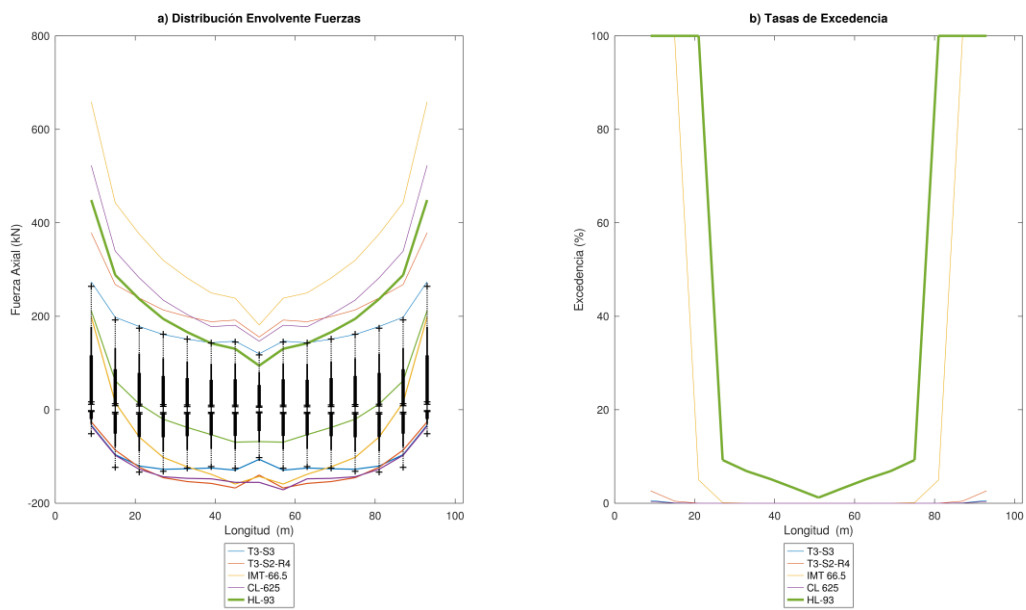


Ilustración A.17.-Geometria X Bracing, aforo 01 DLO

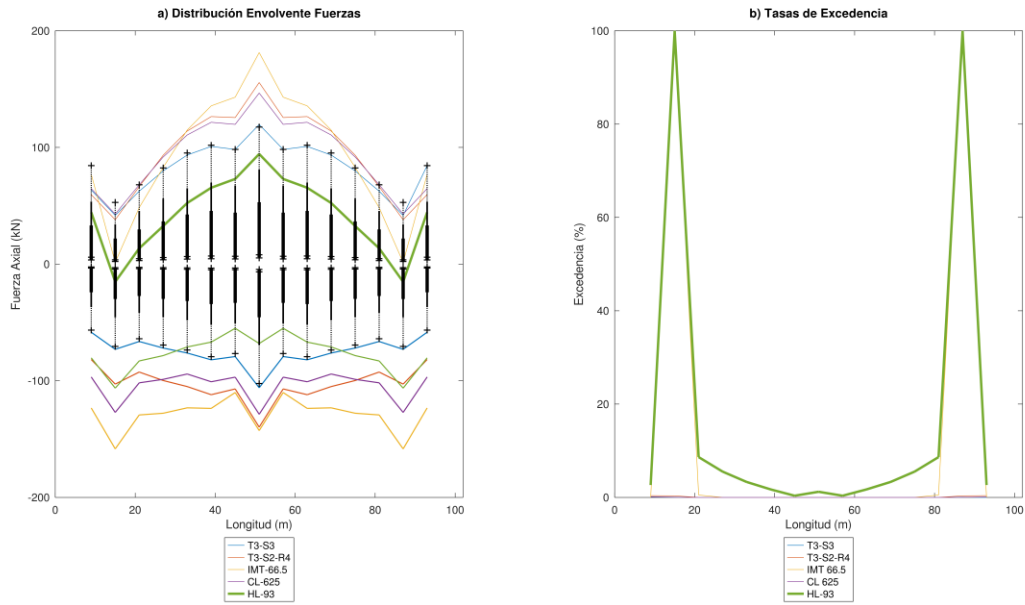


Ilustración A.18.-Geometría X Bracing, aforo 01 DLA

A.1.2 Aforo Irapuato-La Piedad 2009

A.1.2.1 Cuerda inferior

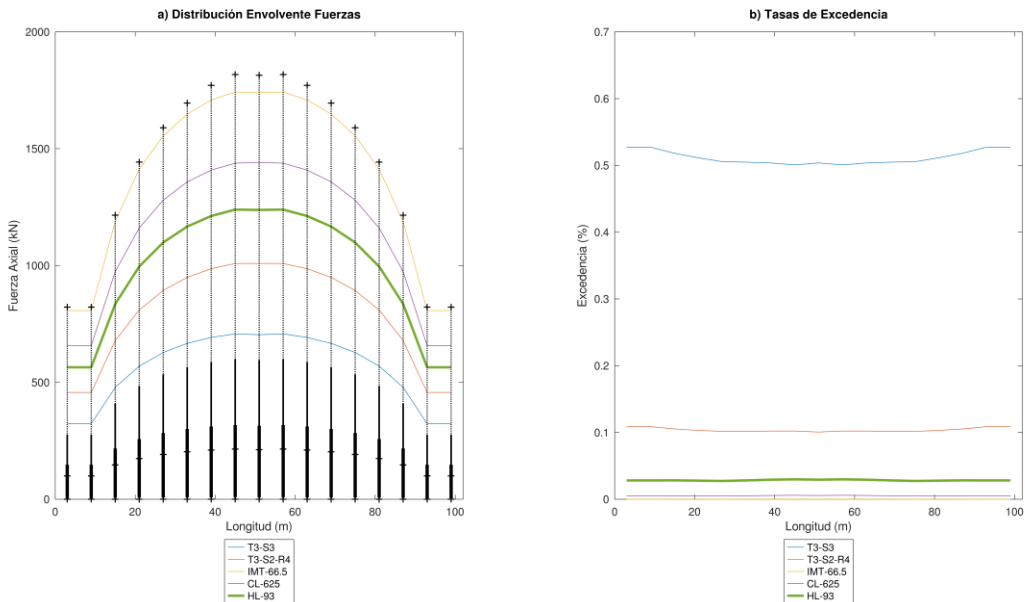


Ilustración A.19.-Geometría original, aforo 02 CI

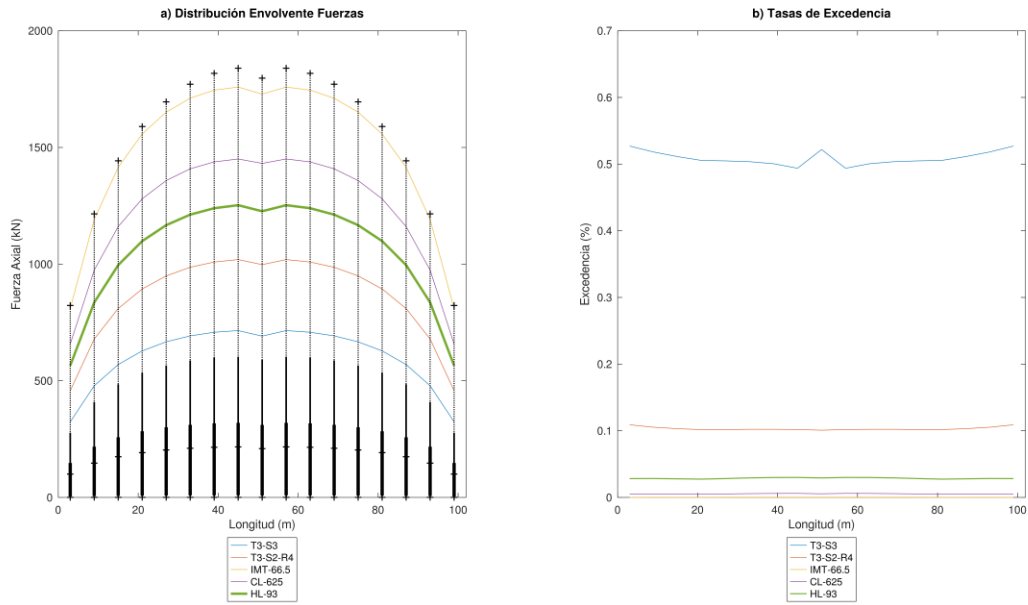


Ilustración A.20.-Geometría Corner Bracing, aforo 02 CI

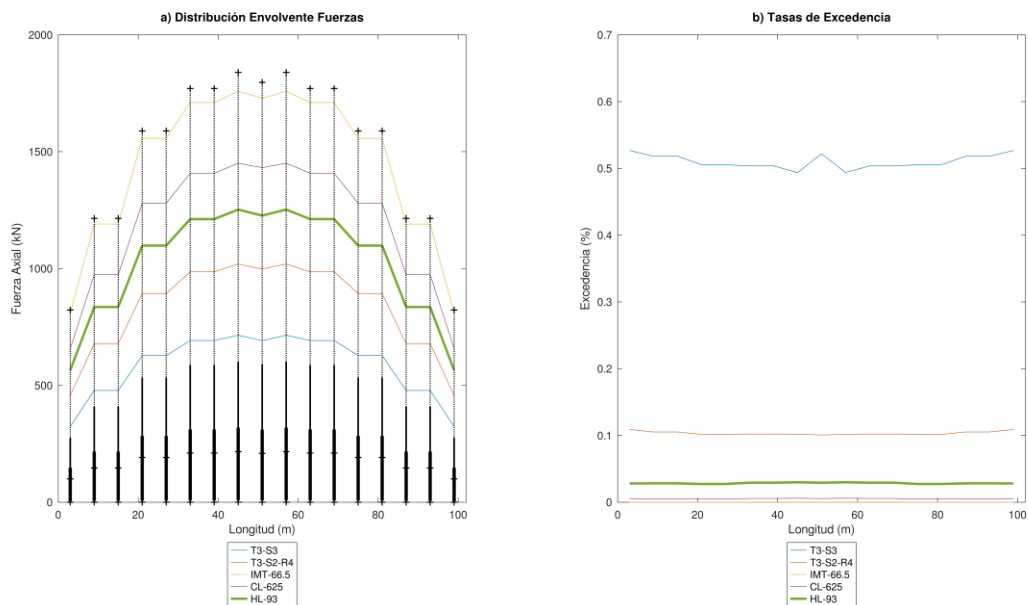


Ilustración A.21.-Geometría Rhombus Bracing, aforo 02 CI

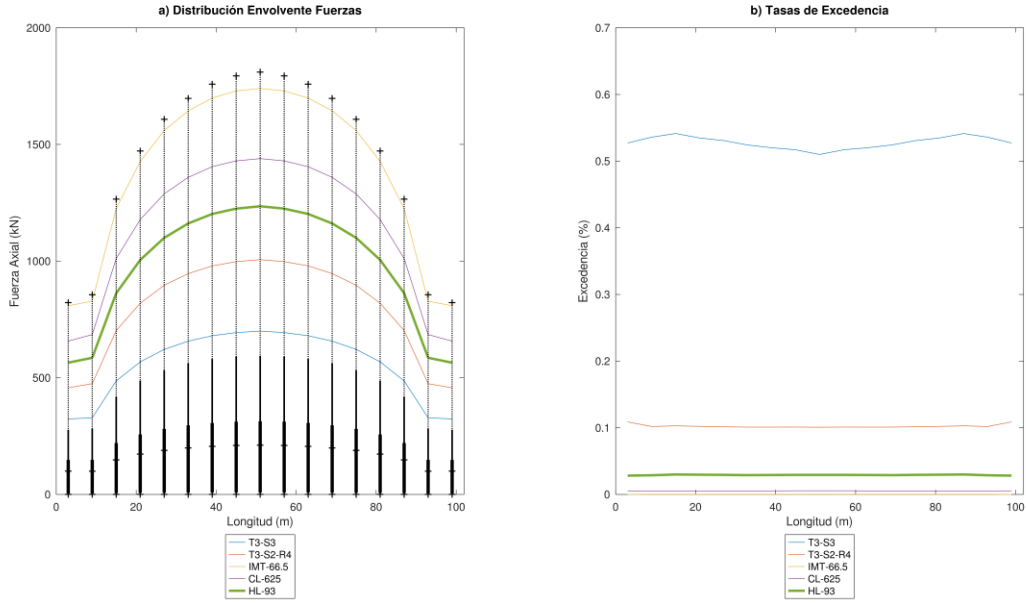


Ilustración A.22.-Geometría X Bracing, aforo 02 CI

A.1.2.2 *Cuerda superior*

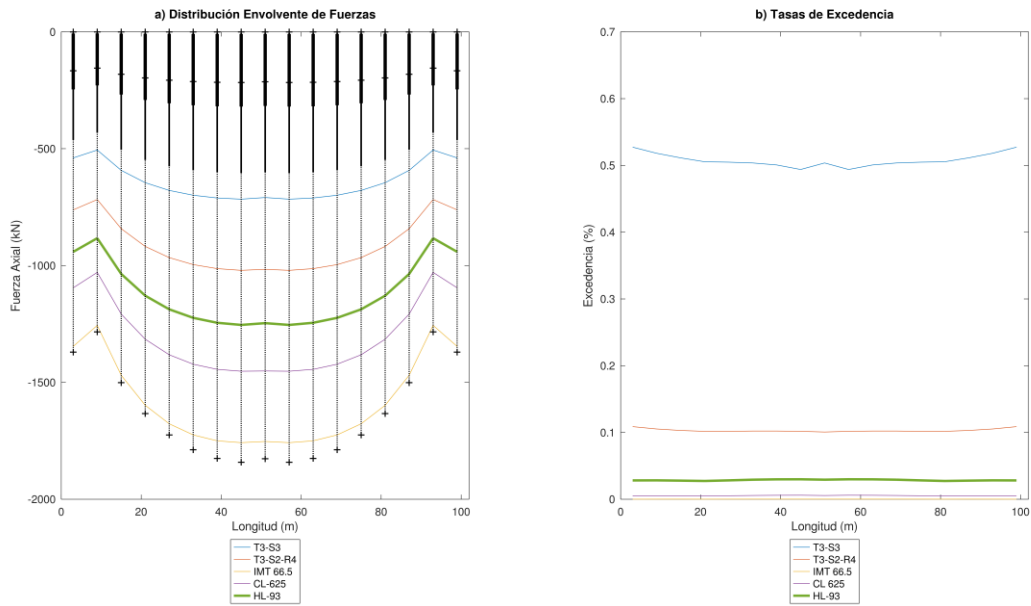


Ilustración A.23.-Geometría original, aforo 02 CS

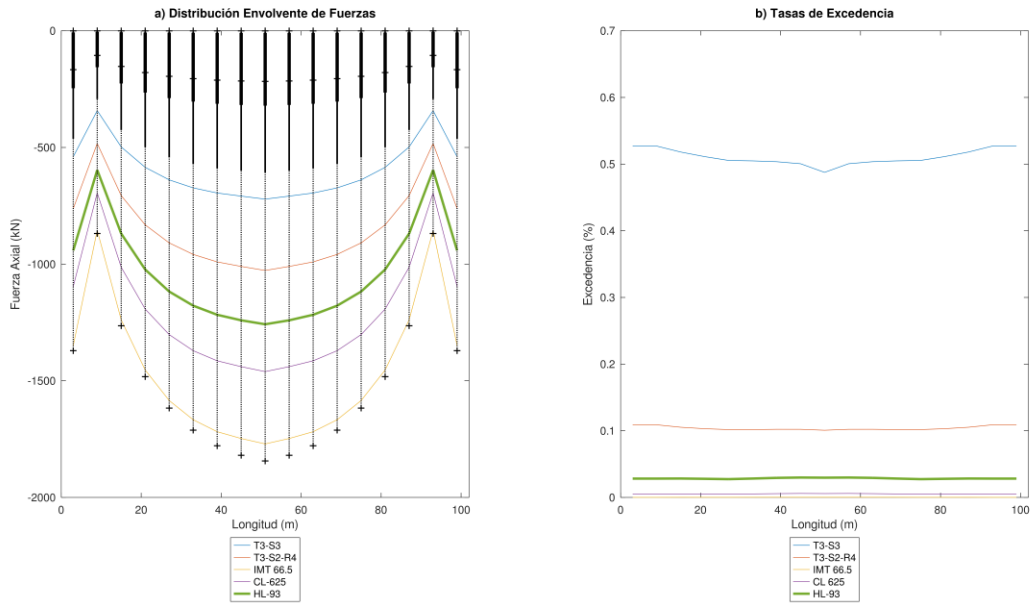


Ilustración A.24.-Geometría Corner Bracing, aforo 02 CS

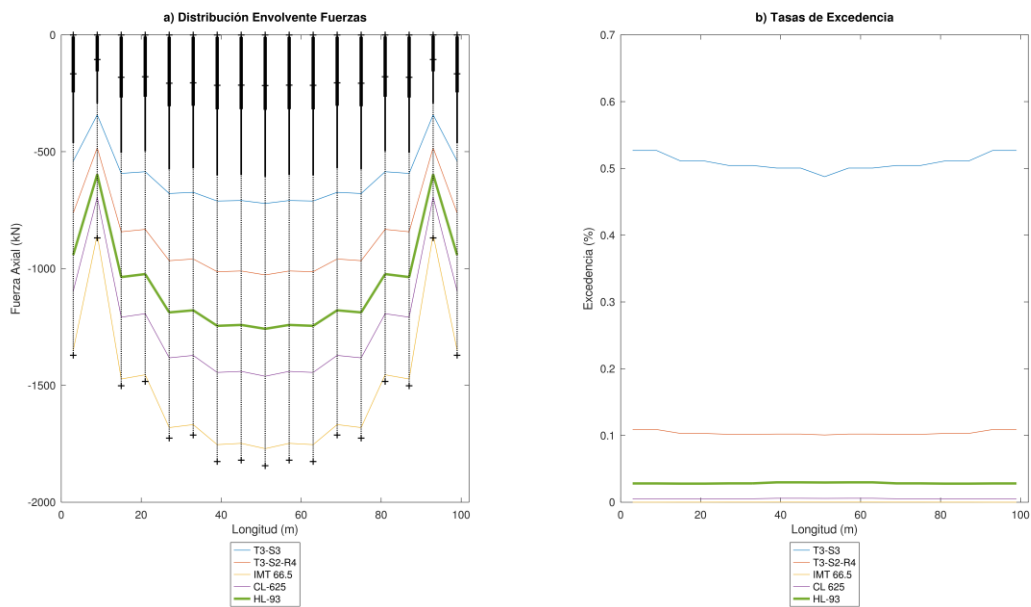


Ilustración A.25.-Geometría Rhombus Bracing, aforo 02 CS

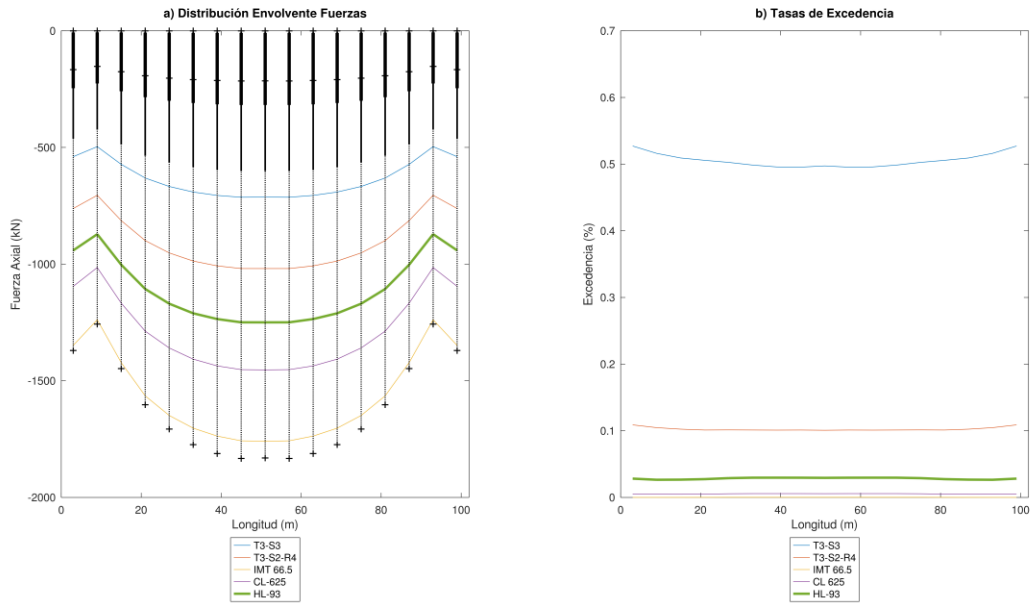


Ilustración A.26.-Geometria X Bracing, aforo 02 CS

A.1.2.3 Montantes

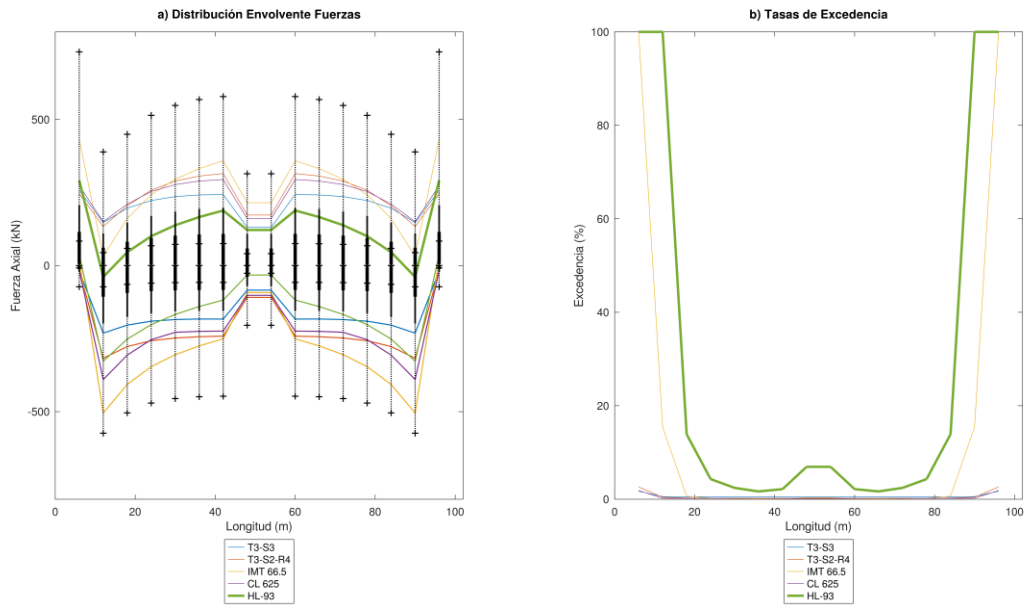


Ilustración A.27.-Geometria original, aforo 02 MT

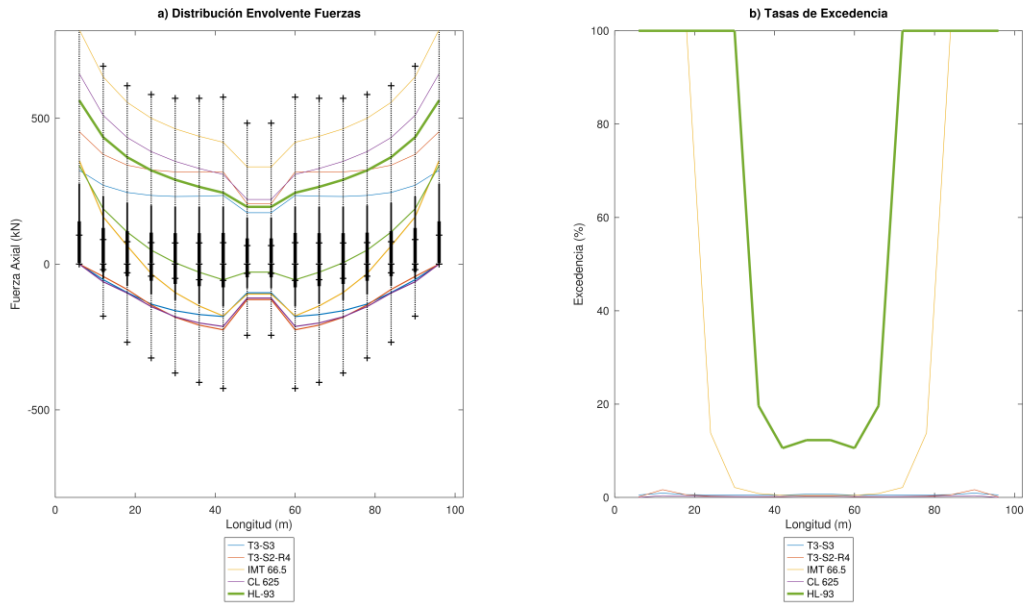


