



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería
Maestría en Ciencias (Estructuras)

EFFECTOS DE LA EVOLUCIÓN DEL AGRIETAMIENTO DEL CONCRETO EN LA FATIGA DE PUENTES PRESFORZADOS ANTE TRÁFICO PESADO, Y EFECTOS EXTREMOS

Opción de titulación
TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de
Maestría en Ciencias (Estructuras)

Presenta:
Blanca Elizabeth Moreno Gómez

Dirigida por:
Dr. Guadalupe Moisés Arroyo Contreras

SINODALES

Dr. Guadalupe Moisés Arroyo Contreras
Presidente

Dr. Miguel Ángel Pérez Lara y Hernández
Secretario

Dr. Carlos Santiago López Cajún
Vocal

Dr. José Antonio Romero Navarrete
Suplente

Dr. Eduardo Betanzo Quezada
Suplente

Dr. Aurelio Domínguez González
Director de la Facultad de Ingeniería

Dra. Ma. Guadalupe Flavia Loarca Piña
Directora de Investigación y Posgrado

Centro Universitario
Querétaro, Qro.
Mayo 2016

RESUMEN

Este trabajo tiene como objetivo mejorar la predicción de los efectos de fatiga y extremos causados por los valores extremos de vehículos pesados en puentes de concreto presforzado, propuesta por Bárcenas (2011), Herrada (2013) y Medina (2014), a través de un modelo de degradación del concreto por evolución del agrietamiento ante fuerzas y/o esfuerzos de tensión, provocando una variación lineal de decremento en la capacidad de carga de la estructura. Con estas mejoras se podrá determinar de manera más precisa el periodo de vida de este tipo de puentes ante fatiga. Estos modelos de propagación de grietas y de efectos extremos se integrarán en el programa DEEFEP (Diagnóstico Estadístico, Efectos de Fatiga y Extremos en Puentes), con el fin de sistematizar y aligerar el proceso de tratamiento, así como el estudio del comportamiento de este tipo de sistemas estructurales. Para exemplificar la metodología se tomó como caso de estudio el puente “Merlebach”, el cual fue evaluado por Medina (2014), con la finalidad de realizar una comparativa en los resultados de vida a fatiga. Cabe mencionar que el desarrollo de este trabajo se desprende de la línea de investigación: “Modelación analítica y experimental de sistemas físicos, puentes”, del Cuerpo Académico de Estructuras-Construcción-Transporte (UAQ-CA-52) de la Facultad de Ingeniería.

(**Palabras clave:** puentes, concreto presforzado, fatiga, agrietamiento, valores extremos, DEEFEP)

SUMMARY

This work aims to improve the prediction of the effects of extreme values of heavy vehicles and fatigue in bridges of prestressed concrete, developed by (Bárcenas, 2011), (Herrada, 2013) and (Medina, 2014), including a model of concrete degradation for evolution of cracking to forces and/or tensile stresses, doing a linear variation of the decrement in the load capacity of the structure. With these improvements will be determined more accurately the lifetime of this type of bridges against fatigue. These models of crack propagation and extreme effects will be integrated into software DEEFEP-(Diagnostic Statistical, Effects of Fatigue and extremes in bridges), in order to systematize and streamline the treatment process and the study of the behavior of such structural systems. To illustrate the methodology was taken as a case study "Merlebach" bridge, which was evaluated by Medina (2014), in order to make a comparison on the results of fatigue life. Is worth mentioning that the development of this work emerges from the research called: "analytical and experimental modeling of physical systems, bridges," by the Academic Body of Structures – Construction - Transportation, Faculty of Engineering.

(Key words: bridges, prestressed concrete, fatigue, cracking, extremes, DEEFEP)

AGRADECIMIENTOS

- A Dios y a la vida por permitirme llegar hasta donde estoy.
- A mis padres por estar siempre al pendiente, por sus cuidados y su amor, por enseñarme valores, apoyarme incondicionalmente, formarme para ser una persona de bien y guiarme por el buen camino.
- A mi madre por ser un modelo a seguir por su fuerza, bondad, gran amor y valentía. Por enseñarme que todo es posible, por motivarme para seguir adelante y por las bendiciones que me envía desde el cielo.
- A mi padre por todas sus enseñanzas, por ser mi primer maestro y enseñarme a leer, por inculcarme el gusto por el estudio, por ser responsable y proveedor, especialmente por seguir cuidando de mí.
- A mis hermanos por su apoyo y compañía. A mi hermana por impulsarme y ser como una segunda madre.
- A los profesores de la DIPFI-UAQ, que tuve el placer de conocer, a mis sinodales cuyas enseñanzas han fortalecido mi formación profesional. Igualmente se agradece la aportación de información de registros de pesaje dinámico (WIM) del LCPC-Francia.
- Se agradece al CONACYT por la beca otorgada para la realización de mis estudios y al apoyo por parte del Gobierno del Estado de Querétaro, ofrecido por medio del Proyecto QRO-2012-C01-193364 de la Convocatoria FOMIX 2012-01: Fortalecimiento a través de Laboratorios de la Maestría en Ciencias de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Querétaro.
- A todas las personas que de alguna u otra manera me ayudaron y formaron parte de esta etapa.
- ¡MUCHAS GRACIAS!

ÍNDICE

RESUMEN	II
SUMMARY	III
AGRADECIMIENTOS	IV
ÍNDICE	V
ÍNDICE DE FIGURAS	VII
ÍNDICE DE TABLAS	X
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Descripción del problema	2
1.2. Justificación	4
1.3. Hipótesis	5
1.4. Objetivo general	5
1.5. Objetivos particulares	6
1.6. Alcances	6
1.7. Limitaciones	7
2. ANTECEDENTES	8
2.1. Fatiga en puentes	8
2.2. Modelos de propagación de grietas	10
2.3. Valores extremos	13
2.4. Programas para análisis de puentes	14
2.4.1. Etapas iniciales de desarrollo del programa DEEFEP	18
3. MARCO TEÓRICO	23
3.1. Conceptos	23
3.2. Análisis por flexión	24
3.3. Secciones transversales de concreto presforzado	25
3.3.1. Sección compuesta	25
3.3.2. Sección transformada	26
3.3.3. Sección no agrietada	27
3.3.4. Sección totalmente agrietada	28
3.3.5. Sección parcialmente agrietada	28
3.4. Esfuerzos elásticos	29
3.5. Carga de agrietamiento	33
3.6. Resistencia a flexión	34
3.6.1 Resistencia a la flexión mediante el análisis de compatibilidad de deformaciones	35
3.6.2 Resistencia a flexión según ACI	40
3.7. Esfuerzos de flexión en sección de concreto agrietada	44
3.8. Propagación de grietas en concreto	51
3.9. Valores extremos de registros vehiculares	52
3.9.1 Método de POT (<i>Peak Over Threshold</i>): Enfoque de rebase de umbral	53
3.9.2 Método de GEV (<i>Generalized Extreme Values</i>): Enfoque de máximos por bloque	54
3.9.3 Método de Gumbel Asintótico	55
3.9.4 Método <i>Thinned Poisson process</i>	55
4. METODOLOGÍA PROPUESTA Y SISTEMATIZACIÓN	57
4.1. Estudios descriptivos y experimentales	57
4.2. Materiales y equipo	57
4.3. Metodología propuesta	58
4.3.1. Sistematización propuesta para módulo de agrietamiento parcial	58
4.3.2. Funciones del módulo de agrietamiento parcial	60

4.3.3. Sistematización propuesta para módulo de extremos _____	61
4.3.4. Funciones del módulo de extremos _____	62
5. EJEMPLOS DE APLICACIÓN _____	64
5.1. Ejemplo 1: Puente Merlebach _____	64
5.1.1. Fatiga considerando el módulo de agrietamiento parcial en puente Merlebach _____	66
5.1.2. Efectos de valores extremos en puente Merlebach _____	75
5.1.2.1 Obtención de momento nominal disponible _____	75
5.1.2.2 Obtención de momento nominal requerido _____	77
5.1.2.3 Calibración de momentos _____	81
5.2. Ejemplo 2: Puente Procter and Gamble _____	84
5.2.1. Fatiga considerando el módulo de agrietamiento parcial en puente Procter and Gamble _____	85
5.2.2. Efectos de valor extremo en puente Procter and Gamble _____	93
5.2.2.1 Obtención de momento nominal disponible _____	93
5.2.2.2 Obtención de momento nominal requerido _____	95
5.2.2.3 Calibración de momentos _____	99
6. ANÁLISIS DE RESULTADOS _____	100
6.1. Análisis de resultados del módulo de agrietamiento parcial _____	100
6.1.1. Análisis de resultados del módulo de agrietamiento parcial en el puente “Merlebach” _____	100
6.1.2. Análisis de resultados del módulo de agrietamiento parcial en el puente “Procter and Gamble” _____	101
6.2. Análisis de resultados del módulo de extremos _____	103
7. CONCLUSIONES _____	105
8. REFERENCIAS _____	107
APÉNDICE A. DIAGRAMA GENERAL DEL PROGRAMA, CON MÓDULOS EXISTENTES Y PROPUESTOS _____	110
APÉNDICE B. MANUAL DEL USUARIO PARA MÓDULO DE EFECTOS EXTREMOS _____	111
B.1. Obtención de resistencia a flexión _____	111
B.2. Calibración _____	115
B.3. Predicción de valor extremo _____	116
B.3.1. Análisis estadístico de registros WIM _____	116
B.3.2. Predicción de valor extremo por el método de POT (Peak Over Threshold) _____	119
B.3.3. Predicción de valor extremo por el método de GEV (Generalized Extreme Values) _____	122
B.3.4. Predicción de valor extremo por el método de Gumbel _____	125
B.3.5. Predicción de valor extremo por el método de Poisson _____	127
APÉNDICE C. MANUAL DEL USUARIO PARA EL MÓDULO DE FATIGA _____	130
C.1. Generalidades _____	130
C.2. Proceso para evaluación de vida a fatiga _____	133
APÉNDICE D. CD CON EL PROGRAMA DEEFEP _____	147

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura	Página
1-1. Movimiento doméstico de carga por modo de transporte en 2012 (Pág. 75, IMT, 2013). _____	2
1-2. Edad de servicio de los puentes (SIPUMEX, 2010). _____	3
1-3. Camiones de carga en circulación (Pág. 169, IMT, 2013). _____	3
1-4. Calificación del daño en los puentes federales (SIPUMEX, 2010). _____	4
1-5. Porcentaje de puentes con calificación 3 y 4 (SIPUMEX, 2010). _____	5
2-1. Portada del programa SAP2000. _____	14
2-2. Portada del programa CSI BRIDGE. _____	15
2-3. Portada del programa STAAD Pro. _____	16
2-4. Portada del programa POLLUX-CASTOR-LCPC. _____	17
2-5. Esquema cronológico del desarrollo del software DEEFEP. _____	18
2-6. Metodología para evaluación de puentes carreteros desarrollada por Bárcenas (2011). _____	19
2-7. Metodología integral y estructura para el análisis y evaluación de puentes carreteros del programa DEEFEP (Herrada, 2013). _____	20
2-8. Metodología propuesta para predecir la vida a fatiga en puentes de concreto presforzado (Medina, 2014)._____	21
3-1. Sección transversal compuesta (Medina, 2014). _____	26
3-2. Sección transversal transformada (Medina, 2014). _____	27
3-3. Sección transversal de viga con concreto no agrietado. _____	28
3-4. Sección transversal de viga con concreto totalmente agrietado. _____	28
3-5. Sección transversal de viga parcialmente agrietada. _____	29
3-6. Esfuerzos en viga presforzada sin agrietar causados por presfuerzo inicial (Nilson, 1997). _____	30
3-7. Esfuerzos en viga presforzada sin agrietar causados por presfuerzo inicial más peso propio (Nilson, 1997)._____	31
3-8. Esfuerzos en viga presforzada sin agrietar causados por cargas de servicio (Nilson, 1997). _____	32
3-9. Cambio en los esfuerzos del concreto al aplicarse el momento de agrietamiento (Nilson, 1997). _____	34
3-10. Deformaciones y esfuerzos a medida que la carga de la viga se incrementa hasta la falla (Nilson, 1997)._____	36
3-11. Distribución equivalente de esfuerzo en el concreto en la falla (Nilson, 1997). _____	38
3-12. Bases para el análisis de la sección agrietada (Nilson, 1997). _____	45
3-13. Esfuerzos ficticios en la losa por fuerza de descompresión y momento por peso propio. _____	47
3-14. Fuerza ficticia F y su sistema equivalente. _____	48
3-15. Esfuerzos provocados por la fuerza P_{eq} y el momento interno $M_{int.}$ _____	49
3-16. Esfuerzos en el concreto en la sección agrietada. _____	50
3-17. Máximos por bloque (Bárcenas, 2011)._____	54
4-1. Panorama general del programa DEEFEP. _____	58
4-2. Metodología propuesta para módulo de agrietamiento parcial. _____	59
4-3. Metodología propuesta para módulo de extremos. _____	62
5-1. Sección transversal de la trabe (dimensiones en cm), Puente “Merlebach”. _____	65
5-2. Ubicación de la función para la determinación de líneas de influencia _____	66

5-3. Ventana para la determinación de líneas de influencia	66
5-4. Ingreso de longitud del claro del puente “Merlebach” para cálculo de líneas de influencia.	67
5-5. Diagramas de momento del puente “Merlebach”	67
5-6. Envolventes de los primeros 10 vehículos, puente “Merlebach”	68
5-7. Recuadros para introducir las propiedades geométricas del puente “Merlebach”.	68
5-8. Recuadros para introducir las propiedades mecánicas de los materiales del puente “Merlebach”	69
5-9. Recuadros para introducir las características del acero de refuerzo y presfuerzo del puente “Merlebach”.	69
5-10. Recuadros para introducir los datos necesarios para determinar las cargas muertas del puente “Merlebach”.	69
5-11. Recuadros para introducir los datos para determinar las pérdidas de presfuerzo del puente “Merlebach”.	70
5-12. Recuadros para introducir las dimensiones de la sección transversal de la trabe del puente “Merlebach”.	70
5-13. Recuadro para introducir el factor de concentración de carga del puente “Merlebach”	71
5-14. Rangos de esfuerzos resultantes del puente “Merlebach”	72
5-15. Ubicación del módulo estadístico.	72
5-16. Histograma de rango de esfuerzos del puente “Merlebach”.	73
5-17. Predicción de vida a fatiga del puente “Merlebach” utilizando la curva S-N de Hangenberger	74
5-18. Predicción de vida a fatiga del puente “Merlebach” utilizando la curva S-N de Naaman	74
5-19. Predicción de vida a fatiga del puente “Merlebach” utilizando la curva S-N de BPEL	75
5-20. Ingreso de datos generales del puente “Merlebach”.	76
5-21. Determinación del Momento nominal disponible a flexión del puente “Merlebach”.	77
5-22. Histograma de pesos de vehículos obtenido del registro WIM de RN4.	77
5-23. Predicción de valor extremo a 50 años según método POT.	78
5-24. Predicción de valor extremo a 50 años según método GEV.	79
5-25. Predicción de valor extremo a 50 años según método Gumbel.	79
5-26. Predicción de valor extremo a 50 años según método Poisson.	80
5-27. Comparación gráfica de métodos de valores extremos	80
5-28. Obtención de Momento nominal requerido, según predicción POT, puente “Merlebach”.	81
5-29. Obtención de Momento nominal requerido, según predicción GEV, puente “Merlebach”.	82
5-30. Obtención de Momento nominal requerido, según predicción GUMBEL, puente “Merlebach”.	82
5-31. Obtención de Momento nominal requerido, según predicción POISSON, puente “Merlebach”.	82
5-32. Sección transversal de la trabe (dimesniones en cm), Puente “Procter and Gamble”.	84
5-33. Ingreso de longitud del claro del puente “Procter and Gamble” para cálculo de líneas de influencia.	86
5-34. Diagramas de momento del puente “Procter and Gamble”	86
5-35. Envolventes de los primeros 10 vehículos, puente “Procter and Gamble”	87
5-36. Recuadros para introducir las propiedades geométricas del puente “Procter and Gamble”.	87
5-37. Recuadros para introducir las propiedades mecánicas de los materiales del puente “Procter and Gamble”	88
5-38. Recuadros para introducir las características del acero de refuerzo y presfuerzo del puente “Procter and Gamble”.	88