Ilustración A.28.-Geometría Corner Bracing, aforo 02 MT

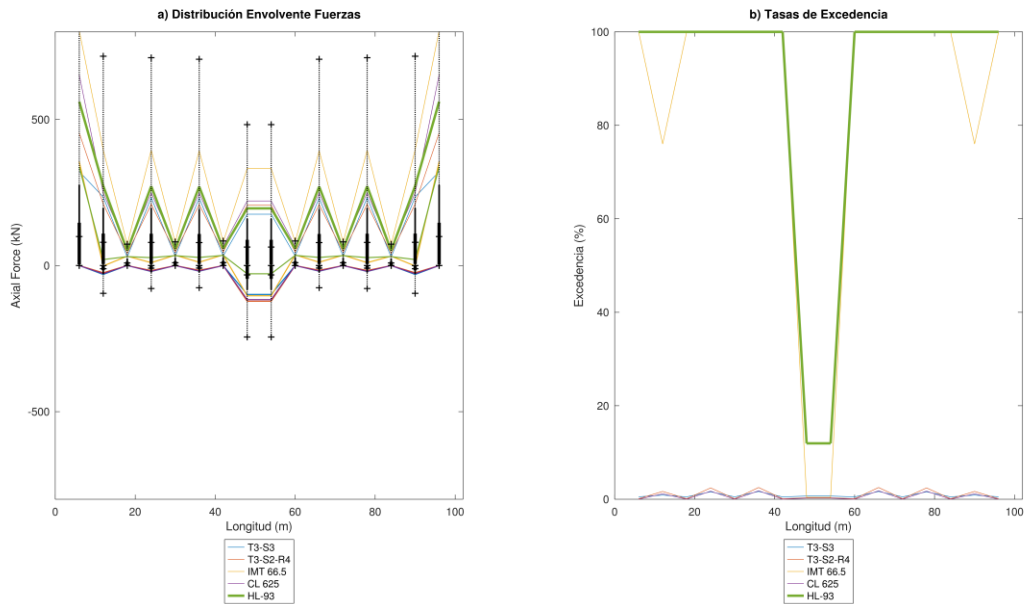


Ilustración A.29.-Geometría Rhombus Bracing, aforo 02 MT

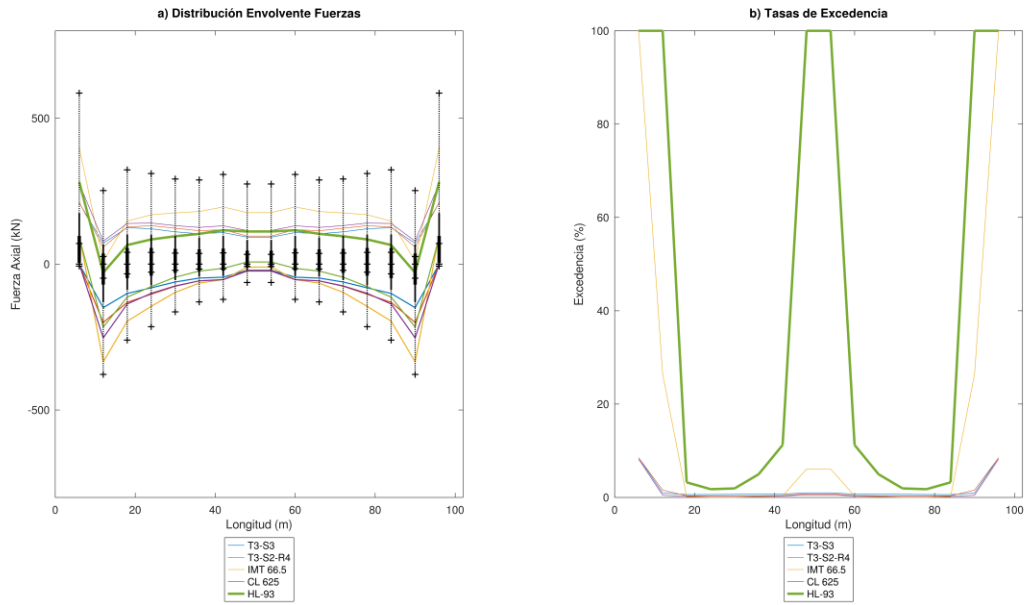


Ilustración A.30.-Geometría X Bracing, aforo 02 MT

A.1.2.4 Diagonales largas

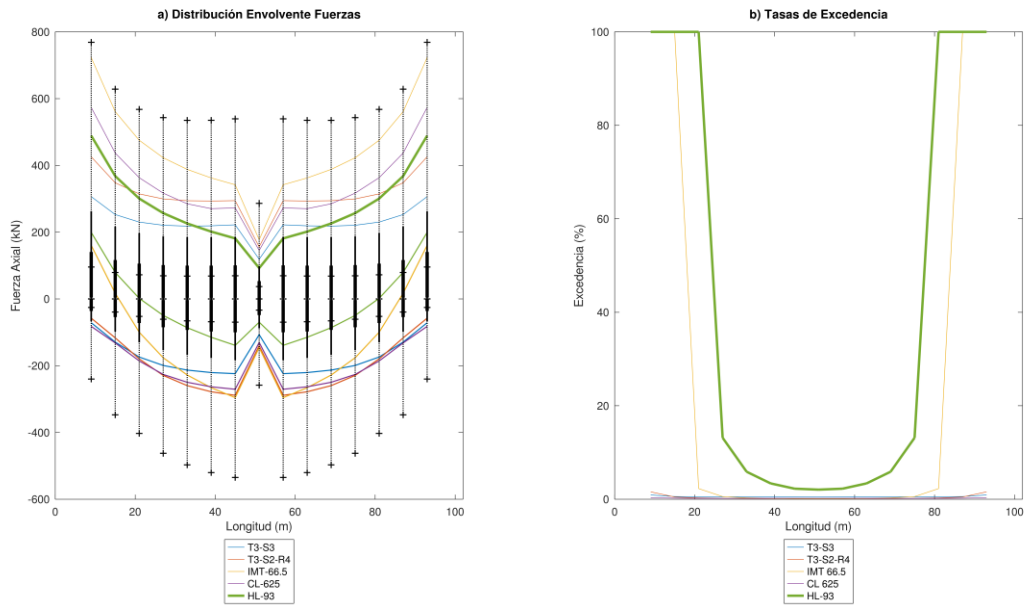


Ilustración A.31.-Geometría original, aforo 02 DL

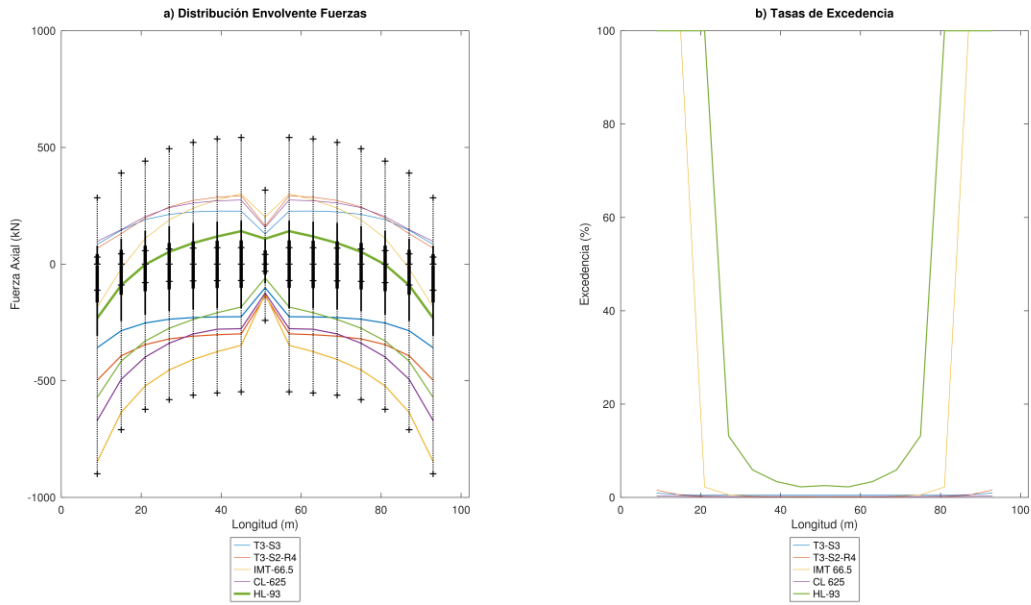


Ilustración A.32.-Geometría Corner Bracing, aforo 02 DL

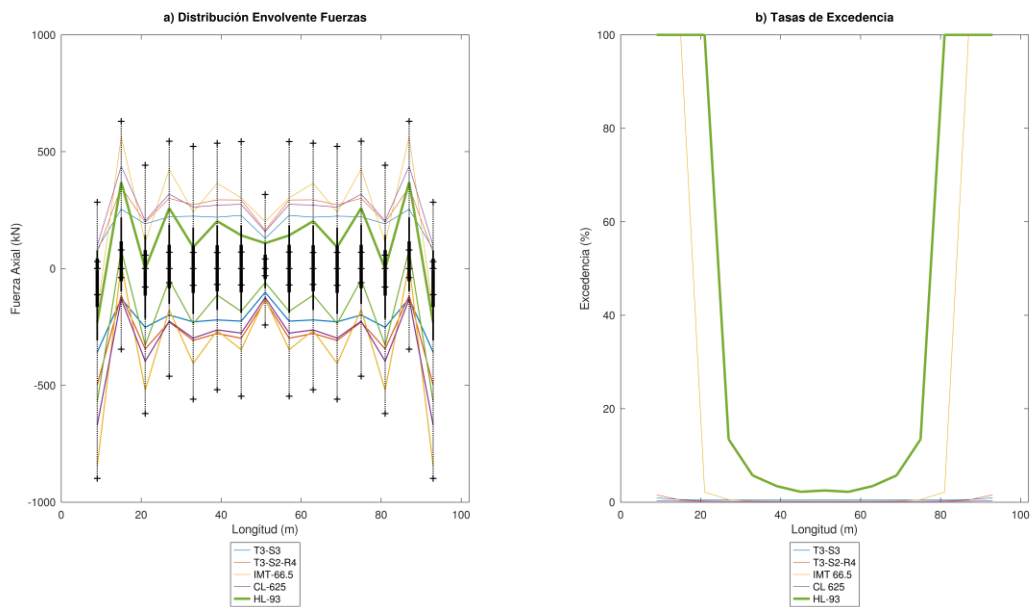


Ilustración A.33.-Geometría Rhombus Bracing, aforo 02 DL

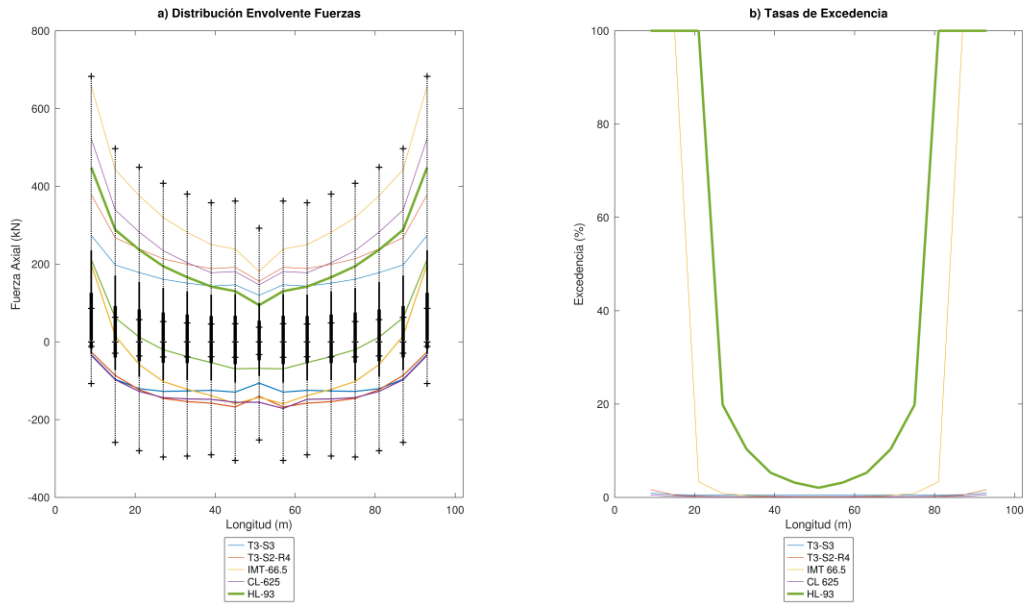


Ilustración A.34.-Geometria X Bracing, aforo 02 DLO

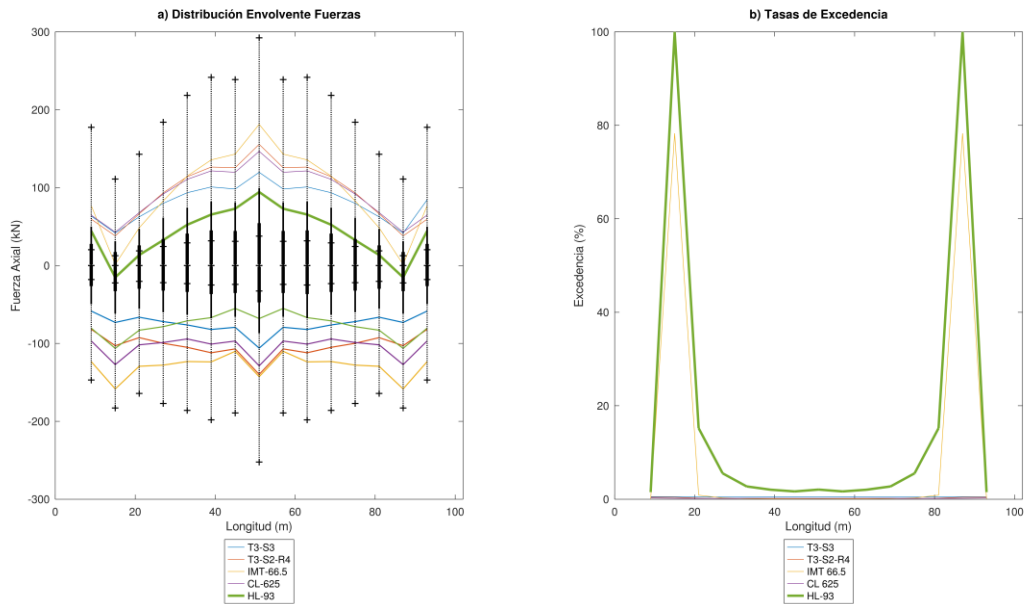


Ilustración A.35.-Geometria X Bracing, aforo 02 DLA

A.1.3 Aforo Irapuato-La Piedad 2017

A.1.3.1 Cuerda inferior

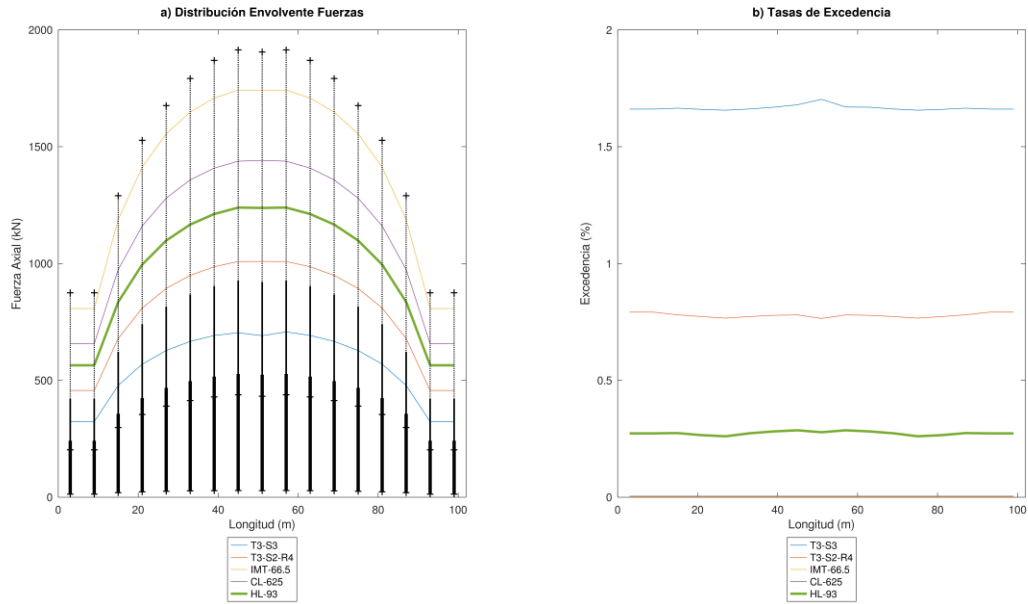


Ilustración A.36.-Geometría original, aforo 03 CI

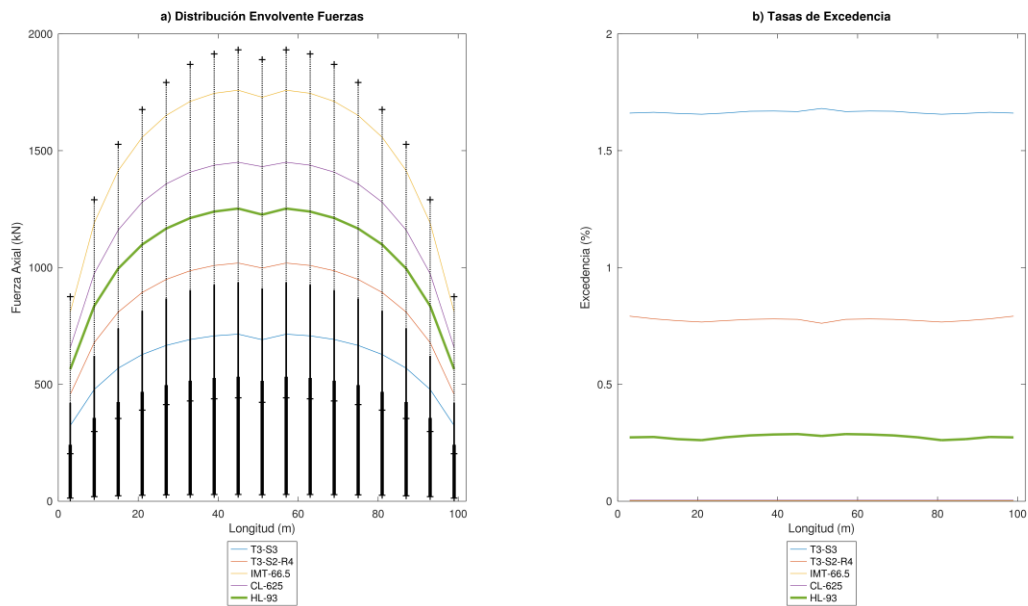


Ilustración A.37.-Geometría Corner Bracing, aforo 03 CI

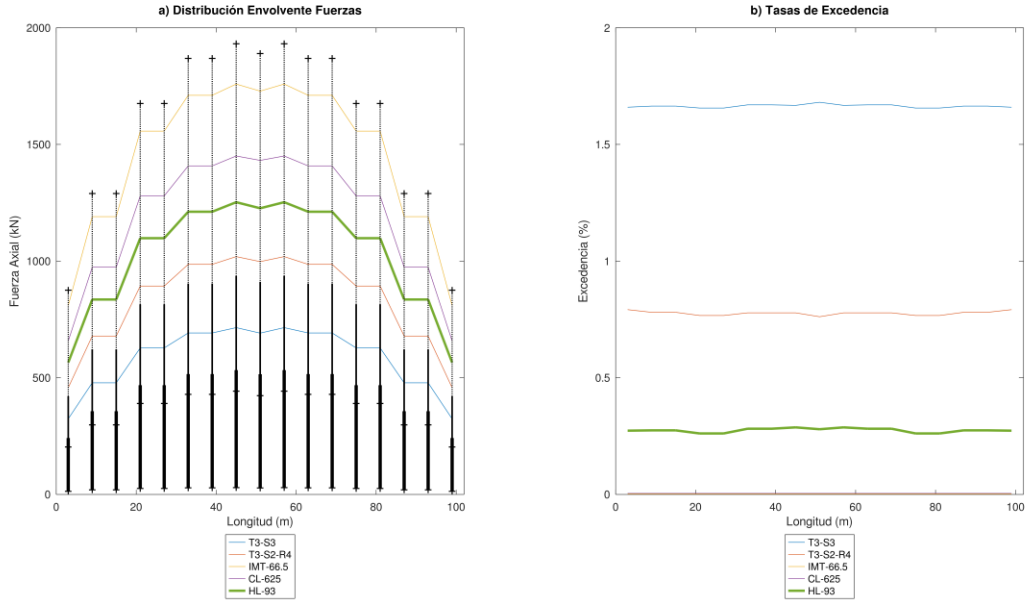


Ilustración A.38.-Geometria Rhombus Bracing, aforo 03 CI

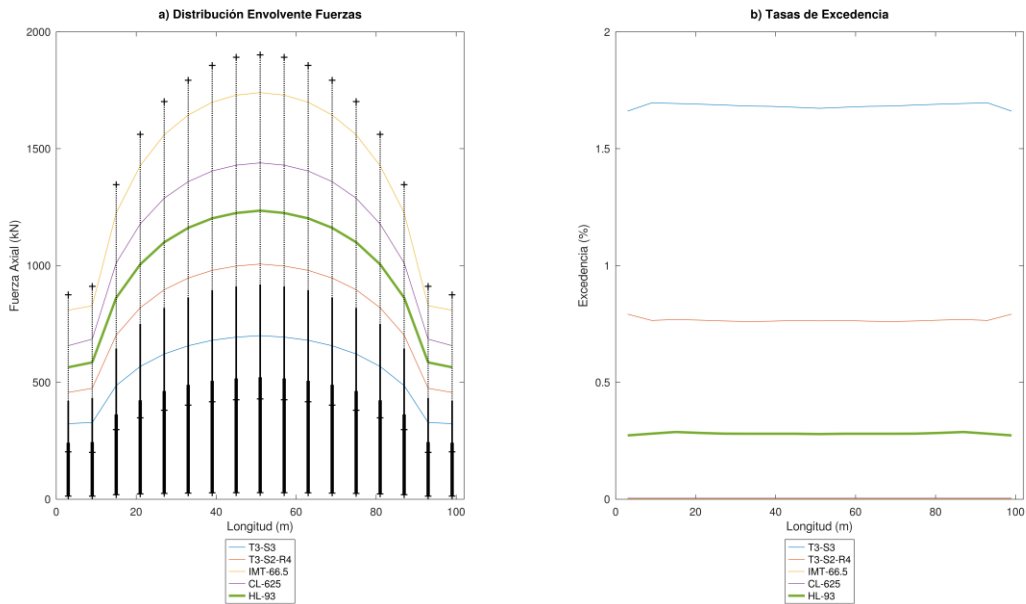


Ilustración A.39.-Geometria X Bracing, aforo 03 CI

A.1.3.2 Cuerda superior

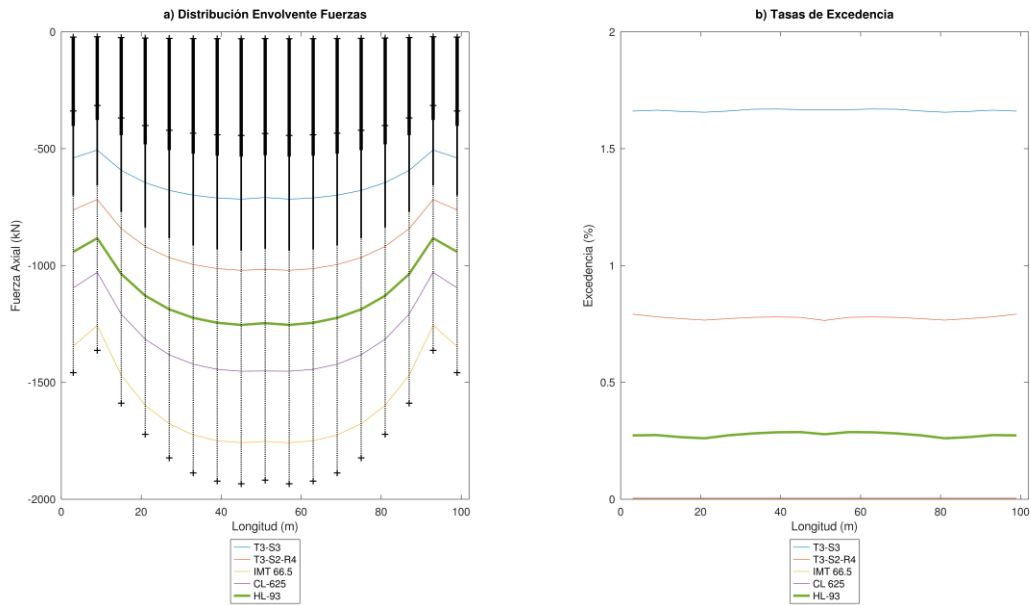


Ilustración A.40.-Geometría original, aforo 03 CS

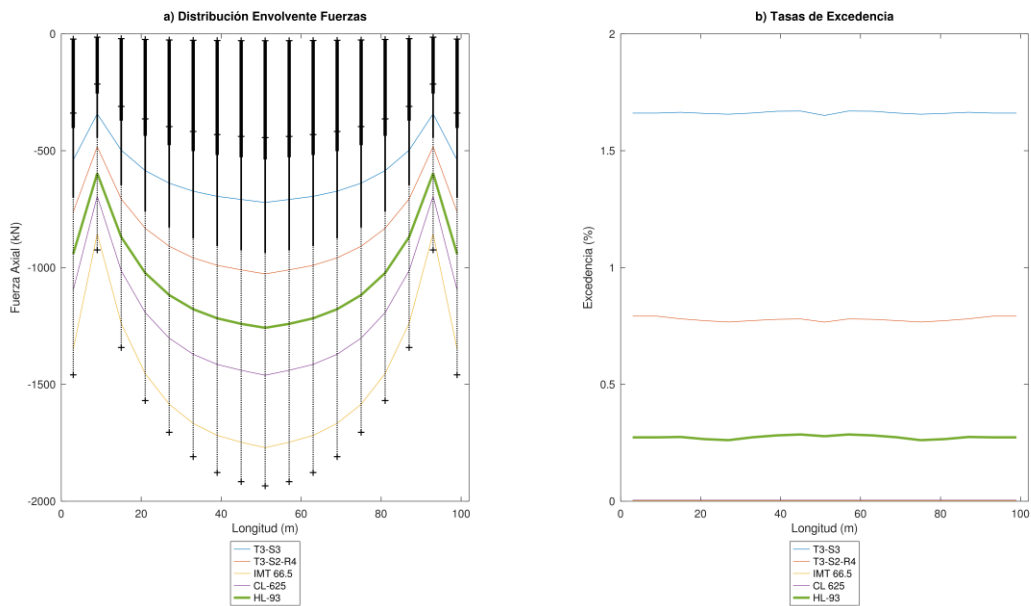


Ilustración A.41.-Geometría Corner Bracing, aforo 03 CS

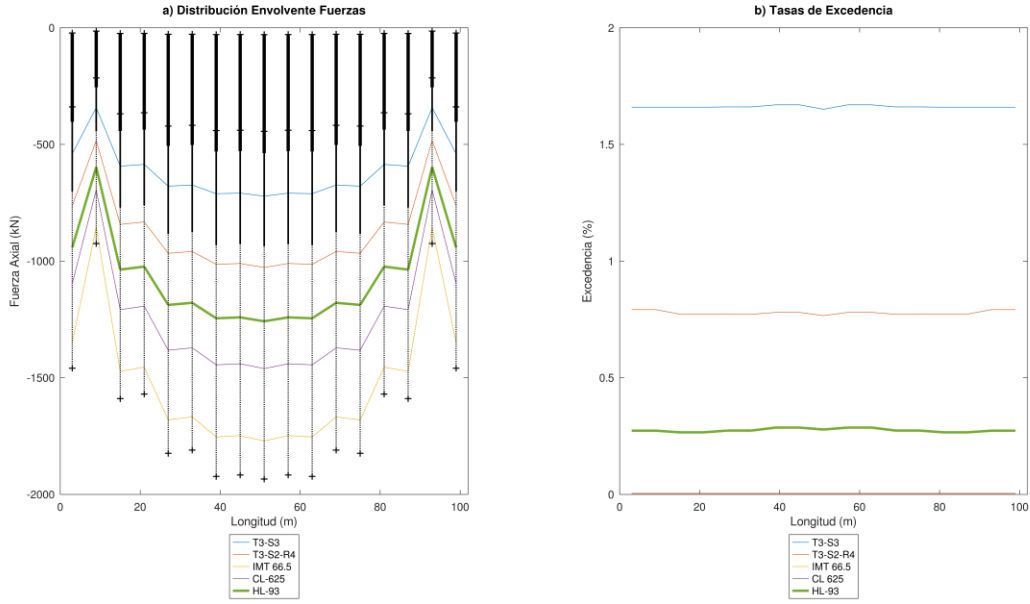


Ilustración A.42.-Geometria Rhombus Bracing, aforo 03 CS

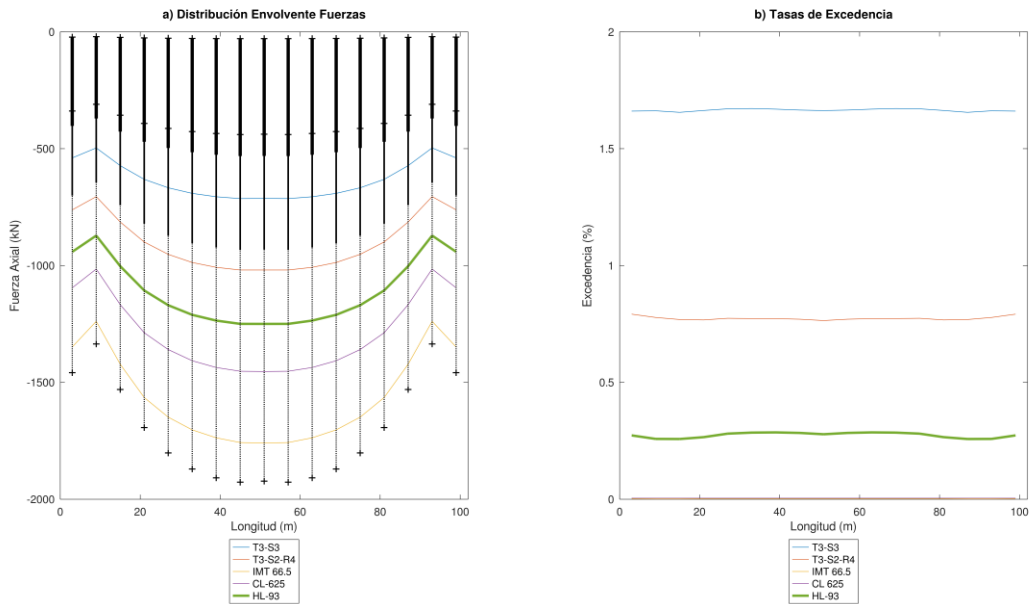


Ilustración A.43.Geometria X Bracing, aforo 03 CS

A.1.3.3 Montantes

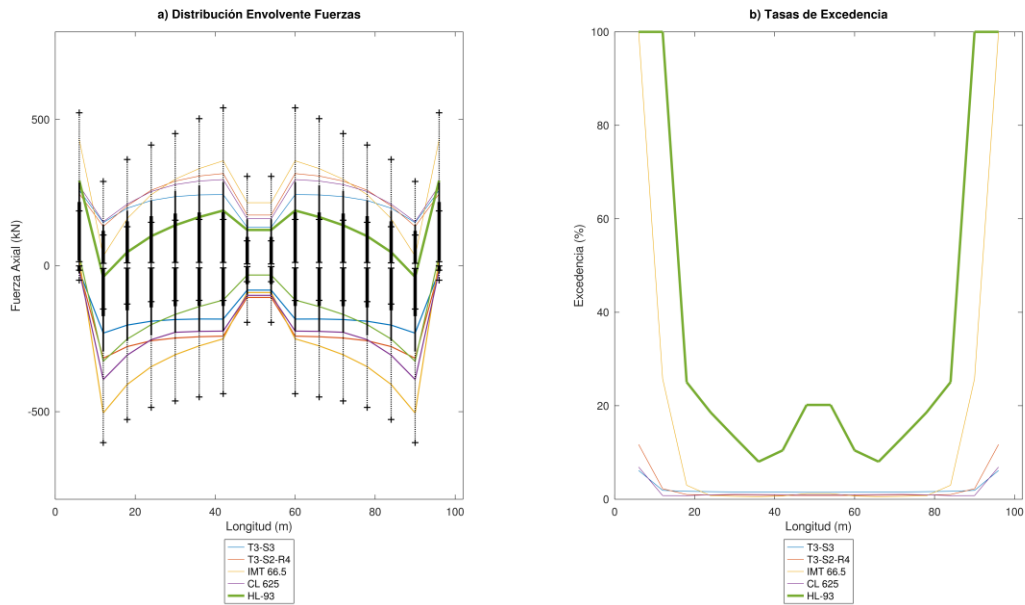


Ilustración A.44.-Geometría original, aforo 03 MT

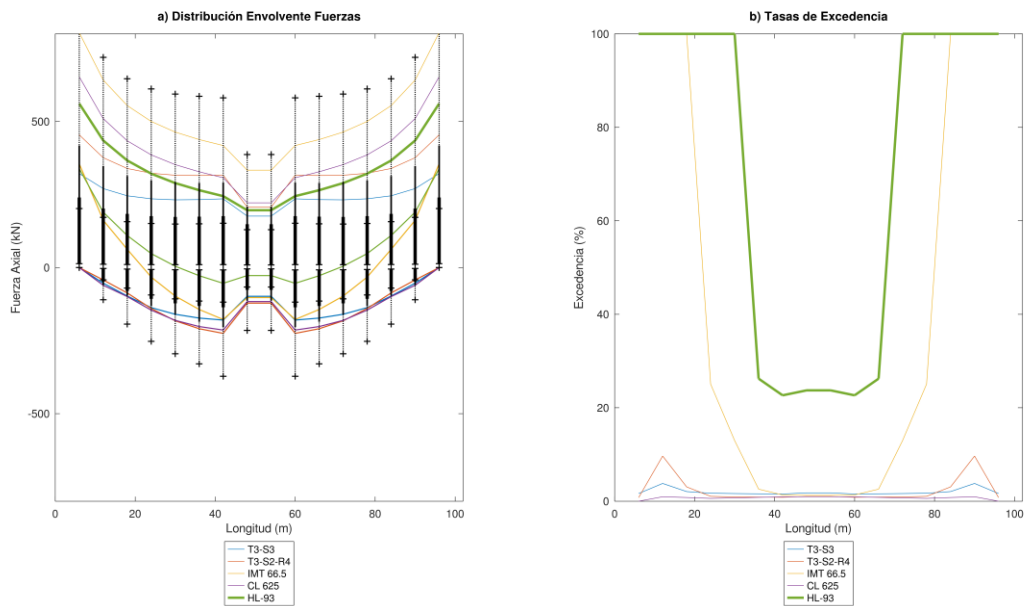


Ilustración A.45.-Geometría Corner Bracing, aforo 03 MT

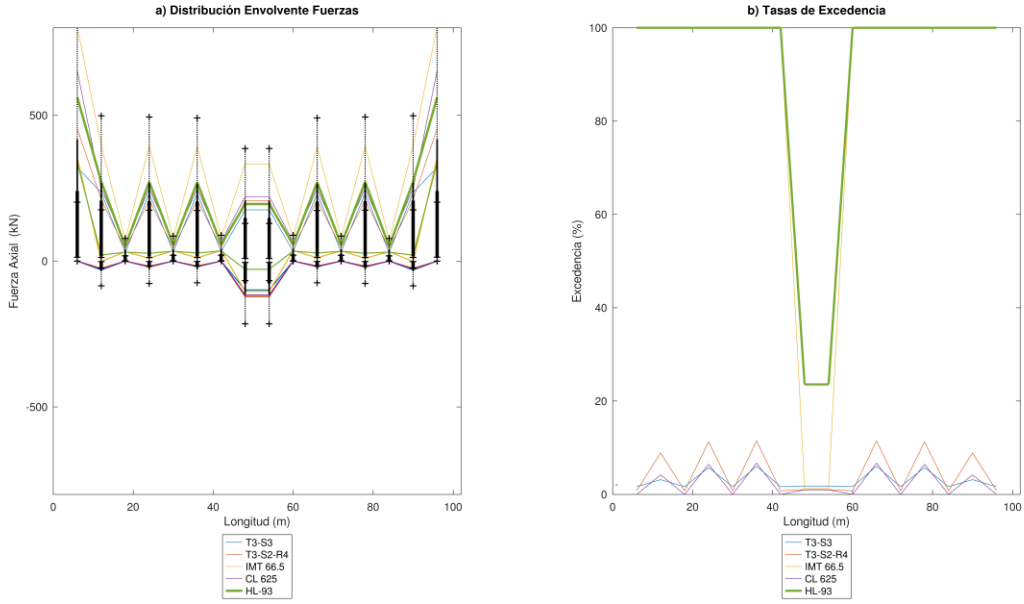


Ilustración A.46.-Geometria Rhombus Bracing, aforo 03 MT

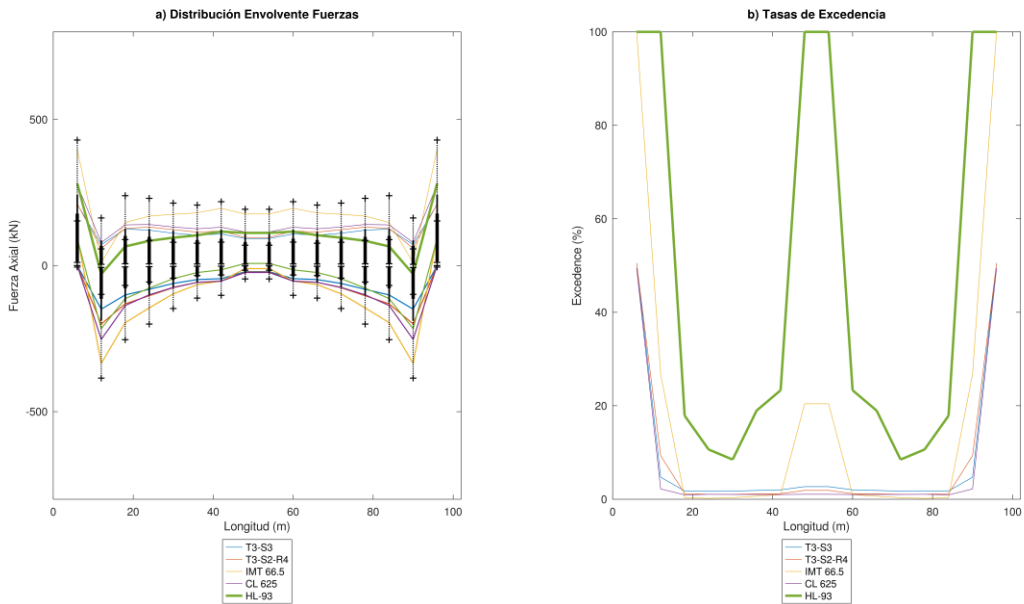


Ilustración A.47.-Geometria X Bracing, aforo 03 MT

A.1.3.4 Diagonales largas

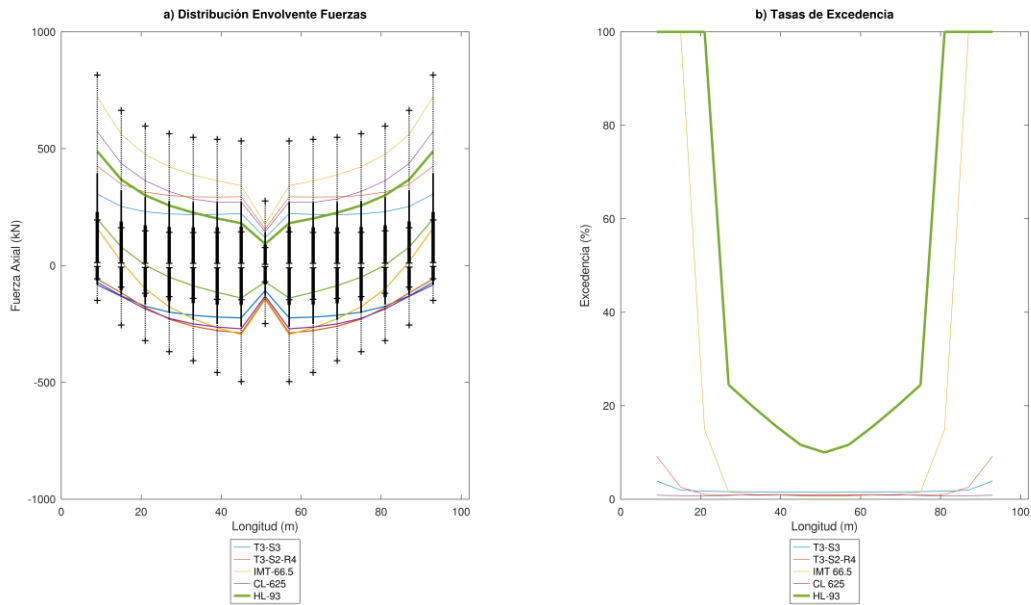


Ilustración A.48.-Geometría original, aforo 03 DL

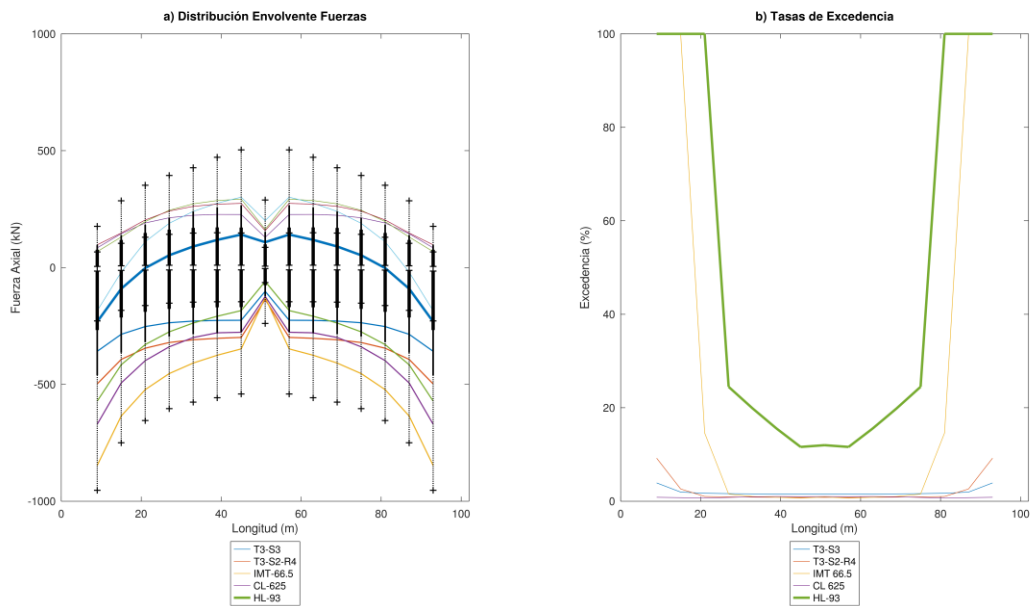


Ilustración A.49.-Geometría Corner Bracing, aforo 03 DL

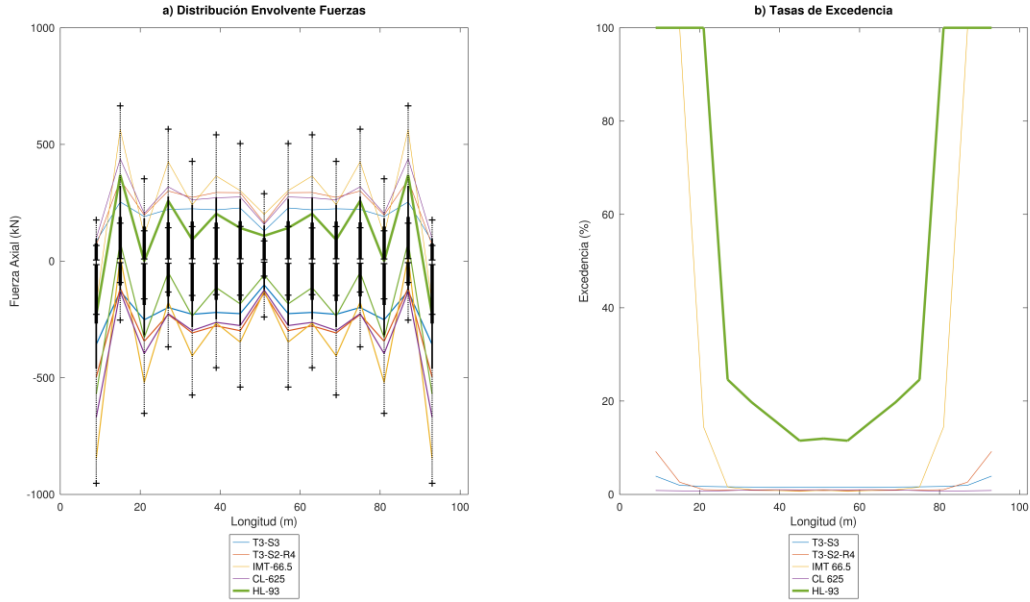


Ilustración A.50.-Geometria Rhombus Bracing, aforo 03 DL

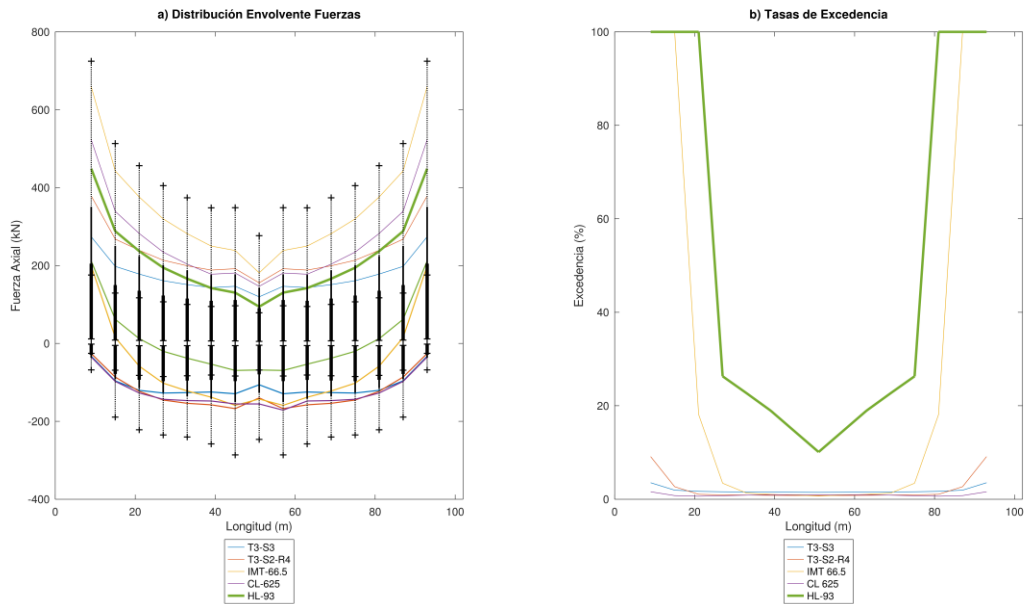