5-39. Recuadros para introducir los datos necesarios para determinar las cargas muertas del puente “Procter and Gamble”.	88
5-40. Recuadros para introducir los datos para determinar las pérdidas de presfuerzo del puente “Procter and Gamble”.	89
5-41. Recuadros para introducir las dimensiones de la sección transversal de la trabe del puente “Procter and Gamble”.	89
5-42. Recuadro para introducir el factor de concentración de carga del puente “Procter and Gamble”	90
5-43. Rangos de esfuerzos resultantes del puente “Procter and Gamble”	90
5-44. Ubicación del módulo estadístico.	91
5-45. Histograma de rango de esfuerzos del puente “Procter and Gamble”.	91
5-46. Predicción de vida a fatiga del puente “Procter and Gamble” utilizando la curva S-N de Hangenberger	92
5-47. Predicción de vida a fatiga del puente “Procter and Gamble” utilizando la curva S-N de Naaman	92
5-48. Predicción de vida a fatiga del puente “Procter and Gamble” utilizando la curva S-N de BPEL	93
5-49. Ingreso de datos generales del puente “Procter and Gamble”.	94
5-50. Determinación del Momento nominal disponible a flexión del puente “Procter and Gamble”.	94
5-51. Predicción de valor extremo a 30 años según método POT.	95
5-52. Predicción de valor extremo a 30 años según método GEV.	96
5-53. Predicción de valor extremo a 30 años según método Gumbel.	96
5-54. Predicción de valor extremo a 30 años según método Poisson.	97
5-55 Obtención de Momento nominal requerido, según predicción POT, puente “Procter and Gamble”.	98
5-56 Obtención de Momento nominal requerido, según predicción GEV, puente “Procter and Gamble”.	98
5-57 Obtención de Momento nominal requerido, según predicción GUMBEL, puente “Procter and Gamble”.	98
5-58 Obtención de Momento nominal requerido, según predicción POISSON, puente “Procter and Gamble”.	99
6-1 Gráfico de resultados de predicción de vida a fatiga obtenidos para el puente “Merlebach”.	101
6-2 Gráfico de resultados de predicción de vida a fatiga obtenidos para el puente “Procter and Gamble”.	102
6-3 Gráfico de resultados de predicción de vida a fatiga utilizando los módulos de agrietamiento total y parcial para el puente “Procter and Gamble”.	103
6-4 Gráfico de comparativa de momentos nominales del puente “Merlebach”.	104
6-5 Gráfico de comparativa de momentos nominales del puente “Procter and Gamble”.	104
A-1. Módulos del programa DEEFEP.	110

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla	Página
5-1. Datos geométricos del puente “Merlebach”.	64
5-2. Propiedades mecánicas de materiales del puente “Merlebach”.	65
5-3. Comparación de predicciones de métodos de valores extremos para vehículos pesados en puente “Merlebach”.	81
5-4 Comparación de momentos obtenidos en puente “Merlebach”	83
5-5. Datos geométricos del puente “Procter and Gamble”.	84
5-6. Propiedades mecánicas de materiales del puente “Procter and Gamble”.	85
5-7. Comparación de predicciones de métodos de valores extremos para vehículos pesados en puente “Procter and Gamble”.	97
5-8. Comparación de momentos obtenidos en puente “Procter and Gamble”.	99
6-1. Resumen de resultados de vida a fatiga para el puente “Merlebach”.	100
6-2. Resumen de resultados de vida a fatiga para el puente “Procter and Gamble”.	102

1. INTRODUCCIÓN

Los puentes son parte fundamental de las carreteras, son estructuras que permiten librarse de obstáculos que de otra manera sería imposible transitar, por lo cual es de vital importancia que se encuentren en buen estado. En México, la fatiga en puentes es de especial interés por el hecho de que el inventario de puentes tiene una edad promedio cercana a los 40 años y, actualmente circulan tránsitos y cargas mucho mayores a las consideradas cuando fueron diseñadas tales estructuras (Rodríguez et al., 2014).

Aunque se reconoce que las cargas sobre los puentes provienen de diferentes fenómenos que incluyen al viento, a movimientos de la tierra inclusive a variaciones en la temperatura, se acepta que la perturbación más significativa sobre los puentes se asocia a las cargas de los camiones (Jacob y Labry, 2002).

En general, cualquier estructura es susceptible de presentar fallas, ya que las condiciones reales de servicio y/o las características de los materiales, pueden discrepar de las que esperaba el diseñador. Una de las acciones a las que se atribuyen la falla en diversas estructuras es la fatiga. Ésta se define como el daño de un material resultante de la aplicación de esfuerzos repetitivos o carga cíclica (Torres, 2007).

En el presente trabajo se implementa una metodología de predicción de los efectos causados por las capacidades máximas de vehículos pesados, así como el fenómeno de fatiga en pasos vehiculares de concreto presforzado, la cual, fue concebida en una primera fase en el software denominado DEEFEP (Diagnóstico Estadístico, Efectos de Fatiga y Extremos en Puentes), desarrollado en la DIPFI-UAQ (División de Investigación y Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Querétaro).

La aportación en este trabajo al software DEEFEP se trata de la inclusión de un modelo de degradación del concreto, debido al agrietamiento, realizando una variación lineal del decremento en la capacidad de carga de la estructura, tomando en cuenta un modelo de propagación de grietas. Además del modelo de extremos, el cual toma en cuenta la capacidad última de la estructura ante valor extremo causado por el tránsito de vehículos pesados basándose

primordialmente en el análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar el Momento nominal disponible M_{nd} de la estructura y utilizando métodos de valores extremos para predecir el valor extremo a determinado periodo de tiempo y con ello calcular el Momento nominal requerido M_{nr} , para así determinar una función de estado del puente de concreto presforzado.

1.1. Descripción del problema

En México, el transporte de mercancías por carretera es de gran importancia para la economía, debido a que por este medio se realiza casi en su totalidad el intercambio de productos (Figura 1-1), gracias a la disponibilidad del servicio, así como a la cobertura de la red carretera a lo largo del país, por lo cual es de vital importancia mantener la infraestructura carretera en buenas condiciones.

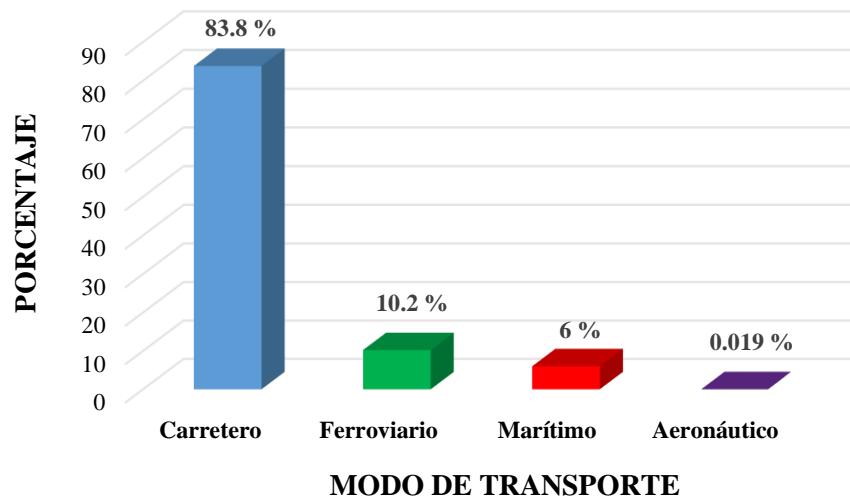


Figura 1-1. Movimiento doméstico de carga por modo de transporte en 2012 (Pág. 75, IMT, Manual estadístico del sector transporte, 2013).

La edad de los puentes es un factor muy importante, debido a que con el paso del tiempo se van deteriorando, además de que algunos siendo tan antiguos fueron diseñados para cargas menores de vehículos que los que circulan actualmente. Como se observa en la figura 1-2, en México, la gran mayoría de los puentes tienen más de 30 años de servicio.

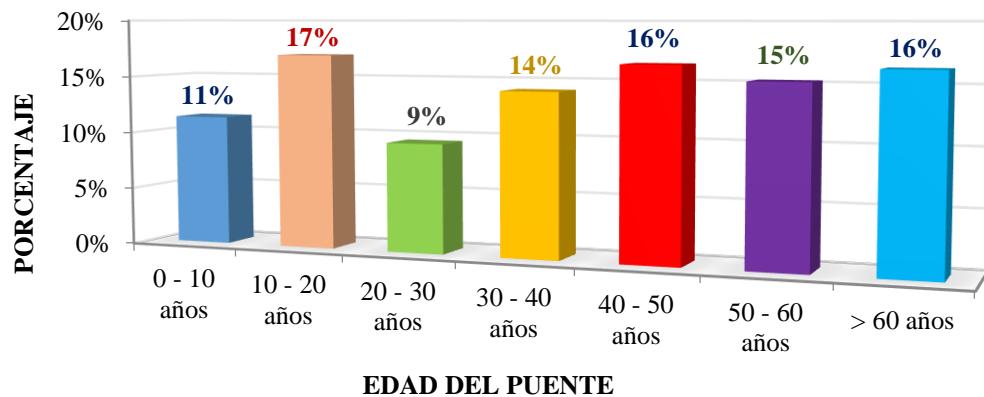


Figura 1-2. Edad de servicio de los puentes (SIPUMEX, 2010).

Con el incremento de la población ha aumentado también la demanda en el transporte de mercancías para satisfacer las necesidades humanas. Lo que trae como consecuencia aumento en el flujo de vehículos pesados (Figura 1-3). Por lo que la ocurrencia de acontecimientos de eventos raros puede estar cambiando de manera no trivial, de forma tal que éstos tienden a ocasionar mayores riesgos de falla estructural en puentes carreteros (Bárcenas, 2011).

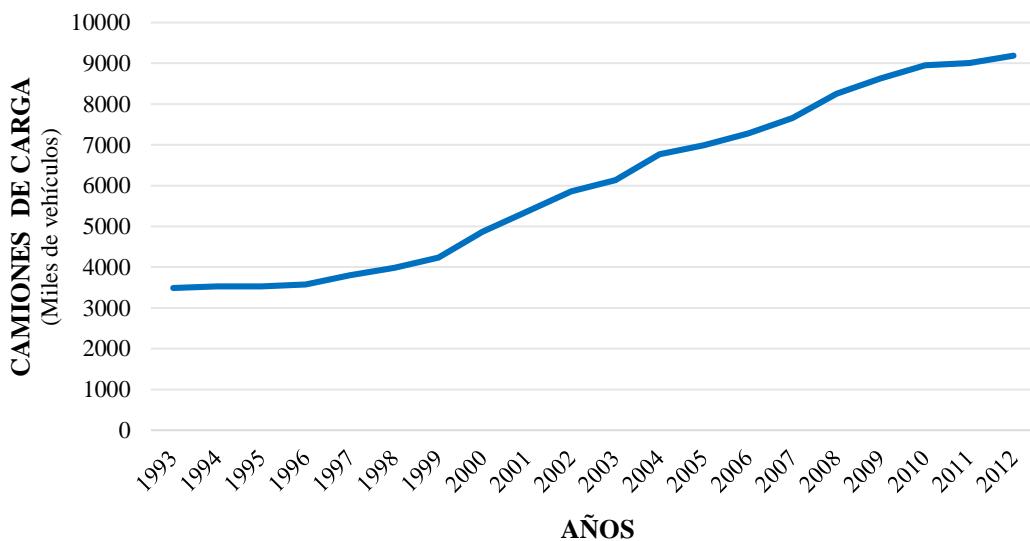


Figura 1-3. Camiones de carga en circulación (Pág. 169, IMT, Manual estadístico del sector transporte, 2013).

Además se tiene que los vehículos utilizados con anterioridad para el diseño de los puentes según normativa de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) han dejado de ser representativos del tráfico que circula actualmente por las carreteras federales (Medina, 2014).

1.2. Justificación

En México, la SCT y el IMT (Instituto Mexicano del Transporte) son los encargados de llevar el registro del estado en que se encuentran los puentes de la red carretera, mediante el SIPUMEX (Sistema de Puentes de México) el cual les permite determinar los trabajos de conservación requeridos. Otorgan calificaciones según el estado físico en que se encuentran los puentes, teniendo una escala desde cero, para puentes que no requieren atención, a cinco para puentes en condición crítica que requieren atención inmediata (Figura 1-4)

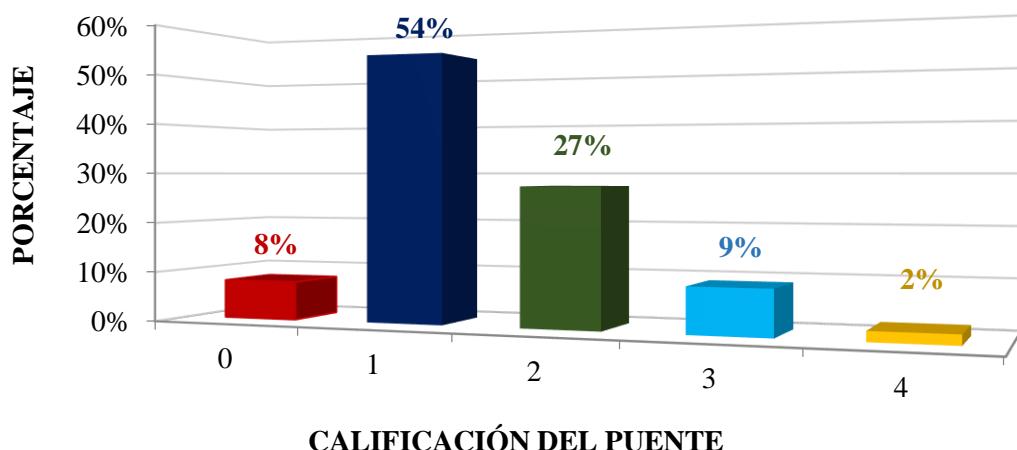


Figura 1-4. Calificación del daño en los puentes federales (SIPUMEX, 2010).

Tales calificaciones se obtienen mediante inspecciones visuales, lo cual resulta demasiado rústico, por lo que es necesario adoptar otro enfoque para complementar esta evaluación. Según datos proporcionados por SIPUMEX (Figura 1-5), se observa que el mayor número de puentes con calificación estructural de 3 y 4, se concentran en edades de 30 a 70 años, lo cual puede interpretarse como una relación directa entre la edad del puente y el daño estructural.