Ilustración A.51.-Geometria X Bracing, aforo 03 DLO

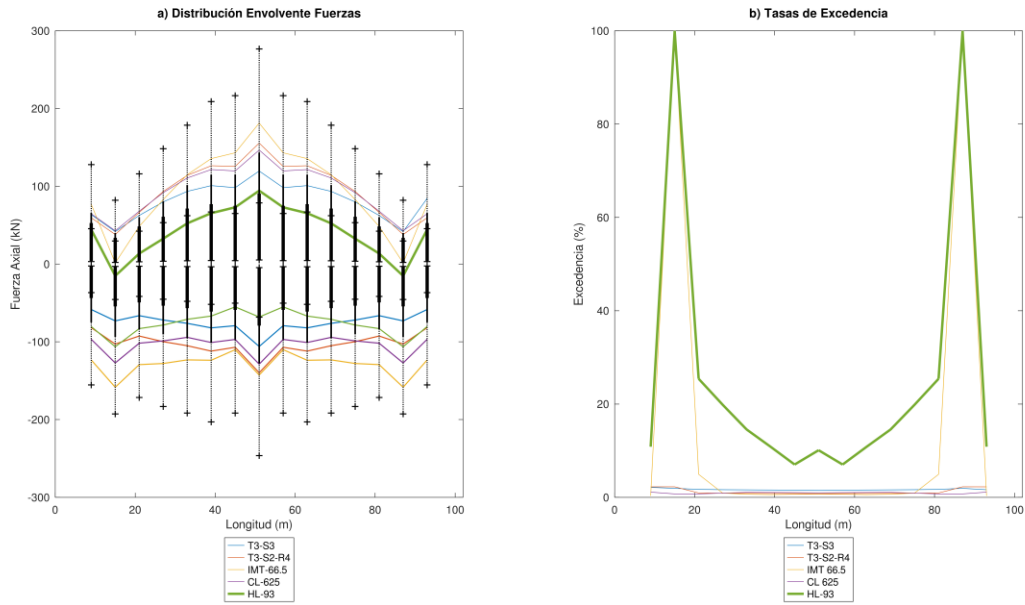


Ilustración A.52.-Geometria X Bracing, oforo 03 DLA

A.2 Ejemplo de código para software AMER 2.0 ©

```

1  Armadura tipo de Puente Infiernillo
2
3  // Datos Generales de analisis
4  Unidades Longitud = cm
5  Unidades Fuerza = ton
6
7  ! Escribe datos de estructura
8  ! Escribe matrices de barras
9  ! Escribe matrices de estructura
10 ! Escribe vector de fuerzas
11
12 Ordena nodos
13 Convención de signos en resultados de barras: Fuerzas internas
14
15 ! Solucion Factorizacion LDLT
16 ! Solucion Factorizacion Cholesky
17 Solucion Factorizacion LU
18 ! Solucion Factorizacion LDU
19 ! Solucion Gauss-Seidel
20
21 ! Esquema de Almacenamiento completo
22 ! Esquema de almacenamiento en semi-ancho de banda
23 Esquema de almacenamiento: Skyline
24
25 // Materiales Longitud=cm Fuerza=kg
26 Material=A-36 E=2.04E6 v=0.3 W=7.8050
27
28 // Secciones Longitud=cm
29 Seccion=CS18-01 Tipo=General A=571.4959 Iy=559186.3399 Iz=356728.2953 ! Cuerda Superior
30 Seccion=CS22-01 Tipo=General A=611.1759 Iy=649318.8303 Iz=369439.1220
31 Seccion=CS23-02 Tipo=General A=650.8559 Iy=740665.7192 Iz=382149.9486
32 Seccion=CS24-02 Tipo=General A=690.5359 Iy=833235.1330 Iz=394860.7753
33
34 Seccion=CI01-03 Tipo=General A=494.6159 Iy=456556.5427 Iz=332101.0686 ! Cuerda Inferior
35 Seccion=CI03-03 Tipo=General A=513.2159 Iy=497565.3372 Iz=338059.2686
36 Seccion=CI05-03 Tipo=General A=572.7359 Iy=630561.1166 Iz=357125.5086
37 Seccion=CI07-04 Tipo=General A=612.4159 Iy=720731.4340 Iz=369836.3353
38 Seccion=CI09-04 Tipo=General A=652.0959 Iy=812116.4037 Iz=382547.1620
39
40 Seccion=MT01-05 Tipo=General A= 78.3624 Iy=160851.1472 Iz= 10704.1141 ! Montantes
41 Seccion=MT02-05 Tipo=General A=210.2656 Iy=266885.2149 Iz= 40063.1453
42 Seccion=MT03-05 Tipo=General A=194.2024 Iy=239979.5205 Iz= 38790.5685
43 Seccion=MT04-06 Tipo=General A=173.4236 Iy=194154.3821 Iz= 25198.3827
44 Seccion=MT05-06 Tipo=General A=127.7520 Iy=279017.3780 Iz= 25876.3953
45 Seccion=MT07-07 Tipo=General A=150.6120 Iy=326655.7123 Iz= 26641.7123
46
47 Seccion=DG01-07 Tipo=General A=237.4156 Iy=285415.6555 Iz= 46983.2214 ! Diagonales
48 Seccion=DG02-08 Tipo=General A=167.4168 Iy=183088.6690 Iz= 15653.2187
49 Seccion=DG03-08 Tipo=General A=150.6120 Iy=317955.9883 Iz= 28641.7123
50 Seccion=DG04-08 Tipo=General A=113.8440 Iy=245606.4142 Iz= 13468.3493
51 Seccion=DG05-09 Tipo=General A= 94.4256 Iy=205248.6101 Iz= 11976.6909