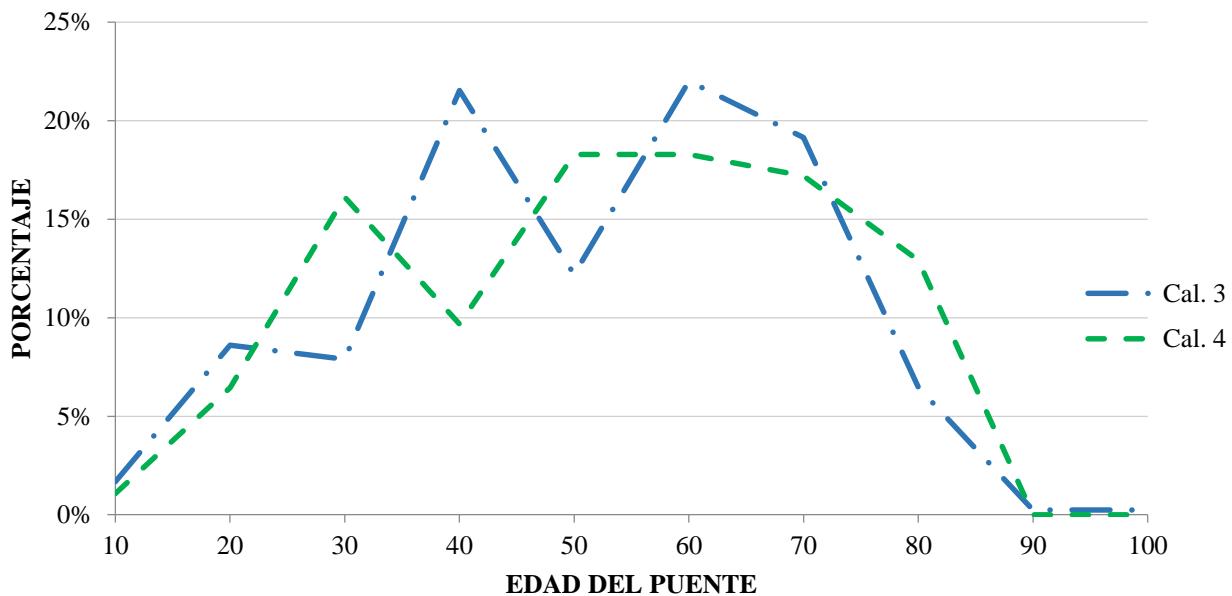


Figura 1-5. Porcentaje de puentes con calificación 3 y 4 (SIPUMEX, 2010).

1.3. Hipótesis

Aplicando una metodología integral sistematizada, utilizando datos de pesaje dinámico para el análisis estadístico de tráfico vehicular, se pueden obtener los efectos de los valores extremos; además predecir la vida útil de los puentes de concreto presforzado ante fatiga, mediante la magnitud del daño considerando la propagación de grietas en el concreto.

1.4. Objetivo general

Proponer una metodología para la predicción de efectos extremos y de vida a fatiga en puentes de concreto presforzado sometidos a cargas cíclicas de tráfico pesado, sistematizar el procedimiento e integrarlo en la herramienta DEEFEP.

1.5. Objetivos particulares

1. Actualizar el programa DEEFEP, anexando módulos para puentes de concreto presforzado.
2. Incluir un modelo para el cálculo de la degradación del concreto, debido al agrietamiento causado por el fenómeno de fatiga.
3. Evaluar la vida a fatiga de un puente de concreto presforzado.
4. Identificar los valores extremos y sus efectos en puentes de concreto presforzado producidos por registros Weigh in Motion y leyes de valores extremos.
5. Incluir un modelo para el cálculo de efectos extremos, tomando en cuenta la capacidad última de la estructura.
6. Elaborar ejemplos de aplicación y validación de la metodología de predicción del sistema.
7. Integrar ayudas y manuales de utilización en el programa DEEFEP.

1.6. Alcances

Los alcances del presente trabajo de investigación son los siguientes:

- Metodología para la predicción de vida a fatiga en puentes de concreto presforzado, retomando lo propuesto por Medina (2014), adicionando un modelo de propagación de grietas para la obtención de valores más apegados a la realidad.
- Módulo para el cálculo de extremos donde se obtiene el momento nominal disponible, así como el requerido de la estructura, con la finalidad de realizar una comparativa y verificar si los valores extremos sobrepasan a las de diseño.
- Sistematizar la metodología en el programa DEEFEP, adaptando los módulos a lo desarrollado anteriormente, con la finalidad de obtener una herramienta útil, de fácil implementación y amigable para el usuario.

1.7. Limitaciones

Las limitantes con las que cuenta el presente trabajo de investigación son las siguientes:

- La metodología que se propone es aplicable para puentes de claro intermedios, de 20 a 40 m, constituidos por un sistema de losa de concreto reforzado, así como tráves de concreto presforzado, con secciones tipo “I”.
- La carencia en México de un sistema de pesaje en movimiento (WIM) que suministre los registros necesarios a utilizar en el programa para la realización de predicciones más cercanas a la realidad. Debido a tal escasez de datos, se sugiere simular escenarios de tráfico empleando las características de los vehículos que circulan en el país.
- El programa no toma en cuenta los efectos producidos por impacto, vibración, torsión, corrosión o algún otro daño, únicamente se realiza un análisis por flexión, por lo cual se recomendaría incluirlos en etapas posteriores.
- Se propone agregar nuevas curvas S-N realizadas en investigaciones posteriores que cuenten con esfuerzo medio definido para obtener así una predicción más cercana a la realidad

2. ANTECEDENTES

2.1. Fatiga en puentes

Hasta hace poco, la mayor parte de la investigación en el área de diseño de puentes se ha concentrado en el estudio de la resistencia de los materiales y relativamente poco se ha realizado en el área de evaluación de cargas de tráfico real y sus efectos (Bárcenas, 2011).

Desde los años ochenta, en el Laboratorio Central de Puentes y Caminos (LCPC) se han realizado trabajos encaminados al estudio de la demanda de tráfico pesado en puentes de Francia. O'Connor (1991) y O'Brien et al., (2001) realizaron análisis de cargas de tráfico y sus efectos utilizando simulaciones basadas en datos estadísticos.

Dentro de la comunidad de ingeniería de puentes, existe un interés considerable en el problema de medir las cargas de tráfico, así como también los efectos que éstas producen sobre la estructura (Liljencrantz et al., 2007).

La fatiga es uno de los fenómenos de deterioro estructural que afecta a los puentes de concreto presforzado, es causada por las cargas repetitivas vehiculares que transitan sobre los mismos, las cuales producen una falla bajo cargas inferiores a la resistencia estática. Algunos estudios acerca de éste tema han seguido una metodología para calcular la vida útil del puente, tal es el caso de Jacob y Labry (2002), quienes calcularon la vida a fatiga de 7 puentes franceses, utilizaron el software CASTOR desarrollado por el LCPC (Laboratorio Central de Puentes y Caminos) de Francia y compararon los resultados obtenidos. Para el análisis utilizaron registros WIM (Weigh In Motion) de las vías A9, A5, A31 y A6 involucradas en los puentes de estudio, realizaron histogramas según la cantidad de vehículos, pesos, número de ejes y efectuaron comparativas. Calcularon las líneas de influencia de cada uno de los puentes, luego los resultados los introdujeron al software CASTOR para simular el paso de vehículos y calcular fatiga utilizando curvas S-N, histogramas de Rain flow y la regla de Miner.

Otro estudio donde se utilizaron registros WIM para el cálculo de fatiga fue realizado por Treacy y Brühwiler (2012) en Suiza, quienes desarrollaron un algoritmo para simular el paso de vehículos sobre un puente, introdujeron el concepto de Modelo estándar de fatiga en un puente (SFBM), el cual arroja datos de fatiga a largo plazo para los puentes utilizando la base de datos de tráfico real, demostraron que las recientes mejoras en las tecnologías de almacenamiento de datos y WIM dan la posibilidad de una aplicación más amplia en el ámbito del estudio de la seguridad en puentes a daños de fatiga, también que la información del ciclo de fatiga obtenido es local a la zona de la estación de WIM y debe ser utilizada para evaluar puentes dentro de esa red del mismo volumen de tráfico.

Pero no sólo en Europa se han realizado investigaciones acerca de la fatiga en puentes de concreto presforzado, aquí en México García et al. (2013) realizaron pruebas a torones de presfuerzo de siete alambres sin recubrimiento, con la finalidad de estudiar el deterioro de tales elementos estructurales, los cuales están sometidos a cargas variables causados por el tránsito de vehículos. Llevaron a cabo pruebas de fatiga a 100 000 ciclos de carga para determinar si se generaban grietas, además de establecer su origen, luego de ello sometieron los torones a prueba de tensión para observar cambios en las propiedades mecánicas.

Crespo et al. (2014), desarrollaron una metodología para predecir el deterioro por efectos de fatiga en puentes de concreto reforzado y presforzado,模拟aron escenarios de carga mediante el método Monte Carlo, basándose en aforos vehiculares de México. Consideraron mecanismos de agrietamiento en el concreto y fatiga en el acero de presfuerzo en los puentes que utilizaron como referencia, uno de concreto reforzado y otro de concreto presforzado, de donde observaron condiciones muy específicas para que dichos fenómenos sean determinantes en el período de vida útil.

Algo similar fue realizado por Rodríguez et al. (2014) también en México, quienes desarrollaron un modelo metodológico para evaluar el deterioro por fatiga de un puente de concreto presforzado bajo distintas condiciones de servicio y de agrietamiento para pronosticar el deterioro que pueden sufrir estas estructuras. Simularon las cargas vehiculares mediante el Método de Monte Carlo, utilizaron datos estadísticos del tránsito y los pesos vehiculares en las carreteras mexicanas.

Tales cargas fueron amplificadas por un factor de impacto, de acuerdo a las condiciones de superficie de rodamiento y se aplicaron al modelo de elemento finito de un puente tipo, considerando varios escenarios de agrietamiento inicial y su posible crecimiento. Finalmente, se determinó la correlación entre el agrietamiento, el factor de impacto y el tráfico vehicular con el esfuerzo y el deterioro generado en el acero de presfuerzo, que rige el daño y por tanto la falla de tal elemento.

2.2. Modelos de propagación de grietas

En el caso de metales y cerámicos la fractura a fatiga se ha estudiado ampliamente, sin embargo, para el concreto el conocimiento es limitado. Esto es debido a que el comportamiento de fractura en concreto es más complicado debido a la naturaleza heterogénea y la presencia de un gran tamaño de la zona de proceso de fractura (ZPF) del material (Ray y Kishen, 2012).

El primer modelo que describió el crecimiento de grietas causadas por cargas cíclicas fue el de Paris (1963), el cual se ha tomado como base para los modelos desarrollados posteriormente, se expresa de la siguiente manera:

$$\frac{da}{dN} = C(\Delta K_I)^m \quad (2-1)$$

Donde:

a = longitud de la grieta.

N = número de ciclos.

C = parámetro del crecimiento de grieta por ciclo de carga.

m = constante del material.

ΔK_I = amplitud cíclica del factor de intensidad de esfuerzos. $\Delta K_I = K_{\max} - K_{\min}$

Integrando la ecuación (2-1) se puede calcular el tamaño de una grieta con sólo conocer el número de ciclos (relacionado con el tiempo en servicio), y un valor de grieta inicial.

De igual forma, se puede calcular el número de ciclos para que una grieta pase de un tamaño a_0 , a un límite a_f .

$$N = \int_{a_0}^{a_f} \frac{da}{C \Delta K_I^m} \quad (2-2)$$

Este número de ciclos permite estimar la vida útil o remanente del componente para determinadas condiciones de operación y un tamaño de grieta inicial, a_0 .

Por otra parte, Bazant y Xu (1991) agregaron el efecto del tamaño en la ley de Paris (1963) usando la variable de resistencia a la fractura dependiente del tamaño (K_{Ic}), mediante la fórmula:

$$\frac{da}{dN} = C \left(\frac{\Delta K_I}{K_{Ic}} \right)^m \quad (2-3)$$

$$K_{Ic} = K_{If} \left(\frac{\beta}{1 + \beta} \right)^{1/2} \quad (2-4)$$

Donde:

K_{If} = resistencia a la fractura extrapolada a un tamaño infinito de la estructura.

$\beta = d / d_0$. Siendo d = altura de la viga y d_0 = tamaño transicional.

Otro modelo importante para el cálculo de crecimiento de grietas es el propuesto por Slowik (1996) en el cual se describe el incremento en la longitud de una grieta en una región anterior a la presencia de una sobrecarga significativa ($K_I < K_{Ic}$) de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\frac{da}{dN} = C \frac{K_{Imáx}^m \Delta K_I^n}{(K_{Ic} - K_{Isup})^p} + F(a, \Delta\sigma) \quad (2-5)$$

$$C = \left(-2 + 25 \frac{L}{l_{ch}} \right) 10^{-3} \text{ mm/ciclo} \quad (2-6)$$

$$l_{ch} = \frac{E G_f}{f_r^2} \quad (2-7)$$

Donde:

K_{Isup} = factor máximo de intensidad de esfuerzo jamás alcanzado por la estructura en su historial de carga.

$K_{Imáx}^m$ = máximo factor de intensidad de esfuerzo en un ciclo

$F(\alpha, \Delta\sigma)$ = función que toma en cuenta el crecimiento repentino de la longitud de grieta causada por una sobrecarga.

m, n y p = constantes del material.

L = longitud de ligamento.

l_{ch} = longitud característica.

E = módulo de elasticidad.

G_f = energía específica de fractura.

F_r = resistencia a tensión.

Años después Sain y Kishen (2007) propusieron una modificación al modelo de Slowik (1996) relacionando el valor de la constante C y la frecuencia f de aplicación de los ciclos de carga de la siguiente manera:

$$Cf = -0.0193 \left(\frac{L}{l_{ch}} \right)^2 + 0.0809 \left(\frac{L}{l_{ch}} \right) + 0.0209 \quad (2-8)$$

Donde:

L = longitud del ligamento.

l_{ch} = longitud característica de la probeta.

De modo que para una cierta frecuencia f , es posible determinar el valor C correspondiente.

Además de ello propusieron una fórmula para determinar el valor de $F(\alpha, \Delta\sigma)$, el cual no fue definido por Slowik:

$$F = \left(\frac{\Delta K_I}{K_{Ic}} \right) \Delta a \quad (2-9)$$

Donde:

Δa = incremento en la longitud de la grieta con respecto a su valor inicial antes de la sobrecarga.

Por otra parte, Ray y Kishen (2011) propusieron un modelo analítico para estimar el crecimiento de las grietas por fatiga en concreto mediante el uso de análisis dimensional y parámetros tales como resistencia a la tracción, resistencia a la fractura, además de la relación de carga y el tamaño estructural. Realizaron análisis experimentales y mediante un análisis de sensibilidad encontraron que el tamaño estructural es un factor dominante en la propagación de grietas, además de la relación de carga y la longitud inicial

2.3. Valores extremos

Las distribuciones de valores extremos son a menudo usadas para analizar estadísticamente muchos eventos que ocurren naturalmente, como son las tormentas, el viento, las olas del mar y los terremotos. La teoría de valores extremos proporciona técnicas simples para estimar las probabilidades de ocurrencia de niveles extremos en procesos originados por datos históricos. La mayor parte de métodos estadísticos estudian principalmente lo que ocurre en el centro de una distribución estadística y no prestan particular atención a las colas de la distribución, sin embargo en los problemas de diseño en ingeniería por lo general los valores extremos son la parte más importante del problema. En el estudio de los valores extremos es necesario separarlos de la serie matriz. Las dos series más comúnmente usadas para el análisis son: excedencia sobre umbral (Peak Over Threshold - POT) y máximo anual. Las series de excedencia anual consideran los datos por encima de un umbral predeterminado como extremos. Y la serie de máximos anual selecciona el valor máximo para cada año de los datos históricos (Muhaisen, 2006).

Los métodos de valores extremos se aplican a diversas ramas de estudio, sin embargo para el caso particular de los puentes se tiene que Arroyo et al. (2010) en Francia, tomaron como caso de estudio un puente francés, además de registros WIM (Weigh In Motion) obtenidos de 8 semanas, los cuales utilizaron para predecir valores esperados a futuro del peso de los vehículos mediante las leyes de Gumbel, Poisson y GEV (Generalized extreme value), realizaron comparativas entre éstos métodos, además de realizar una instrumentación del puente, de donde concluyeron que es necesario contar con una mayor cantidad de registros para aproximarse mejor a la realidad debido a que los resultados de los cálculos con los distintos métodos quedaron por debajo de lo real.

Para evitar el daño causado por extremos existen normativas que restringen el peso de vehículos, aquí en México la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) cuenta con la Norma Oficial Mexicana “NOM-012-SCT-2-2014, 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”, en la cual presentan la clasificación de vehículos atendiendo a su clase, nomenclatura, número de ejes y llantas. Además realizan especificaciones en cuanto al peso máximo por eje, así como el peso bruto vehicular máximo autorizado, así como las dimensiones máximas autorizadas.

2.4. Programas para análisis de puentes

Respecto a los programas existentes para el análisis, así como diseño de puentes los que se describen a continuación son los más representativos.

➤ **SAP2000**

Es un programa comercial de cálculo estructural propiedad de la compañía *Computers & Structures, Inc.*, el cual tiene más de 30 años desde su aparición. Cuenta con un entorno de modelado gráfico en 3D, así como herramientas para el análisis y diseño de estructuras.



Figura 2-1. Portada de programa SAP2000

Su interfaz es intuitiva y amigable para el usuario, le permite crear modelos estructurales fácilmente mediante el uso de plantillas disponibles en el programa, además de elegir perfiles,

introducir diferentes tipos de cargas, para así realizar cálculos inmediatamente de acuerdo a la reglamentación correspondiente. La versión más reciente hasta el momento es la número 18, en la cual, para el caso particular de México, se añadieron los códigos CFE-93 y CFE-2008 para las funciones de espectros.

Respecto a los puentes, los usuarios pueden usar las plantillas para generar modelos, cargas automatizadas, obtención de líneas de influencia, análisis y diseño, así como la secuencia de construcción. Sin embargo, no cuenta con las herramientas necesarias para la evaluación de vida a fatiga.

➤ CSI BRIDGE

Programa comercial de cálculo estructural exclusivo para puentes propiedad de la compañía *Computers & Structures, Inc.*, la cual también es dueña de SAP2000. En CSI BRIDGE se recopilaron las características que existían en SAP2000 en el módulo de puentes y se agregaron nuevas, por lo cual es posible el análisis, diseño, y la “Valuación por Rating” de puentes, desde los sencillos a los complejos.



Figura 2-2. Portada de programa CSI BRIDGE

La capacidad de carga por “Rating” se utiliza para determinar la “Capacidad a la Carga Viva” de un puente. Las demandas de cargas muertas se sustraen de la capacidad de la sección y el número resultante se divide por las demandas de carga viva. (Basado en las cargas vehiculares especificadas en el código). El número resultante es el llamado factor “Rating”. Los factores de

“Rating” mayores a 1 indican que el puente es adecuado para soportar el tráfico existente. Si el factor de “Rating” es menor que 1, se indican restricciones de peso en los vehículos para asegurar condiciones de operación segura en el puente.

➤ STAAD PRO

Programa comercial de la empresa *Bentley*, para realizar el análisis y diseño de una amplia variedad de tipos de estructuras. Cuenta con los reglamentos de construcción de la mayoría de los países incluyendo México, además soporta códigos de diseño de materiales múltiples tales como madera, acero, acero rolado en frío, concreto y aluminio

Posee herramientas para la generación de modelo gráfico, así como editor de texto basado en comandos para crear el modelo matemático. Además es posible asignar propiedades a los elementos, así mismo los materiales, las cargas y orientar las secciones transversales como se desee. Igualmente incluye un apartado para examinar los resultados, los diagramas de desplazamiento, momento de flexión, diagramas de fuerza cortante, viga, placa y esfuerzos de contornos sólidos.



Figura 2-3. Portada de programa STAAD Pro

También es posible realizar la importación y exportación de datos desde y hacia otros formatos ampliamente aceptados. Además la generación de reportes personalizados con la información y logotipo deseados, que pueden exportarse a Word o Excel. Por último, ofrece una

biblioteca de funciones expuestas llamada OpenSTAAD que permite acceder a funciones internas y rutinas de STAAD.Pro, así como sus comandos gráficos para acceder a la base de datos de STAAD y vincular datos de entrada y salida a software de terceros. Sin embargo, al igual que SAP 2000 este programa no cuenta con las herramientas necesarias para la evaluación de vida a fatiga de los puentes.

➤ POLLUX-CASTOR-LCPC

Programa desarrollado por el Laboratorio Central de Puentes y Caminos (LCPC) de Francia en el año 2008, funciona para evaluar la fatiga en puentes, para ello se deben ingresar las líneas de influencia manualmente al programa, además de registros de tráfico los cuales deben tener un determinado formato, sin embargo el programa ofrece herramientas para adecuarlos a lo requerido así como para depurar datos innecesarios; además se pueden realizar histogramas del tráfico.

Por otra parte, para el cálculo de los efectos del tráfico se utiliza la herramienta CASTOR existente dentro del programa, la cual realiza cálculos a partir de las líneas de influencia ingresadas por el usuario, además obtiene histogramas de esfuerzos y aplica el método de Rainflow, así como la Regla de Miner con la finalidad de obtener la vida a fatiga.

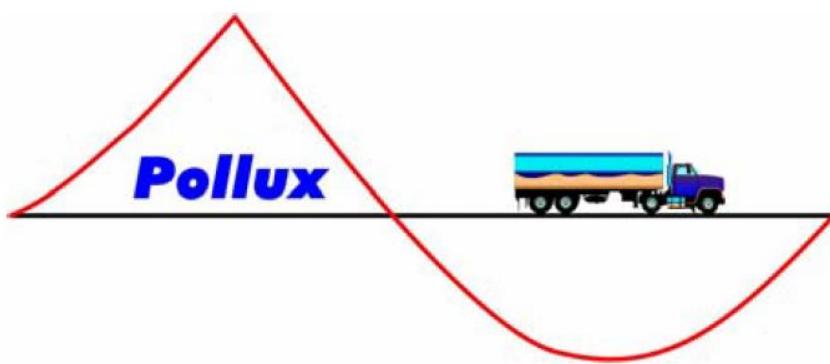


Figura 2-4. Portada de programa POLLUX-CASTOR-LCPC

Cabe señalar que el programa DEEFEP, se basa en la metodología utilizada en el programa POLLUX-CASTOR-LCPC, con la ventaja de realizar todos los cálculos necesarios dentro de un mismo lugar, sin la necesidad de utilizar herramientas externas.

2.4.1 Etapas iniciales de desarrollo del programa DEEFEP

En la DIPFI- UAQ, en la línea de investigación: “Modelación analítica y experimental de sistemas físicos”, del Cuerpo Académico consolidado de “Estructuras, Construcción y Transporte” se inició con el desarrollo de un software para diagnóstico de los puentes, en sus dos primeras fases (Bárcenas, 2011) y (Herrada, 2013) se enfocó en puentes de acero y en su tercera fase (Medina, 2014) se introdujeron cálculos para puentes de concreto presforzado; como se muestra en la figura 2-5.

En la primera etapa, Bárcenas (2011) inició con el desarrollo de un software para sistematizar la metodología para evaluación de la vida a fatiga en puentes de acero franceses, basándose en el código Europeo (Eurocode), utilizando datos de pesaje dinámico *Weigh in Motion* (WIM) y con ello obtener los esfuerzos a través de las líneas de influencia tomando, realizando el conteo de esfuerzos a través del método de Rainflow y la aplicación de la Regla de Miner para la evaluación del daño acumulado y la predicción de la vida a fatiga. Dicho software llevó por nombre DIP-Diagnóstico Estadístico y de Fatiga en Puentes.

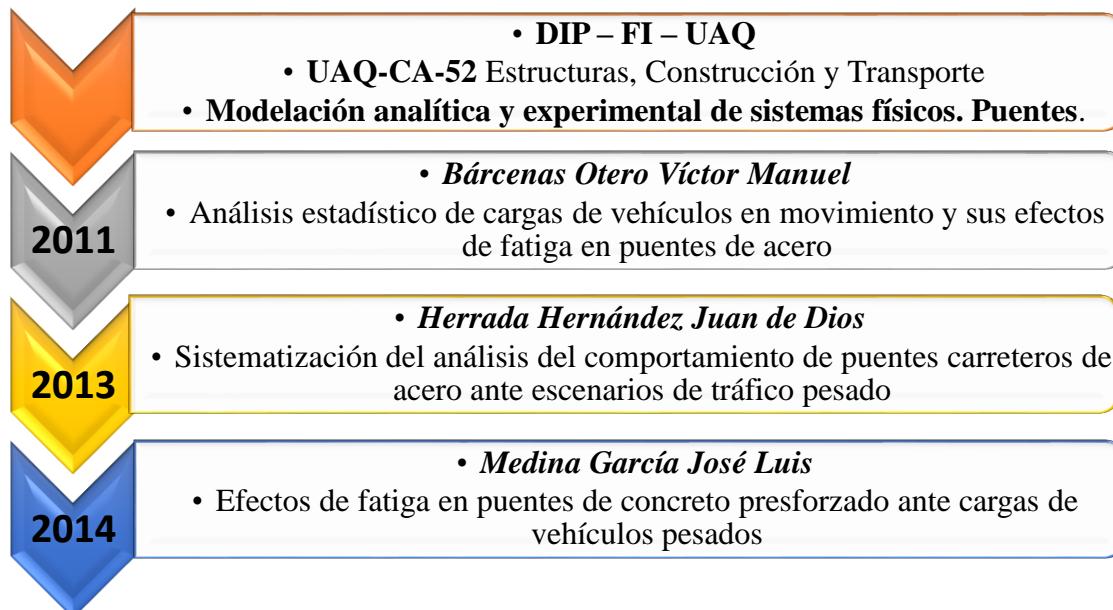


Figura 2-5. Esquema cronológico del desarrollo del software DEEFEP.

Además de ello, Bárcenas sistematizó cuatro leyes de valores extremos (POT, GEV, Gumbel y Poisson) para la predicción de peso de los vehículos. La metodología completa desarrollada por Bárcenas, se observa en la figura:

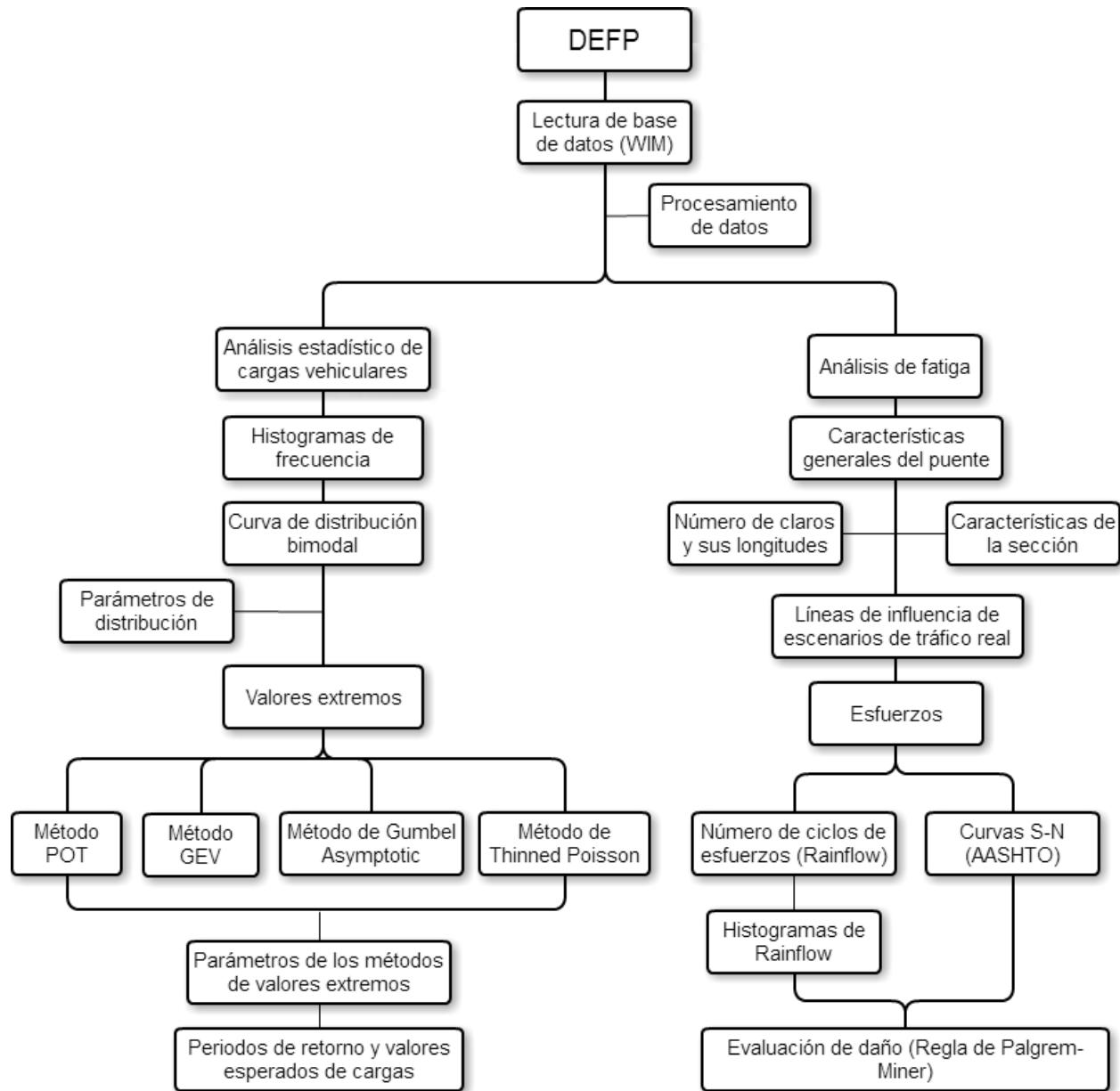


Figura 2-6 Metodología para evaluación de puentes carreteros desarrollada por Bárcenas (2011).

En una segunda etapa de desarrollo del software, Herrada (2013) continuó con la línea de investigación de Bárcenas (2011), sistematizó las superficies de influencia para tomar en consideración los efectos producidos por varios carriles simultáneamente en el puente, además

insertó un módulo para tratamiento de datos, para el correcto uso de los archivos de registro de tráfico, todo ello en un ambiente amigable e interactivo para el usuario. Hasta este punto el software incluía lo mostrado en la figura 2-7, en la cual la aportación de Herrada está resaltada en color azul.