52 Seccion=DG06-09 Tipo=General A= 78.3624 Iy=171118.8810 Iz= 10704.1141
53 Seccion=DG08-10 Tipo=General A= 43.0904 Iy= 95356.6939 Iz= 2661.6516
54 Seccion=DG09-10 Tipo=General A= 43.0904 Iy= 95053.0410 Iz= 2661.6516
55 Seccion=DG10-10 Tipo=General A= 43.0904 Iy= 90951.7028 Iz= 2661.6516
56 Seccion=DG11-10 Tipo=General A= 43.0904 Iy= 88202.8207 Iz= 2661.6516
57 Seccion=DG13-19 Tipo=General A= 43.0904 Iy= 91546.2431 Iz= 2661.6516
58 Seccion=DG14-19 Tipo=General A= 43.0904 Iy= 93141.1635 Iz= 2661.6516
59 Seccion=DG15-20 Tipo=General A= 43.0904 Iy= 92142.7223 Iz= 2661.6516
60 Seccion=DG16-20 Tipo=General A= 43.0904 Iy= 94346.4028 Iz= 2661.6516
61 Seccion=DG17-20 Tipo=General A= 43.0904 Iy= 95053.0410 Iz= 2661.6516
62
63 Seccion=W16x36 Tipo=I A=68.4 Iy=1020 Iz=18648 J=23 d=40.4 bf=17.8 tw=0.75 tf=1.1
64
65 // Nodos Longitud=mm
66 n=101 x=0 ! Cuerda inferior
67 n=102 x=6000
68 n=103 x=12000
69 n=104 x=18000
70 n=105 x=24000
71 n=106 x=30000
72 n=107 x=36000
73 n=108 x=42000
74 n=109 x=48000
75 n=110 x=54000
76 n=111 x=60000
77 n=112 x=66000
78 n=113 x=72000
79 n=114 x=78000
80 n=115 x=84000
81 n=116 x=90000
82 n=117 x=96000
83 n=118 x=102000
84
85 n=1000 x=1 y=1 z=1

```

86							
87	n=201	x=3000	y=4000	!	Nodos	intermedios	
88	n=202	x=9000	y=5019.55				
89	n=203	x=15000	y=5880.35				
90	n=204	x=21000	y=6588.85				
91	n=205	x=27000	y=7150.05				
92	n=206	x=33000	y=7567.75				
93	n=207	x=39000	y=7844.75				
94	n=208	x=45000	y=7982.80				
95	n=209	x=51000	y=7982.80				
96	n=210	x=57000	y=7982.80				
97	n=211	x=63000	y=7844.75				
98	n=212	x=69000	y=7567.75				
99	n=213	x=75000	y=7150.05				
100	n=214	x=81000	y=6588.85				
101	n=215	x=87000	y=5880.35				
102	n=216	x=93000	y=5019.55				
103	n=217	x=99000	y=4000				
104							
105	n=2000	x=2	y=2	z=2			
106							
107	n=402	x=6000	y=8000	!	Cuerda	Superior	
108	n=403	x=12000	y=10039.1				
109	n=404	x=18000	y=11760.7				
110	n=405	x=24000	y=13177.7				
111	n=406	x=30000	y=14300.1				
112	n=407	x=36000	y=15135.5				
113	n=408	x=42000	y=15689.5				
114	n=409	x=48000	y=15965.6				
115	n=410	x=54000	y=15965.6				
116	n=411	x=60000	y=15689.5				
117	n=412	x=66000	y=15135.5				
118	n=413	x=72000	y=14300.1				
119	n=414	x=78000	y=13177.7				
120	n=415	x=84000	y=11760.7				
121	n=416	x=90000	y=10039.1				
122	n=417	x=96000	y=8000				
123							
124	n=3000	x=3	y=3	z=3			
125							
126	//	Apoyos					
127		n=101	dx	dy			
128		n=118	dy				
129							
130	//	Barras					
131	n=101	i=101	j=102	Seccion=CI01-03	Material=A-36	Tipo=Armadura	! Cuerda Inferior
132	n=102	i=102	j=103	Seccion=CI01-03	Material=A-36	Tipo=Armadura	
133	n=103	i=103	j=104	Seccion=CI03-03	Material=A-36	Tipo=Armadura	
134	n=104	i=104	j=105	Seccion=CI03-03	Material=A-36	Tipo=Armadura	
135	n=105	i=105	j=106	Seccion=CI05-03	Material=A-36	Tipo=Armadura	
136	n=106	i=106	j=107	Seccion=CI05-03	Material=A-36	Tipo=Armadura	
137	n=107	i=107	j=108	Seccion=CI07-04	Material=A-36	Tipo=Armadura	
138	n=108	i=108	j=109	Seccion=CI07-04	Material=A-36	Tipo=Armadura	
139	n=109	i=109	j=110	Seccion=CI09-04	Material=A-36	Tipo=Armadura	
140	n=110	i=110	j=111	Seccion=CI07-04	Material=A-36	Tipo=Armadura	
141	n=111	i=111	j=112	Seccion=CI07-04	Material=A-36	Tipo=Armadura	
142	n=112	i=112	j=113	Seccion=CI05-03	Material=A-36	Tipo=Armadura	
143	n=113	i=113	j=114	Seccion=CI05-03	Material=A-36	Tipo=Armadura	
144	n=114	i=114	j=115	Seccion=CI03-03	Material=A-36	Tipo=Armadura	
145	n=115	i=115	j=116	Seccion=CI03-03	Material=A-36	Tipo=Armadura	
146	n=116	i=116	j=117	Seccion=CI01-03	Material=A-36	Tipo=Armadura	
147	n=117	i=117	j=118	Seccion=CI01-03	Material=A-36	Tipo=Armadura	
148							
149							
150	n=201	i=101	j=102	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Viga	! Elementos "ficticios" en cuerda inferior como VIGAS
151	n=202	i=102	j=103	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Viga	
152	n=203	i=103	j=104	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Viga	
153	n=204	i=104	j=105	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Viga	
154	n=205	i=105	j=106	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Viga	
155	n=206	i=106	j=107	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Viga	
156	n=207	i=107	j=108	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Viga	
157	n=208	i=108	j=109	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Viga	
158	n=209	i=109	j=110	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Viga	
159	n=210	i=110	j=111	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Viga	
160	n=211	i=111	j=112	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Viga	
161	n=212	i=112	j=113	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Viga	
162	n=213	i=113	j=114	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Viga	
163	n=214	i=114	j=115	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Viga	
164	n=215	i=115	j=116	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Viga	
165	n=216	i=116	j=117	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Viga	
166	n=217	i=117	j=118	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Viga	
167							
168	!	n=201	i=101	j=102	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Marco2D ! Elementos "ficticios" en cuerda inferior como MARCOS
169	!	n=202	i=102	j=103	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Marco2D
170	!	n=203	i=103	j=104	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Marco2D
171	!	n=204	i=104	j=105	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Marco2D
172	!	n=205	i=105	j=106	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Marco2D
173	!	n=206	i=106	j=107	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Marco2D
174	!	n=207	i=107	j=108	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Marco2D
175	!	n=208	i=108	j=109	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Marco2D
176	!	n=209	i=109	j=110	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Marco2D
177	!	n=210	i=110	j=111	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Marco2D
178	!	n=211	i=111	j=112	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Marco2D
179	!	n=212	i=112	j=113	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Marco2D

179	!	n=212	i=112	j=113	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Marco2D		
180	!	n=213	i=113	j=114	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Marco2D		
181	!	n=214	i=114	j=115	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Marco2D		
182	!	n=215	i=115	j=116	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Marco2D		
183	!	n=216	i=116	j=117	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Marco2D		
184	!	n=217	i=117	j=118	Seccion=W16x36	Material=A-36	Tipo=Marco2D		
185									
186									
187		n=302	i=102	j=402	Seccion=MT01-05	Material=A-36	Tipo=Armadura	!	Montantes
188		n=303	i=103	j=403	Seccion=MT02-05	Material=A-36	Tipo=Armadura		
189		n=304	i=104	j=404	Seccion=MT03-05	Material=A-36	Tipo=Armadura		
190		n=305	i=105	j=405	Seccion=MT04-06	Material=A-36	Tipo=Armadura		
191		n=306	i=106	j=406	Seccion=MT05-06	Material=A-36	Tipo=Armadura		
192		n=307	i=107	j=407	Seccion=MT05-06	Material=A-36	Tipo=Armadura	!	MT06-06
193		n=308	i=108	j=408	Seccion=MT07-07	Material=A-36	Tipo=Armadura		
194		n=309	i=109	j=409	Seccion=MT07-07	Material=A-36	Tipo=Armadura	!	MT08-07
195		n=310	i=110	j=410	Seccion=MT07-07	Material=A-36	Tipo=Armadura	!	MT08-07
196		n=311	i=111	j=411	Seccion=MT07-07	Material=A-36	Tipo=Armadura		
197		n=312	i=112	j=412	Seccion=MT05-06	Material=A-36	Tipo=Armadura	!	MT06-06
198		n=313	i=113	j=413	Seccion=MT05-06	Material=A-36	Tipo=Armadura		
199		n=314	i=114	j=414	Seccion=MT04-06	Material=A-36	Tipo=Armadura		
200		n=315	i=115	j=415	Seccion=MT03-05	Material=A-36	Tipo=Armadura		
201		n=316	i=116	j=416	Seccion=MT02-05	Material=A-36	Tipo=Armadura		
202		n=317	i=117	j=417	Seccion=MT01-05	Material=A-36	Tipo=Armadura		
203									
204		n=400	i=101	j=201	Seccion=CS18-01	Material=A-36	Tipo=Armadura	!	Cuerda Superior
205		n=401	i=201	j=402	Seccion=CS18-01	Material=A-36	Tipo=Armadura		
206		n=402	i=402	j=403	Seccion=CS18-01	Material=A-36	Tipo=Armadura	!	CS20-01
207		n=403	i=403	j=404	Seccion=CS18-01	Material=A-36	Tipo=Armadura	!	CS21-01
208		n=404	i=404	j=405	Seccion=CS22-01	Material=A-36	Tipo=Armadura		
209		n=405	i=405	j=406	Seccion=CS23-02	Material=A-36	Tipo=Armadura		
210		n=406	i=406	j=407	Seccion=CS24-02	Material=A-36	Tipo=Armadura		
211		n=407	i=407	j=408	Seccion=CS24-02	Material=A-36	Tipo=Armadura	!	CS25-02
212		n=408	i=408	j=409	Seccion=CS24-02	Material=A-36	Tipo=Armadura	!	CS26-02
213		n=409	i=409	j=410	Seccion=CS24-02	Material=A-36	Tipo=Armadura	!	CS27-02
214		n=410	i=410	j=411	Seccion=CS24-02	Material=A-36	Tipo=Armadura	!	CS26-02
215		n=411	i=411	j=412	Seccion=CS24-02	Material=A-36	Tipo=Armadura	!	CS25-02
216		n=412	i=412	j=413	Seccion=CS24-02	Material=A-36	Tipo=Armadura		
217		n=413	i=413	j=414	Seccion=CS23-02	Material=A-36	Tipo=Armadura		
218		n=414	i=414	j=415	Seccion=CS22-01	Material=A-36	Tipo=Armadura		
219		n=415	i=415	j=416	Seccion=CS18-01	Material=A-36	Tipo=Armadura	!	CS21-01
220		n=416	i=416	j=417	Seccion=CS18-01	Material=A-36	Tipo=Armadura	!	CS20-01
221		n=417	i=417	j=217	Seccion=CS18-01	Material=A-36	Tipo=Armadura		
222		n=418	i=217	j=118	Seccion=CS18-01	Material=A-36	Tipo=Armadura		
223									
224		n=501	i=102	j=201	Seccion=DG10-10	Material=A-36	Tipo=Armadura	!	Diagonales cortas inferiores
225		n=602	i=103	j=202	Seccion=DG11-10	Material=A-36	Tipo=Armadura		
226		n=603	i=104	j=203	Seccion=DG11-10	Material=A-36	Tipo=Armadura	!	DG12-19
227		n=604	i=105	j=204	Seccion=DG13-19	Material=A-36	Tipo=Armadura		
228		n=605	i=106	j=205	Seccion=DG14-19	Material=A-36	Tipo=Armadura		
229		n=606	i=107	j=206	Seccion=DG15-20	Material=A-36	Tipo=Armadura		
230		n=607	i=108	j=207	Seccion=DG16-20	Material=A-36	Tipo=Armadura		
231		n=608	i=109	j=208	Seccion=DG17-20	Material=A-36	Tipo=Armadura		
232		n=610	i=110	j=210	Seccion=DG17-20	Material=A-36	Tipo=Armadura		
233		n=611	i=111	j=211	Seccion=DG16-20	Material=A-36	Tipo=Armadura		
234		n=612	i=112	j=212	Seccion=DG15-20	Material=A-36	Tipo=Armadura		
235		n=613	i=113	j=213	Seccion=DG14-19	Material=A-36	Tipo=Armadura		
236		n=614	i=114	j=214	Seccion=DG13-19	Material=A-36	Tipo=Armadura		
237		n=615	i=115	j=215	Seccion=DG11-10	Material=A-36	Tipo=Armadura	!	DG12-19
238		n=616	i=116	j=216	Seccion=DG11-10	Material=A-36	Tipo=Armadura		
239		n=517	i=117	j=217	Seccion=DG10-10	Material=A-36	Tipo=Armadura		
240									
241		n=502	i=102	j=202	Seccion=DG01-07	Material=A-36	Tipo=Armadura	!	Diagonales largas parte inferior
242		n=503	i=103	j=203	Seccion=DG02-08	Material=A-36	Tipo=Armadura		
243		n=504	i=104	j=204	Seccion=DG03-08	Material=A-36	Tipo=Armadura		
244		n=505	i=105	j=205	Seccion=DG04-08	Material=A-36	Tipo=Armadura		
245		n=506	i=106	j=206	Seccion=DG05-09	Material=A-36	Tipo=Armadura		
246		n=507	i=107	j=207	Seccion=DG06-09	Material=A-36	Tipo=Armadura		
247		n=508	i=108	j=208	Seccion=DG06-09	Material=A-36	Tipo=Armadura	!	DG07-09
248		n=509	i=109	j=209	Seccion=DG09-10	Material=A-36	Tipo=Armadura		
249		n=519	i=110	j=209	Seccion=DG08-10	Material=A-36	Tipo=Armadura		
250		n=510	i=111	j=210	Seccion=DG06-09	Material=A-36	Tipo=Armadura	!	DG07-09
251		n=511	i=112	j=211	Seccion=DG06-09	Material=A-36	Tipo=Armadura		
252		n=512	i=113	j=212	Seccion=DG05-09	Material=A-36	Tipo=Armadura		
253		n=513	i=114	j=213	Seccion=DG04-08	Material=A-36	Tipo=Armadura		
254		n=514	i=115	j=214	Seccion=DG03-08	Material=A-36	Tipo=Armadura		
255		n=515	i=116	j=215	Seccion=DG02-08	Material=A-36	Tipo=Armadura		
256		n=516	i=117	j=216	Seccion=DG01-07	Material=A-36	Tipo=Armadura		
257									
258		n=702	i=202	j=403	Seccion=DG01-07	Material=A-36	Tipo=Armadura	!	Diagonales largas parte superior
259		n=703	i=203	j=404	Seccion=DG02-08	Material=A-36	Tipo=Armadura		
260		n=704	i=204	j=405	Seccion=DG03-08	Material=A-36	Tipo=Armadura		
261		n=705	i=205	j=406	Seccion=DG04-08	Material=A-36	Tipo=Armadura		
262		n=706	i=206	j=407	Seccion=DG05-09	Material=A-36	Tipo=Armadura		
263		n=707	i=207	j=408	Seccion=DG06-09	Material=A-36	Tipo=Armadura		
264		n=708	i=208	j=409	Seccion=DG06-09	Material=A-36	Tipo=Armadura	!	DG07-09
265		n=709	i=209	j=409	Seccion=DG08-10	Material=A-36	Tipo=Armadura		
266		n=719	i=209	j=410	Seccion=DG09-10	Material=A-36	Tipo=Armadura		
267		n=710	i=210	j=410	Seccion=DG06-09	Material=A-36	Tipo=Armadura	!	DG07-09
268		n=711	i=211	j=411	Seccion=DG06-09	Material=A-36	Tipo=Armadura		
269		n=712	i=212	j=412	Seccion=DG05-09	Material=A-36	Tipo=Armadura		
270		n=713	i=213	j=413	Seccion=DG04-08	Material=A-36	Tipo=Armadura		
271		n=714	i=214	j=414	Seccion=DG03-08	Material=A-36	Tipo=Armadura		
272		n=715	i=215	j=415	Seccion=DG02-08	Material=A-36	Tipo=Armadura		
273		n=716	i=216	j=416	Seccion=DG01-07	Material=A-36	Tipo=Armadura		
274									
275									

```

275 // Camiones
276 Camion = T3-S3 Longitud=m Fuerza=ton
277 X= 0.00 Fy=-6.50 ! Tractocamión
278 X= 3.50 Fy=-9.75
279 X= 4.70 Fy=-9.75
280
281 x= 8.95 Fy=-7.50 ! Semi-remolque
282 x=10.15 Fy=-7.50
283 x=11.35 Fy=-7.50
284
285 Camion = T3-S2-R4 Longitud=m Fuerza=ton
286 x= 0.00 Fy=-5.3 ! Tractocamión
287 x= 3.50 Fy=-8.4
288 x= 4.70 Fy=-8.4
289 x= 8.95 Fy=-8.4 ! Remolque
290 x=10.15 Fy=-8.4
291 x=13.35 Fy=-8.4 ! Semi-remolque
292 x=14.55 Fy=-8.4
293 x=18.80 Fy=-8.4
294 x=20.00 Fy=-8.4
295
296 Camion = IMT-66.5 Longitud=m Fuerza=ton
297 x = 0.0 Fy = -5.0
298 x = 5.0 Fy = -24.0
299 x = 14.0 Fy = -37.7
300
301 CUD = -1
302
303 Camion = CI-625 Longitud=m Fuerza=kN
304 x= 0 Fy= -50
305 x= 4.4 Fy=-125
306 x= 5.6 Fy=-125
307 x=12.8 Fy=-175
308 x=14.0 Fy=-150
309
310 Camion = HS-20 Longitud=ft Fuerza=kip
311 x = 0 Fy=-10.64 ! Fy= -8
312 x = 14 Fy=-42.56 ! Fy=-32
313 x = 28-44 Fy=-42.56 ! Fy=-32
314
315 CUD = -0.640
316
317 Camion = Tandem Longitud=ft Fuerza=kip
318 x = 0 Fy=-33.25 ! Fy = -25
319 x = 4 Fy=-33.25 ! Fy = -25
320
321 CUD = -0.640
322
323 // Carriles
324 Carril = T3-S3
325 Barras que definen carril = 201-217 ! Barras que definen el carril
326
327 ! Reporta fuerzas en Barras = 101-117 ! Cuerda Inferior
328 ! Reporta fuerzas en Barras = 400-418 ! Cuerda Superior
329 ! Reporta fuerzas en Barras = 302-317 ! Montantes
330 ! Reporta fuerzas en Barras = 501 602-608 610-616 517 ! Diagonales cortas
331 Reporta fuerzas en Barras = 502-508 509 519 510-516 ! Diagonales largas inferiores
332 Reporta fuerzas en Barras = 702-716 719 ! Diagonales largas superiores
333
334 Unidades de resultados: Longitud=m Fuerza=kN
335
336 Camion = T3-S3 Longitud=cm
337 Dirección=Avanza Incremento=1
338 Dirección=Regresa Incremento=1
339
340 Carril = T3-S2-R4
341 Barras que definen carril = 201-217 ! Barras que definen el carril
342
343 ! Reporta fuerzas en Barras = 101-117 ! Cuerda Inferior
344 ! Reporta fuerzas en Barras = 400-418 ! Cuerda Superior
345 ! Reporta fuerzas en Barras = 302-317 ! Montantes
346 ! Reporta fuerzas en Barras = 501 602-608 610-616 517 ! Diagonales cortas
347 Reporta fuerzas en Barras = 502-508 509 519 510-516 ! Diagonales largas inferiores
348 Reporta fuerzas en Barras = 702-716 719 ! Diagonales largas superiores
349
350 Unidades de resultados: Longitud=m Fuerza=kN
351
352 Camion = T3-S2-R4 Longitud=cm
353 Dirección=Avanza Incremento=1
354 Dirección=Regresa Incremento=1
355
356 Carril = IMT-66.5
357 Barras que definen carril = 201-217 ! Barras que definen el carril
358
359 ! Reporta fuerzas en Barras = 101-117 ! Cuerda Inferior
360 ! Reporta fuerzas en Barras = 400-418 ! Cuerda Superior
361 ! Reporta fuerzas en Barras = 302-317 ! Montantes
362 ! Reporta fuerzas en Barras = 501 602-608 610-616 517 ! Diagonales cortas
363 Reporta fuerzas en Barras = 502-508 509 519 510-516 ! Diagonales largas inferiores
364 Reporta fuerzas en Barras = 702-716 719 ! Diagonales largas superiores
365
366 Unidades de resultados: Longitud=m Fuerza=kN
367
368 Camion = IMT-66.5 Longitud=cm
369 Dirección=Avanza Incremento=1
370 Dirección=Regresa Incremento=1
371