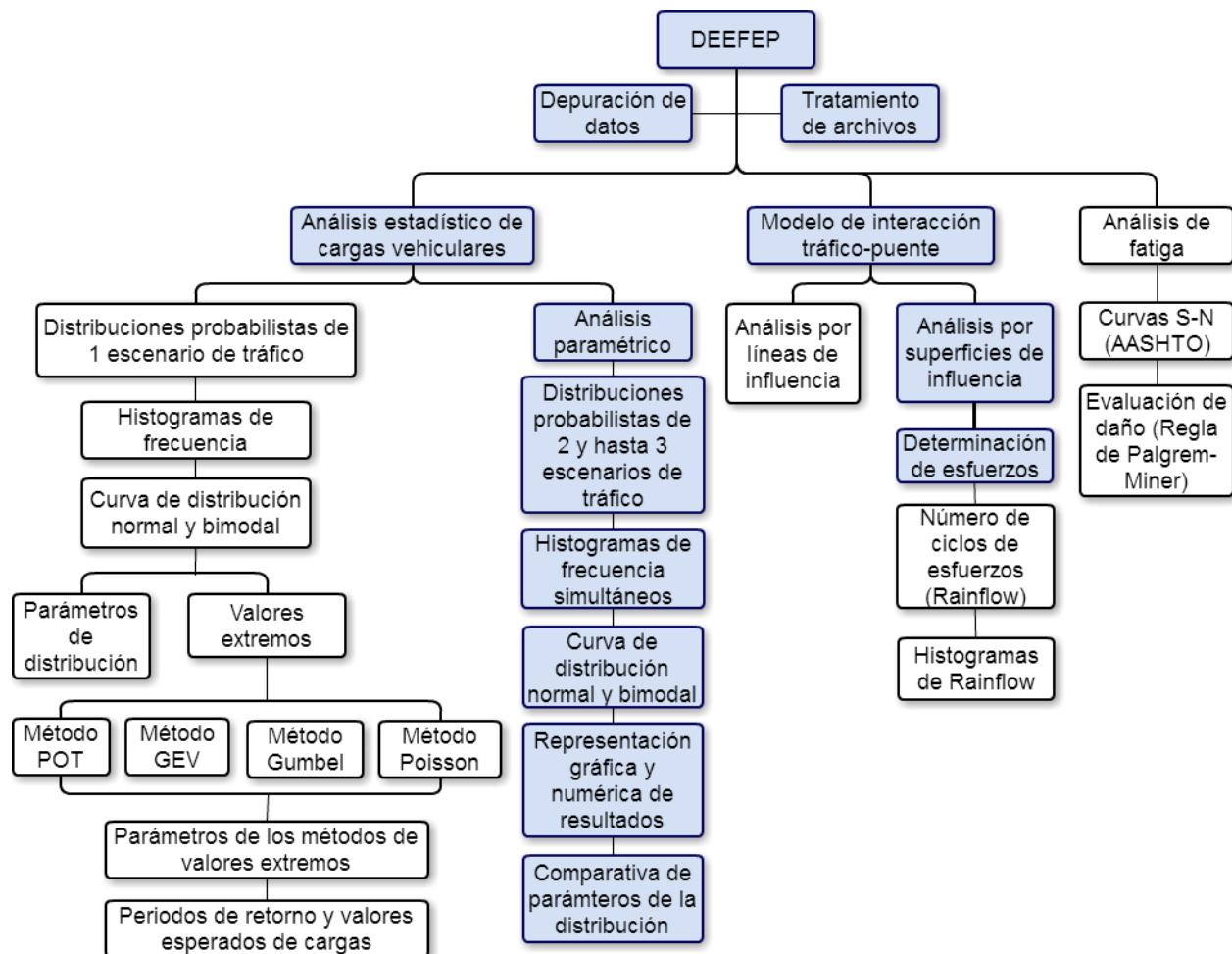


Figura 2.7. Metodología integral y estructura para el análisis y evaluación de puentes carreteros del programa DEEFEP (Herrada, 2013).

A partir de este momento, el programa tomó el nombre de “DEEFEP - Diagnóstico Estadístico. Efectos de Fatiga y Extremos en Puentes ante cargas de tráfico pesado”.

En una tercera etapa, Medina (2014) sistematizó en el software una metodología para la evaluación de la vida a fatiga en puentes de concreto presforzado. Utilizó registros WIM, para calcular líneas y/o superficies de influencia, con ello determinar esfuerzos tanto en el concreto como en el cable de presfuerzo, luego realizar un conteo a través del método de Rainflow y

mediante la Curva S-N obtener el número de ciclos límite a fatiga para los rangos de esfuerzos provocados en el puente, para finalmente obtener la vida a fatiga aplicando la regla de daño acumulado de Miner. Dicha metodología aparece en forma esquemática en la figura 2-8.

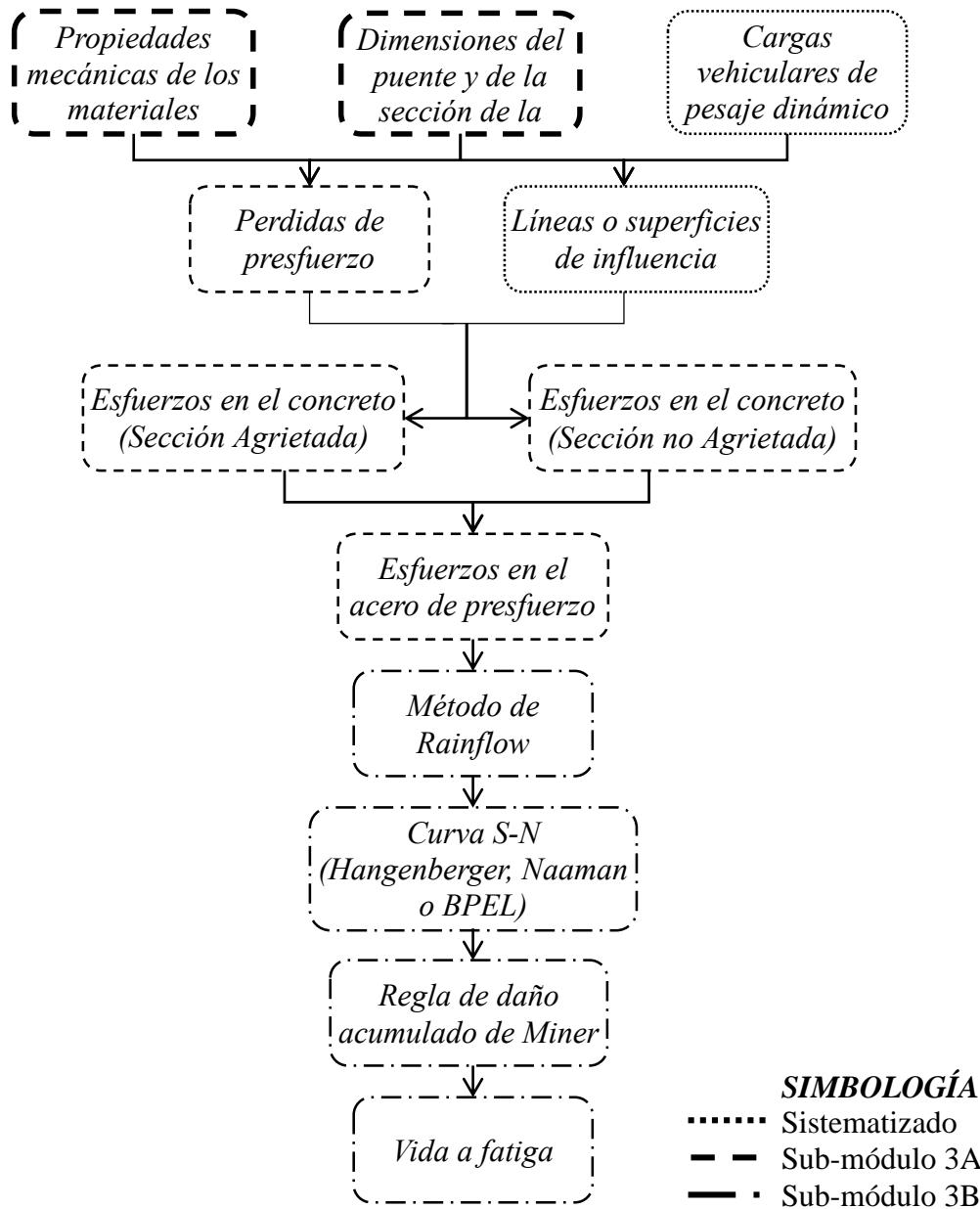


Figura 2-8. Metodología propuesta para predecir la vida a fatiga en puentes de concreto presforzado (Medina, 2014).

En donde se muestra en línea punteada algunos procesos sistematizados por Herrada (2013). El sub-módulo 3A, resaltado con guiones, es para el cálculo de esfuerzos en el cable de

presfuerzo y el sub-módulo 3B, enmarcado con punto y guión, sirve para calcular la vida a fatiga de los puentes de concreto presforzado.

3. MARCO TEÓRICO

En este capítulo se muestran los métodos utilizados en la sistematización del programa para la realización de los cálculos.

3.1. Conceptos.

A continuación se presentan algunas definiciones de conceptos utilizados en el presente proyecto de investigación:

- **Cargas muertas:** Las cargas muertas son los pesos de los diversos elementos estructurales y pesos de todos los objetos que están unidos de manera permanente a la estructura. (Hibbeler, 2012).
- **Cargas vivas:** Las cargas vivas pueden variar tanto en su magnitud como en su ubicación. Las puede causar el peso de objetos colocados provisionalmente sobre una estructura, vehículos en movimiento o fuerzas naturales. Las cargas vivas mínimas especificadas en los códigos se determinan con base en el estudio de la historia de sus efectos sobre estructuras existentes. Por lo general estas cargas incluyen una protección adicional contra una deformación excesiva o sobrecarga repentina. (Hibbeler, 2012).
- **Cargas en puentes carreteros:** las cargas vivas principales en los claros de un puente son las ocasionadas por el tráfico, y la carga más pesada de vehículos que puede encontrarse es la causada por una serie de camiones. Las especificaciones para las cargas de camiones en puentes carreteros se registran en la *LRFD Bridge Design Specifications* (Especificaciones para el diseño de puentes) de la *American Association of State and Highway Transportation Officials* (AASHTO).

Los puentes ubicados en las principales carreteras que llevan una gran cantidad de tráfico, se diseñan comúnmente para camiones de dos ejes más un semirremolque de un eje. Por lo general, la selección de una carga de camión para diseño depende del tipo de puente, su ubicación y la clase de tráfico previsto. En las especificaciones también se reporta el tamaño del “camión estándar” y la distribución de su peso. Aunque se supone que los camiones están en la autopista, no todos los carriles en el puente deben estar cargados con una fila de camiones

para obtener la carga crítica, puesto que una carga semejante sería improbable. (Hibbeler, 2012).

- **Cargas de impacto:** Los vehículos en movimiento pueden rebotar o desplazarse lateralmente mientras avanzan por un puente, por lo tanto pueden transmitir un impacto a la cubierta. El porcentaje de aumento de las cargas vivas debido al impacto se denomina *factor de impacto*, por lo general este factor se obtiene de fórmulas desarrolladas a partir de la evidencia experimental. (Hibbeler, 2012).
- **Peso:** fuerza que ejerce sobre el piso un vehículo debido a su masa y a la gravedad terrestre. (NOM-012-SCT-2-2014).
- **Peso bruto vehicular:** Suma del peso vehicular y el peso de la carga, en el caso de vehículos de carga; o suma del peso vehicular y el peso de los pasajeros, equipaje y paquetería, en el caso de los vehículos destinados al servicio de pasajeros. (NOM-012-SCT-2-2014).
- **Peso por eje:** Concentración de peso que un eje transmite a través de todas sus llantas a la superficie de rodamiento. (NOM-012-SCT-2-2014).
- **Peso vehicular:** Peso de un vehículo o configuración vehicular con accesorios, en condiciones de operación, sin carga. (NOM-012-SCT-2-2014).

3.2. Análisis por flexión.

En la realización de un análisis por flexión de una viga de concreto presforzado, las dimensiones del acero y del concreto, así como la magnitud y línea de acción de la fuerza efectiva pretensora son generalmente conocidas. Si se dan las cargas, es posible que se deseé calcular los esfuerzos resultantes y compararlos con los respectivos esfuerzos permisibles. Alternativamente, si se conocen los esfuerzos permisibles, es posible calcular las cargas máximas que pueden tomarse sin exceder los esfuerzos permisibles.

Para el análisis se necesita la consideración de varios estados de carga, tal como sigue:

1. *Presfuerzo inicial*, inmediatamente después de la transferencia, cuando solo P_i (fuerza pretensora inicial) actúa en el concreto.
2. *Presfuerzo inicial más peso propio del miembro*.
3. *Presfuerzo inicial más totalidad de la carga muerta*.

4. *Presfuerzo efectivo* (P_e), después de ocurridas las pérdidas, más las cargas de servicio consistentes en la totalidad de la carga muerta más las cargas vivas esperadas.

5. *Carga última*, cuando se incrementan las cargas esperadas de servicio mediante factores de carga, y el miembro se encuentra al inicio de la falla.

3.3. Secciones transversales de concreto presforzado

En la realización de los cálculos, se deberán tener en consideración los diferentes tipos secciones transversales, las cuales se describen a continuación:

3.3.1 Sección compuesta

La mayoría de las superestructuras de los puentes de concreto presforzado están compuestas por vigas "I" o cajón y sistemas de rodamiento o capa de compresión (losa) de concreto reforzado. Cuando la capa de compresión (losa) esta adecuadamente unida o conectada con el elemento prefabricado de presfuerzo se puede considerar que la sección de la trabe y la capa de compresión (losa) trabajan integralmente, esta sección integrada se denomina sección transversal compuesta de la superestructura del puente. El ancho equivalente de la losa viene especificado en el AASHTO LRFD 4.6.2.6.1 (2007), el cual se calcula como se describe a continuación:

Para vigas interiores, el ancho efectivo se deberá tomar como el menor de los siguientes:

- Un cuarto de la longitud efectiva del claro (b_{eq}).
- Doce veces el promedio del peralte promedio de la losa, más el mayor de el espesor del alma o la mitad del ancho del patín superior de la trabe.
- El promedio de la separación entre las vigas.

Para vigas exteriores, el ancho efectivo se deberá tomar como la mitad del ancho efectivo de la viga interior adyacente más el menor de los siguientes:

- Un octavo de la longitud efectiva del claro.
- Seis veces el promedio del peralte efectivo de la losa (h_l), más el mayor de la mitad del espesor del alma o un cuarto del ancho del patín superior de la trabe.
- El ancho del voladizo.

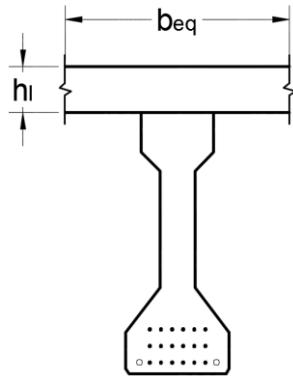


Figura 3-1. Sección transversal compuesta (Medina, 2014).