```



```

372 Carril = CL-625
373 Barras que definen carril = 201-217
374
375 ! Reporta fuerzas en Barras = 101-117
376 ! Reporta fuerzas en Barras = 400-418
377 ! Reporta fuerzas en Barras = 302-317
378 ! Reporta fuerzas en Barras = 501 602-608 610-616 517
379 Reporta fuerzas en Barras = 502-508 509 519 510-516
380 Reporta fuerzas en Barras = 702-716 719
381
382 Unidades de resultados: Longitud=m Fuerza=kN
383
384 Camion = CL-625 Longitud=cm
385 Dirección=Avanza Incremento=1
386 Dirección=Regresa Incremento=1
387
388 Carril = HL-93
389 Barras que definen carril = 201-217
390
391 ! Reporta fuerzas en Barras = 101-117
392 ! Reporta fuerzas en Barras = 400-418
393 ! Reporta fuerzas en Barras = 302-317
394 ! Reporta fuerzas en Barras = 501 602-608 610-616 517
395 Reporta fuerzas en Barras = 502-508 509 519 510-516
396 Reporta fuerzas en Barras = 702-716 719
397
398 Unidades de resultados: Longitud=m Fuerza=kN
399
400 Camion = HS-20 Longitud=cm
401 Dirección = Avanza Incremento = 1
402 Dirección = Regresa Incremento = 1
403
404 Camion = Tandem Longitud=cm
405 Dirección = Avanza Incremento = 1
406 Dirección = Regresa Incremento = 1
407
408 // Base de datos
409 Barras que definen carril = 201-217
410
411 ! Reporta fuerzas en Barras = 101-117
412 ! Reporta fuerzas en Barras = 400-418
413 ! Reporta fuerzas en Barras = 302-317
414 ! Reporta fuerzas en Barras = 501 602-608 610-616 517
415 Reporta fuerzas en Barras = 502-508 509 519 510-516
416 Reporta fuerzas en Barras = 702-716 719
417
418 Unidades de resultados Fuerza=kN Longitud=m
419
420 Reportar fuerzas en barras en archivos individuales
421
422
423 Base=C:\Users\alexh\Documents\Proyectos\2015 Cargas vivas\Aforos 2017\2017-01-16 Guanajuato - Los Infantes C1.csv Fuerza=kg Longitud=m
424 Dirección=Avanza Incremento=1.0
425 Dirección=Regresa Incremento=1.0
426
427 ! Base=C:\Users\alexh\Documents\Proyectos\2015 Cargas vivas\Aforos 2017\2017-01-16 Guanajuato - Los Infantes C2.csv Fuerza=kg Longitud=m
428 ! Dirección=Avanza Incremento=0.1
429 ! Dirección=Regresa Incremento=0.1
430
431 ! Base=C:\Users\alexh\Documents\Proyectos\2015 Cargas vivas\Aforos 2017\2017-01-17 Guanajuato - Los Infantes C1.csv Fuerza=kg Longitud=m
432 ! Dirección=Avanza Incremento=0.1
433 ! Dirección=Regresa Incremento=0.1
434
435 ! Base=C:\Users\alexh\Documents\Proyectos\2015 Cargas vivas\Aforos 2017\2017-01-17 Guanajuato - Los Infantes C2.csv Fuerza=kg Longitud=m
436 ! Dirección=Avanza Incremento=0.1
437 ! Dirección=Regresa Incremento=0.1
438
439 ! Base=C:\Users\alexh\Documents\Proyectos\2015 Cargas vivas\Aforos 2017\2017-01-18 Guanajuato - Los Infantes C1.csv Fuerza=kg Longitud=m
440 ! Dirección=Avanza Incremento=0.1
441 ! Dirección=Regresa Incremento=0.1
442
443 ! Base=C:\Users\alexh\Documents\Proyectos\2015 Cargas vivas\Aforos 2017\2017-01-18 Guanajuato - Los Infantes C2.csv Fuerza=kg Longitud=m
444 ! Dirección=Avanza Incremento=0.1
445 ! Dirección=Regresa Incremento=0.1
446
447 ! Base=C:\Users\alexh\Documents\Proyectos\2015 Cargas vivas\Aforos 2017\2017-01-19 Guanajuato - Los Infantes C1.csv Fuerza=kg Longitud=m
448 ! Dirección=Avanza Incremento=0.1
449 ! Dirección=Regresa Incremento=0.1
450
451 ! Base=C:\Users\alexh\Documents\Proyectos\2015 Cargas vivas\Aforos 2017\2017-01-19 Guanajuato - Los Infantes C2.csv Fuerza=kg Longitud=m
452 ! Dirección=Avanza Incremento=0.1
453 ! Dirección=Regresa Incremento=0.1
454
455 ! Base=C:\Users\alexh\Documents\Proyectos\2015 Cargas vivas\Aforos 2017\2017-01-20 Guanajuato - Los Infantes C1.csv Fuerza=kg Longitud=m
456 ! Dirección=Avanza Incremento=0.1
457 ! Dirección=Regresa Incremento=0.1
458
459 ! Base=C:\Users\alexh\Documents\Proyectos\2015 Cargas vivas\Aforos 2017\2017-01-20 Guanajuato - Los Infantes C2.csv Fuerza=kg Longitud=m
460 ! Dirección=Avanza Incremento=0.1
461 ! Dirección=Regresa Incremento=0.1
462
463 ! Base=C:\Users\alexh\Documents\Proyectos\2015 Cargas vivas\Aforos 2017\2017-01-21 Guanajuato - Los Infantes C1.csv Fuerza=kg Longitud=m
464 ! Dirección=Avanza Incremento=0.1
465 ! Dirección=Regresa Incremento=0.1
466
467 ! Base=C:\Users\alexh\Documents\Proyectos\2015 Cargas vivas\Aforos 2017\2017-01-21 Guanajuato - Los Infantes C2.csv Fuerza=kg Longitud=m
468 ! Dirección=Avanza Incremento=0.1
469 ! Dirección=Regresa Incremento=0.1
470
471 ! Base=C:\Users\alexh\Documents\Proyectos\2015 Cargas vivas\Aforos 2017\2017-01-22 Guanajuato - Los Infantes C1.csv Fuerza=kg Longitud=m
472 ! Dirección=Avanza Incremento=0.1
473 ! Dirección=Regresa Incremento=0.1
474
475 ! Base=C:\Users\alexh\Documents\Proyectos\2015 Cargas vivas\Aforos 2017\2017-01-22 Guanajuato - Los Infantes C2.csv Fuerza=kg Longitud=m
476 ! Dirección=Avanza Incremento=0.1
477 ! Dirección=Regresa Incremento=0.1
478

```