3.3.2 Sección transformada

La losa de concreto reforzado usualmente es de una resistencia a la compresión menor que el elemento de presfuerzo, además su módulo de elasticidad también lo es. Para el análisis de la sección se transforma la losa en concreto de la viga equivalente, con la finalidad de obtener una sección con propiedades de los materiales uniformes, esto se realiza a través de la relación de módulos.

$$n_l = \frac{E_{cl}}{E_c} \quad (3-1)$$

Donde:

n_l → relación de módulos (losa)

E_{cl} → módulo de elasticidad del concreto de la losa

E_c → módulo de elasticidad del concreto de la trabe

Se realiza el mismo procedimiento para transformar el acero de presfuerzo y el acero de refuerzo en concreto de la viga equivalente de los materiales, mediante las fórmulas:

$$n_p = \frac{E_p}{E_c} \quad (3-2)$$

$$n_s = \frac{E_s}{E_c} \quad (3-3)$$

Donde:

n_p → relación de módulos (acero de presfuerzo)

E_p → módulo de elasticidad del acero de presfuerzo

n_s → relación de módulos (acero de refuerzo)

E_s → módulo de elasticidad del acero de refuerzo.

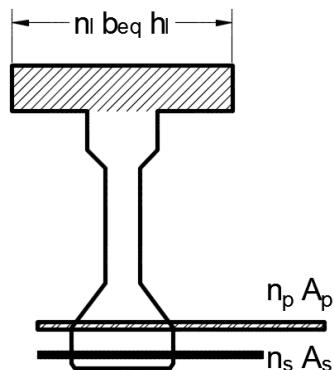


Figura 3-2. Sección transversal transformada (Medina, 2014).

3.3.3 Sección no agrietada

Se trata de la sección de viga de concreto presforzado con el concreto intacto, es decir, totalmente libre de grietas, con el concreto sano a todo lo largo y ancho de la sección.

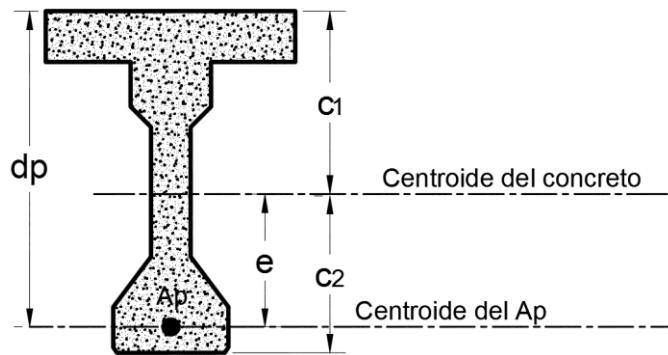


Figura 3-3. Sección transversal de viga con concreto no agrietado

3.3.4 Sección totalmente agrietada

La viga se agrieta cuando se produce un esfuerzo que sobrepasa el módulo de ruptura del concreto, iniciando el agrietamiento en el paño inferior de la trabe, si tal agrietamiento llega hasta el eje neutro el concreto en la zona de tensión no trabaja y se considera la sección como totalmente agrietada.

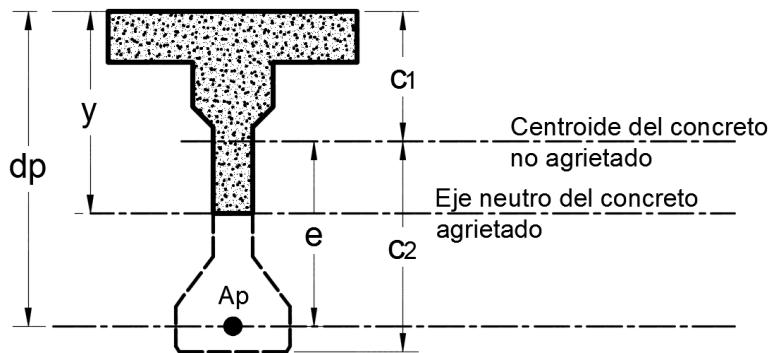


Figura 3-4. Sección transversal de viga con concreto totalmente agrietado

3.3.5 Sección parcialmente agrietada

En lo posterior, se entenderá como sección parcialmente agrietada a aquella en la cual exista agrietamiento en el concreto desde el paño inferior hasta una altura menor a la del eje neutro, es decir, una sección donde existe agrietamiento y concreto trabajando a tensión por debajo del eje neutro.

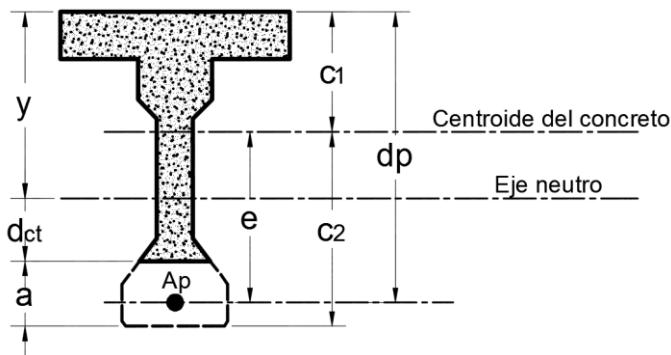


Figura 3-5. Sección transversal de viga parcialmente agrietada

En la figura 3-5 se puede observar una sección transversal de una viga parcialmente agrietada, en donde d_{ct} representa la altura del concreto trabajando a tensión y a representa la altura del concreto agrietado. Tales alturas varían dependiendo de la longitud de grieta.

Cuando el agrietamiento aumenta, el concreto trabajando a tensión disminuye, por lo cual se va recalculando el área de concreto sano de la sección para utilizarse en cálculos posteriores.

3.4. Esfuerzos elásticos

Siempre que la viga permanezca sin agrietarse, y que tanto el concreto como el acero sean esforzados dentro de los rangos elásticos, los esfuerzos en el concreto pueden hallarse usando conocidas ecuaciones de la mecánica, basadas en el comportamiento elástico. De acuerdo con el Código del ACI (American Concrete Institute), los esfuerzos se pueden hallar usando los métodos elásticos lineales.

Si únicamente actúa la fuerza pretensora inicial P_i , el esfuerzo en el concreto en la cara superior del miembro f_1 , y en la cara inferior f_2 pueden hallarse mediante la superposición de los efectos axial y de flexión, (Figura 3-6), mediante las fórmulas:

$$f_1 = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{ec_1}{r^2} \right) \quad (3-4)$$

$$f_2 = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{ec_2}{r^2} \right) \quad (3-5)$$

Donde:

A_c = área de la sección transversal de concreto.

e = excentricidad del tendón medida hacia abajo desde el centroide del concreto.

c_1 = distancia del centroide del concreto a la superficie superior.

c_2 = distancia del centroide del concreto a la superficie inferior.

r^2 = radio de giro, $r^2 = I_c/A_c$.

I_c = momento de inercia de la sección transversal de concreto.

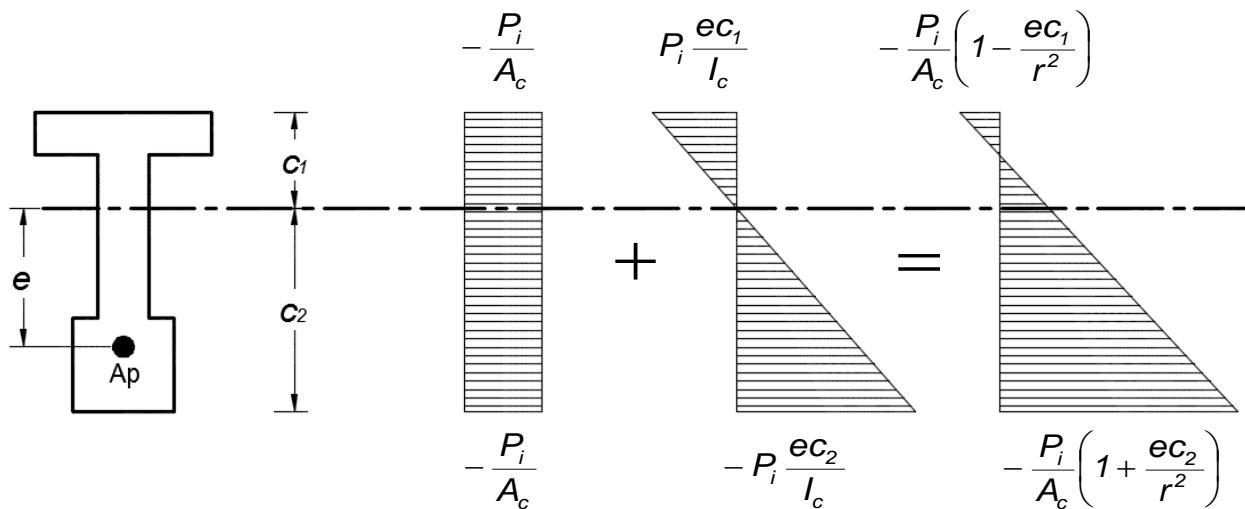


Figura 3-6. Esfuerzos en viga presforzada sin agrietar causados por presfuerzo inicial (Nilson, 1997).

Casi nunca el presfuerzo inicial P_i actúa solo. En la mayoría de los casos prácticos, con el tendón debajo del centroide de concreto, la viga se deflexionará hacia arriba debido al momento de flexión causado por el presfuerzo. Entonces se soportará por las cimbras o por las camas de colado sobre todo en los extremos, y la carga muerta de la viga misma, causará momentos M_o que se superpondrán inmediatamente. Consecuentemente, en el estado inicial de carga, inmediatamente después de la transferencia de la fuerza pretensora, los esfuerzos en el concreto en las superficies superior e inferior valen:

$$f_1 = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{ec_1}{r^2} \right) - \frac{M_o}{S_1} \quad (3-6)$$

$$f_2 = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{ec_2}{r^2} \right) + \frac{M_o}{S_2} \quad (3-7)$$

Donde:

M_o = momento flector debido al peso propio del miembro.

S_1 = módulo de sección con respecto a la superficie superior de la viga. $S_1 = I_c/c_1$.

S_2 = módulo de sección con respecto a la superficie inferior de la viga. $S_2 = I_c/c_2$

La distribución del esfuerzo para este estado de carga se muestra en la figura 3-7.

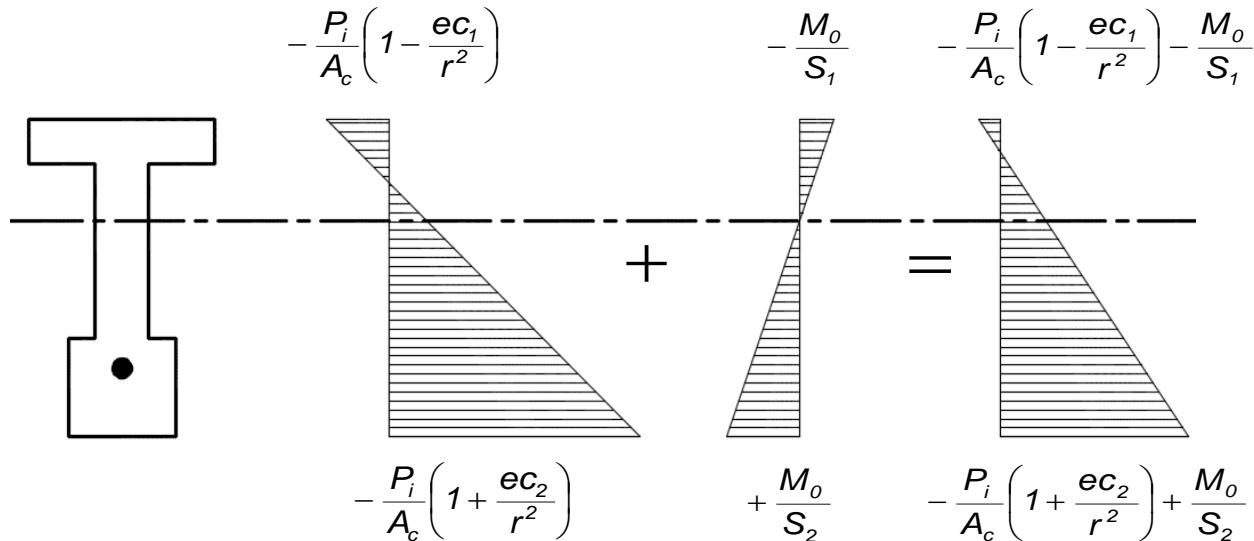


Figura 3-7. Esfuerzos en viga presforzada sin agrietar causados por presfuerzo inicial más peso propio (Nilson, 1997).

Las cargas vivas aplicadas son generalmente superpuestas lo suficientemente después como para que hayan ocurrido la mayor parte de las pérdidas del presfuerzo. En consecuencia, el siguiente estado de carga de interés es el correspondiente a la totalidad de las cargas de servicio, cuando actúa la fuerza pretensora efectiva P_e con los momentos debidos al peso propio M_0 , a la carga muerta M_d y a la carga viva M_l . Los esfuerzos resultantes son:

$$f_1 = -\frac{P_e}{A_c} \left(1 - \frac{ec_1}{r^2} \right) - \frac{M_t}{S_1} \quad (3-8)$$

$$f_2 = -\frac{P_e}{A_c} \left(1 + \frac{ec_2}{r^2} \right) + \frac{M_t}{S_2} \quad (3-9)$$

Donde:

M_t = momento total, suma del momento debido al peso propio, el momento debido a carga muerta y momento debido a carga viva. $M_t = M_0 + M_d + M_l$.

En la figura 3-8 se muestran los esfuerzos debidos a las cargas de servicio.

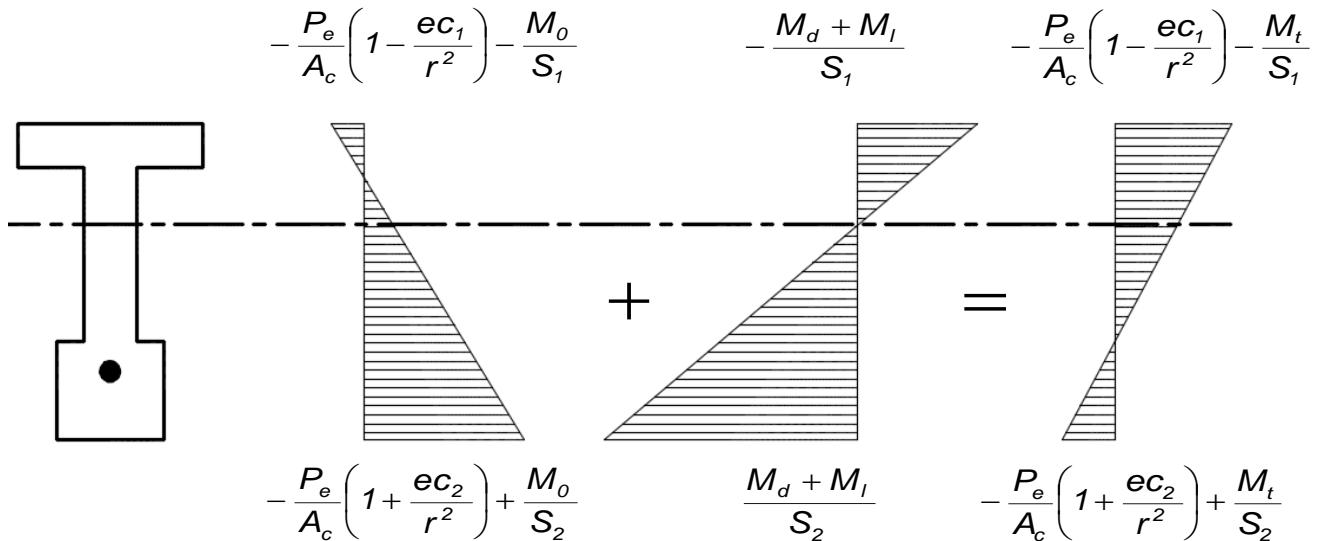


Figura 3-8. Esfuerzos en viga presforzada sin agrietar causados por cargas de servicio (Nilson, 1997).

3.5. Carga de agrietamiento

La carga de agrietamiento representa el límite de validez de aquellas ecuaciones para los esfuerzos elásticos en el concreto que se basan en una sección transversal homogénea (a pesar de que esta sección puede proveer las bases para el cálculo de los esfuerzos *nominales* para cargas arriba de este valor).

La predicción de la carga de agrietamiento puede ser necesaria por cualquiera de las siguientes razones:

1. La deflexión es afectada por la reducción en la rigidez a la flexión que acompaña al agrietamiento.
2. Después de que se agrieta la viga, el acero de presfuerzo es más vulnerable a la corrosión.
3. El agrietamiento reduce la resistencia por fatiga de las vigas, debido a los mayores niveles de esfuerzo experimentado por el acero de presfuerzo cerca de las grietas.
4. Las grietas pueden ser estéticamente objetables en algunos casos.
5. En el caso de recipientes que contienen líquidos, después del agrietamiento las fugas aumentan su posibilidad de ocurrencia.

El cambio en el esfuerzo de la cara inferior al aplicarse el momento de agrietamiento debe de ser tal que venza a la precompresión inicial debida al presfuerzo e introduzca un esfuerzo de tensión igual al módulo de ruptura (Figura 3-9). El momento que produce el agrietamiento en una viga típica, puede encontrarse mediante:

$$M_{cr} = f'_r S_2 + P_e \left(\frac{r^2}{c_2} + e \right) \quad (3-10)$$

Donde:

M_{cr} = momento total de agrietamiento (incluyendo al momento debido al peso propio, así como al de las cargas muertas y vivas).

f'_r = módulo de ruptura.

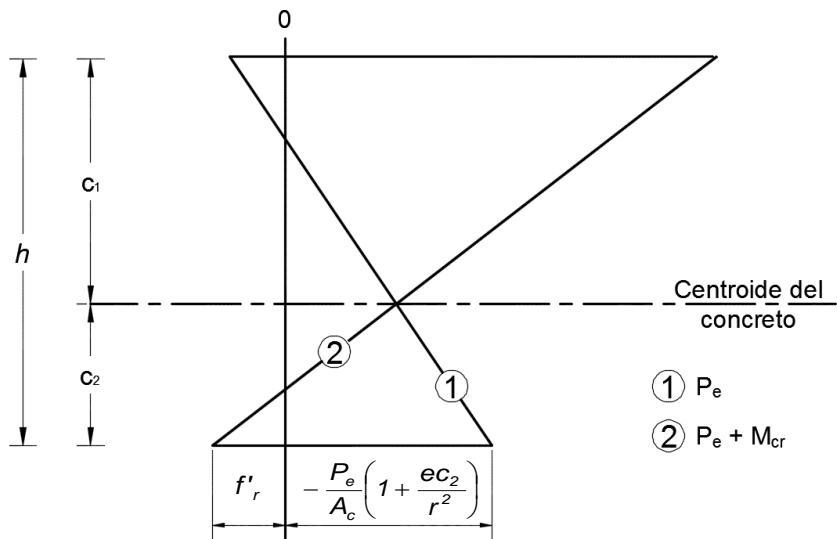


Figura 3-9. Cambio en los esfuerzos del concreto al aplicarse el momento de agrietamiento. (Nilson, 1997).

A veces resulta conveniente establecer el factor de seguridad contra el agrietamiento. Este puede definirse de varias maneras, pero generalmente se establece con respecto al momento de flexión por carga viva, de tal manera que:

$$F_{cr} = \frac{M_{cr} - M_0 - M_d}{M_l} \quad (3-11)$$

Donde:

F_{cr} = factor de seguridad contra el agrietamiento.

3.6. Resistencia a flexión

La propiedad más importante de una estructura es su resistencia, debido a que la resistencia del miembro está relacionada directamente con su seguridad (Nilson, 1997), a continuación se presentan dos métodos para calcular la resistencia a flexión de vigas de concreto presforzado.

3.6.1 Resistencia a la flexión mediante el análisis de compatibilidad de deformaciones.

Para calcular el momento de resistencia última de una viga de concreto presforzado se necesita el valor de la resultante de compresión C , la cual debe ser igual que la fuerza de tensión T y el brazo del par interno en la falla. Usando un método combinado de análisis y experimentación se ha encontrado que la distribución real de los esfuerzos de compresión en una viga puede reemplazarse con una distribución rectangular equivalente de esfuerzos que tenga una intensidad de esfuerzo uniforme de 0.85 f_c' , hasta una profundidad a . La relación entre la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos y la real es:

$$a = \beta_1 c \quad (3-12)$$

Donde:

a = profundidad del bloque de esfuerzos.

c = profundidad del eje neutro.

β_1 = Relación entre el esfuerzo promedio y el esfuerzo máximo en la zona de compresión.

El valor de β_1 viene dado por la relación:

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f_c' - 4,000}{1,000} \right) \quad (3-13)$$

En la cual β_1 no debe exceder de 0.85 ni tampoco ser menor que 0.65

En la figura 3-10 se muestran las deformaciones y los esfuerzos en el concreto y en el acero bajo niveles de carga adecuados para este estudio. La distribución de deformaciones (1) es el resultado de la aplicación de la fuerza efectiva de presfuerzo P_e , actuando sola después de que hayan ocurrido todas las pérdidas.

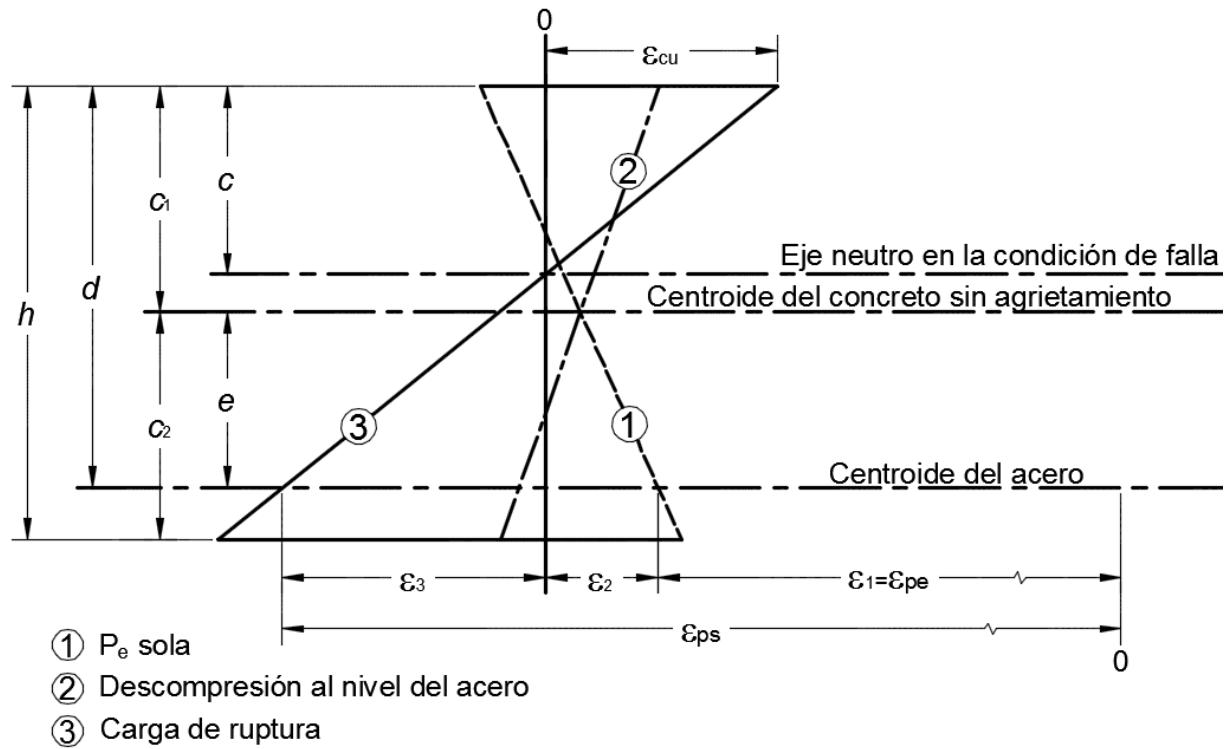


Figura 3-10. Deformaciones y esfuerzos a medida que la carga de la viga se incrementa hasta la falla (Nilson, 1997).

En este nivel de carga el esfuerzo en el acero y su deformación asociada son respectivamente:

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_p} \quad (3-14)$$

Donde:

f_{pe} = esfuerzo en el acero debido a la fuerza pretensora efectiva.

A_p = área de la sección transversal de acero de presfuerzo.

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_p} \quad (3-15)$$

Donde:

$\varepsilon_1 = \varepsilon_{pe}$ = deformación en el acero debida a la fuerza pretensora efectiva.

E_p = módulo de elasticidad del acero de presfuerzo.

En seguida, es útil considerar un nivel de carga intermedio (2) correspondiente a la descompresión del concreto al nivel del centroide del acero. Suponiendo que la adherencia permanece intacta entre el concreto y el acero, el incremento de la deformación en el acero producida a medida que las cargas pasan del nivel (1) a (2) es el mismo que la disminución en la deformación del concreto a aquél nivel en la viga. Este incremento viene dado por la expresión:

$$\varepsilon_2 = \frac{P_e}{A_c E_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) \quad (3-16)$$

Donde:

ε_2 = deformación en el acero de presfuerzo en la etapa de descompresión.

E_c = módulo de elasticidad del concreto.

Cuando el miembro se sobrecarga hasta el nivel de la falla (3), el eje neutro está a la distancia c por debajo de la parte superior de la viga. El incremento en la deformación es:

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d - c}{c} \right) \quad (3-17)$$

Donde:

ε_3 = deformación durante la sobrecarga hasta el nivel de falla.

ε_{cu} = deformación del concreto en la falla.

d = peralte efectivo de la viga.

La deformación total del acero en la falla ε_{ps} , es la suma de las tres componentes encontradas en las ecuaciones (3-15), (3-16) y (3-17):

$$\varepsilon_{ps} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (3-18)$$

Y el correspondiente esfuerzo del acero en la falla f_{ps} , es:

$$f_{ps} = E_p \varepsilon_{ps} \quad (3-19)$$

La profundidad del bloque de esfuerzos de compresión en la falla se puede encontrar de la condición de equilibrio que establece $C = T$. Para una viga en la cual la zona de compresión es de un ancho constante b . Es decir $0.85 f'_c ab = A_p f_{ps}$. Resolviendo esta ecuación para la profundidad del bloque de esfuerzo se tiene:

$$a = \frac{A_p f_{ps}}{0.85 f'_c b} = \beta_1 c \quad (3-20)$$

Donde:

b = ancho de la cara a compresión de la viga.

El momento resistente en la falla es el producto de la fuerza de tensión (o compresión) por el brazo del par interno.

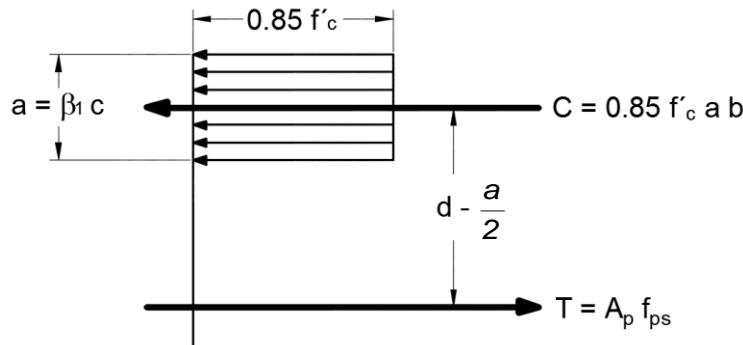


Figura 3-11. Distribución equivalente de esfuerzos en el concreto en la falla (Nilson, 1997).

Para un miembro que tenga una zona de compresión de ancho constante, (Figura 3-6), la resistencia nominal a flexión es:

$$M_n = A_p f_{ps} \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3-21)$$

Procedimiento iterativo

Las ecuaciones (3-20) y (3-21) no se pueden usar directamente para calcular el momento de falla de la viga, debido a que el esfuerzo en el acero f_{ps} en la falla no es conocido. Sin embargo, se puede seguir un procedimiento iterativo para encontrar la solución, descrito en las siguientes líneas:

- 1) Suponer un valor razonable para el esfuerzo en el acero f_{ps} , en el momento de falla, y obtener de la correspondiente curva de esfuerzo-deformación del acero el valor de la deformación correspondiente a la falla ϵ_{ps} .
- 2) Calcular la profundidad c real del eje neutro, basándose en el esfuerzo supuesto del acero, usando la ecuación (3-20) y la condición de equilibrio de fuerzas horizontales, respecto a x .
- 3) Calcular el incremento en la deformación ϵ_3 de la ecuación (3-17) y añadir este valor a las deformaciones encontradas, tal como se indica en la ecuación (3-18).
- 4) Si la deformación de falla obtenida, ϵ_{ps} , difiere grandemente de la supuesta en el paso 1), verificar tal suposición y repetir los pasos 1) a 3), hasta que se obtenga una congruencia en los resultados, es decir en los esfuerzos y deformaciones de falla.
- 5) Con los valores de $a = \beta_1 c$ y f_{ps} ahora conocidos, calcular el momento de flexión último, mediante la ecuación (3-21).

Podrá notarse que en la mayoría de los casos la solución iterativa que se acaba de proponer converge razonablemente rápido y a menudo solamente son suficientes dos ciclos.

El método que se acaba de describir es aplicable para las vigas en que el ancho de la zona de compresión en la falla es constante. O sea que se aplica a vigas de sección rectangular y también a vigas de sección T e I para las cuales el bloque de esfuerzos tenga una profundidad a menor que el espesor del patín a compresión o igual a él. Este es a menudo el caso que ocurre en la práctica.

3.6.2 Resistencia a flexión según ACI

De acuerdo con el código ACI, la resistencia a la flexión de vigas de concreto presforzado se puede calcular utilizando el análisis de compatibilidad de deformaciones descrito en la sección 3.5.1. Alternativamente, dentro de ciertas limitaciones, se puede efectuar una determinación aproximada, siempre que el presfuerzo efectivo en el acero f_{pe} no sea menor que la mitad del esfuerzo último del acero f_{pu} , es decir: $f_{pe} > 0.5f_{pu}$.

Si esta condición se cumple, entonces se puede obtener el esfuerzo en el acero a la falla como se indica a continuación:

a) Para tendones adheridos:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - 0.5 \rho_p \frac{f_{pu}}{f_c'} \right) \quad (3-22)$$

Donde:

ρ_p = porcentaje de acero de presfuerzo.

b) Para tendones no adheridos:

$$f_{ps} = f_{pe} + 10,000 + \frac{f_c'}{100\rho_p} \quad (3-23)$$

Pero en ningún caso mayor que el esfuerzo de fluencia del acero f_y ó de $(f_{pe} + 60,000)$

En las ecuaciones anteriores los esfuerzos están dados en $lb/pulg^2$ y la cuantía o porcentaje de acero es:

$$\rho_p = \frac{A_s}{bd} \quad (3-24)$$

Para vigas de sección transversal rectangular o para vigas de sección T o I, donde la profundidad del bloque de esfuerzos cae dentro del patín a compresión, el momento resistente nominal a flexión es:

$$M_n = A_p f_{ps} \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3-25)$$

Donde:

M_n = Momento nominal a flexión.

y

$$a = \frac{A_p f_{ps}}{0.85 f_c b} \quad (3-26)$$

Se puede observar que las ecuaciones (3-25) y (3-26) son idénticas a las ecuaciones (3-21) y (3-20) respectivamente. Para fines de diseño, de acuerdo con el Código ACI, ésta resistencia nominal debe de multiplicarse por un factor de reducción de resistencia ϕ para obtener la resistencia de diseño:

$$M_R = \phi M_n = \phi A_p f_{ps} \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3-27)$$

Donde:

M_R = Momento resistente a flexión.

ϕ = se utiliza un valor de 0.90 para flexión.

Para miembros con patines tales como las vigas I y T, en las cuales la profundidad del bloque de esfuerzos es más grande que el espesor del patín h_f , es decir $h_f < \frac{1.4d\rho_p f_{ps}}{f'_c}$, el área total de acero, por razones de cálculo, se divide en dos partes.

La primera parte es el área A_{pf} que actúa bajo el esfuerzo f_{ps} , y que equilibra exactamente a la compresión en las porciones sobresalientes del patín:

$$A_{pf} = 0.85 \frac{f'_c}{f_{ps}} (b - b_w) h_f \quad (3-28)$$

Donde:

A_{pf} = área de acero de presfuerzo correspondiente al patín.

b = ancho del patín.

b_w = ancho del alma.

h_f = peralte del patín.

El cual actúa con un brazo de palanca interno $d - \frac{h_f}{2}$. La parte restante del área de acero

A_{pw} viene aparejada con la compresión en el alma. Por lo tanto:

$$A_{pw} = A_p - A_{pf} \quad (3-29)$$

Donde:

A_{pw} = área de acero de presfuerzo correspondiente al alma.

Y la profundidad del bloque de esfuerzos es:

$$a = \frac{A_{pw} f_{ps}}{0.85 f'_c b_w} \quad (3-30)$$

El brazo del par interno para esta parte del momento resistente es $d - \frac{a}{2}$. El momento

total en la falla se obtiene sumando las dos partes:

$$M_n = A_{pw} f_{ps} \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_{pf} f_{ps} \left(d - \frac{h_f}{2} \right) \quad (3-31)$$

Por lo que el momento resistente de diseño a la flexión es igual a:

$$M_R = \phi M_n = \phi \left[A_{pw} f_{ps} \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_{pf} f_{ps} \left(d - \frac{h_f}{2} \right) \right] \quad (3-32)$$

Si el índice de refuerzo $\rho_p \frac{f_{ps}}{f_c}$ sobrepasa 0.30, se ha encontrado que las ecuaciones no

se correlacionan bien con las pruebas experimentales. Para tales casos el Código ACI da expresiones alternativas para el momento último.

→ Para vigas rectangulares, donde la profundidad del bloque de esfuerzos es menor o igual que el espesor del patín, se tiene:

$$M_n = 0.25 f_c' b d^2 \quad (3-33)$$

→ Para secciones con patines, en que la profundidad del bloque de esfuerzos es mayor que el espesor del patín:

$$M_n = 0.25 f_c' b_w d^2 + 0.85 f_c' (b - b_w) h_f \left(d - \frac{h_f}{2} \right) \quad (3-34)$$

Como medida de precaución contra una falla abrupta, resultante de la rotura del acero del presfuerzo inmediatamente después del agrietamiento, el Código ACI especifica que el momento resistente último sea por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento.

3.7. Esfuerzos de flexión en sección de concreto agrietada

El cálculo de los esfuerzos bajo cargas de servicio puede requerirse por las razones siguientes:

1. Para los miembros presforzados, los anchos de grietas bajo cargas de servicio se relacionan con el incremento en el esfuerzo en el acero después de pasar el estado de descompresión del concreto, en consecuencia, se deben conocer el esfuerzo en el acero bajo cargas de servicio, así como los esfuerzos en la descompresión.
2. Un cálculo exacto de las deflexiones tanto elásticas como por escurrimiento plástico bajo cargas de servicio requiere que las curvaturas se basen en distribuciones desfuerzo deformación reales, no nominales.
3. Si la fatiga es un factor en el diseño, se necesitan determinar los rangos de esfuerzos reales tanto en el concreto como en el acero.
4. Puede ser necesario calcular los esfuerzos con la sección agrietada para demostrar su conformidad con los códigos de diseño.

A diferencia de las vigas ordinarias de concreto reforzado, en las vigas de concreto presforzado agrietadas, la ubicación del eje neutro y las propiedades de la sección efectiva dependen no sólo de la geometría de la sección transversal y de las propiedades del material, sino también de la fuerza pretensora axial y de la carga. La fuerza axial no es constante después del agrietamiento, depende de la carga y de las propiedades de la sección.

Para el cálculo se toman las siguientes consideraciones: que la sección de concreto se encuentra agrietada; que tanto el concreto como el acero se han esforzado solamente dentro de sus rangos elásticos y que puede despreciarse la contribución del concreto a tensión. El método consiste en tres etapas, las cuales son descritas a continuación.

Etapa 1: La deformación 1 mostrada en la figura 3-12a es el resultado de la aplicación únicamente de la fuerza de presfuerzo efectiva sobre el acero de presfuerzo, actuando únicamente esta. En esta etapa de carga el esfuerzo en el acero de presfuerzo queda definido por la ecuación:

$$f_{p1} = f_{pe} = \frac{P_e}{A_p} \quad (3-35)$$

La varilla de refuerzo está inicialmente sujeta a un esfuerzo de compresión f_s al igual que el concreto al mismo nivel, producto de la fuerza pretensora efectiva:

$$f_{s1} = -E_s \varepsilon_{s2} \quad (3-36)$$

Donde:

ε_{s2} = deformación unitaria en el acero de refuerzo en la etapa 2.

E_s = módulo de elasticidad del acero de refuerzo.

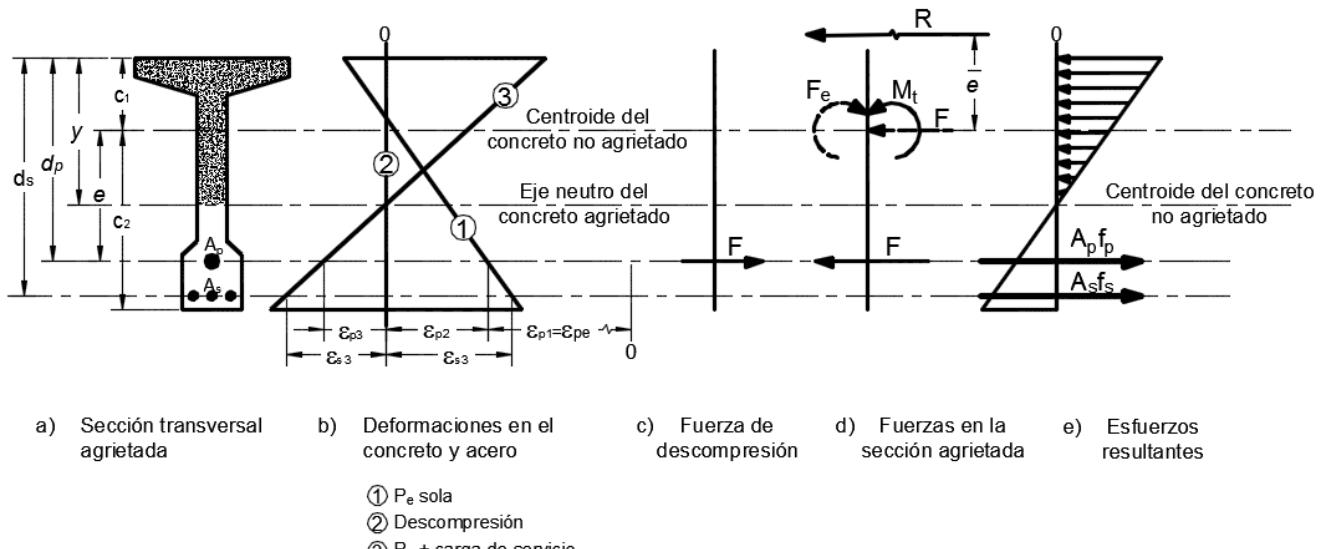


Figura 3-12. Bases para el análisis de la sección agrietada (Nilson, 1997).

Etapa 2: la siguiente etapa a considerar es un estado de carga ficticio, que corresponde a una descompresión completa, en la cual los esfuerzos en el centroide del acero de presfuerzo son nulos (Figura 3-12b), esta deformación en el acero de presfuerzo está definida por la ecuación:

$$\varepsilon_{p2} = \frac{1}{E_c} \left(\frac{P_e}{A_{c,ss}} + \frac{P_e e_{ss}^2}{I_{c,ss}} \right) \quad (3-37)$$

Donde:

$A_{c,ss}$ = área de la sección simple no agrietada.

e_{ss} = excentricidad del cable de presfuerzo en sección simple.

$I_{c,ss}$ = momento de inercia de la sección simple no agrietada.

El cambio de la deformación en el tendón es el mismo que el del concreto al mismo nivel, y se puede calcular con base en las propiedades de una sección de concreto sin agrietar. Debido a la compatibilidad de deformación en el concreto y el acero de presfuerzo, el esfuerzo en el acero para esta etapa queda definido por la ecuación:

$$f_{p2} = E_p \varepsilon_{p2} \quad (3-38)$$

Donde:

ε_{p2} = deformación unitaria en el acero de presfuerzo en la etapa 2.

La fuerza en el centroide del acero de presfuerzo hasta la etapa de descompresión queda definida por la ecuación:

$$F_{desc} = A_p (f_{p1} + f_{p2}) \quad (3-39)$$

Donde:

f_{p1} = esfuerzo en el acero de presfuerzo en la etapa 1.

f_{p2} = esfuerzo en el acero de presfuerzo en la etapa 2.

Etapa 3: Para esta etapa se utiliza el método propuesto por Mast (1998), el cual sirve para cálculo de esfuerzos de secciones compuestas, debido a que Nilson (1997) tiene la limitante de calcular esta etapa para secciones simples. El método consiste en los siguientes pasos:

1. Se calculan los esfuerzos en la fibra superior e inferior de la losa como si esta formara parte de la sección cuando se aplica el presfuerzo, el cálculo de estos esfuerzos se

realizan con las propiedades de la sección simple y las fuerzas aplicadas en ese instante (fuerza de descompresión, momento por peso propio y momento por losa).

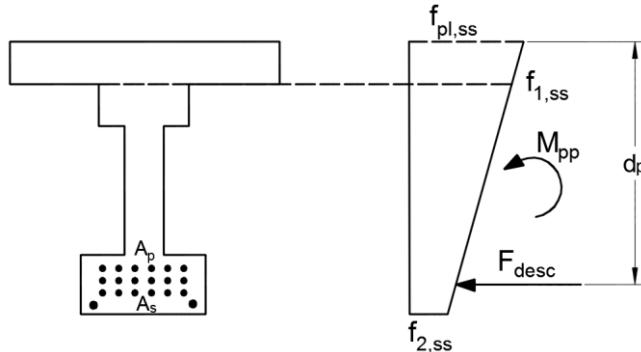


Figura 3-13. Esfuerzos ficticios en la losa por fuerza de descompresión y momento por peso propio.

$$f_{pl,ss} = \frac{F_{desc}}{A_{c,ss}} + \frac{F_{desc}e_{ss}(c_{1c,ss} + h_l)}{I_{c,ss}} + \frac{M_{pp}(c_{1c,ss} + h_l)}{I_{c,ss}} \quad (3-40)$$

$$f_{1,ss} = \frac{F_{desc}}{A_{c,ss}} + \frac{F_{desc}e_{ss}c_{1c,ss}}{I_{c,ss}} + \frac{M_{pp}c_{1c,ss}}{I_{c,ss}} \quad (3-41)$$

$$f_{2,ss} = \frac{F_{desc}}{A_{c,ss}} + \frac{F_{desc}e_{ss}c_{2c,ss}}{I_{c,ss}} + \frac{M_{pp}c_{2c,ss}}{I_{c,ss}} \quad (3-42)$$

Donde:

F_{desc} = fuerza de descompresión.

M_{pp} = momento por peso propio.

e_{ss} = excentricidad del cable de presfuerzo en sección simple.

$A_{c,ss}$ = área de la sección simple no agrietada.

$I_{c,ss}$ = momento de inercia de la sección simple no agrietada.

h_l = peralte de la losa.

$c_{1c,ss}$ = distancia de la fibra superior de la trabe al centroide de la sección simple no agrietada.

$c_{2c,ss}$ = distancia de la fibra inferior de la trabe al centroide de la sección simple no agrietada.

2. Con los esfuerzos obtenidos en la etapa anterior se calcula la fuerza F ficticia aplicada en la losa y su punto de aplicación.

$$F = b_{eq} h_l \left(\frac{f_{pl,ss} + f_{1,ss}}{2} \right) \quad (3-43)$$

Donde:

$f_{pl,ss}$ = esfuerzo en la fibra superior de la losa.

$f_{1,ss}$ = esfuerzo en la fibra inferior de la losa.

$$y_F = \left(\frac{2f_{1,ss} + f_{pl,ss}}{3(f_{1,ss} + f_{pl,ss})} \right) h_l \quad (3-44)$$

Donde:

h_l = peralte de la losa.

3. Se obtiene una fuerza P_{eq} y su punto de aplicación, la cual es equivalente a las fuerzas de presfuerzo F_{desc} y la fuerza ficticia F .

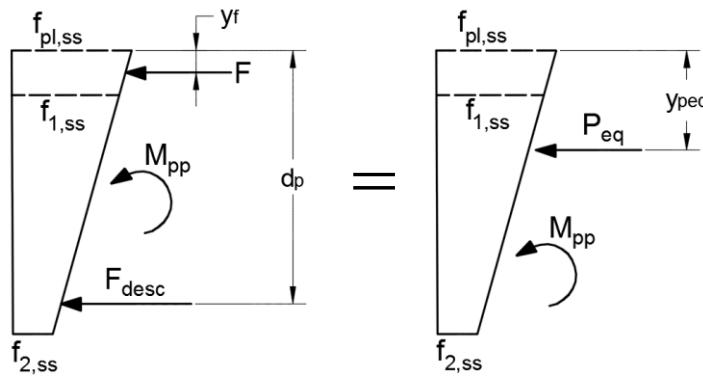


Figura 3-14. Fuerza ficticia F y su sistema equivalente.

$$P_{eq} = F + F_{desc} \quad (3-45)$$

Donde:

F = fuerza ficticia.

F_{desc} = fuerza de descompresión.

$$y_{peq} = \frac{Fy_F + F_{desc}d_p}{P_{eq}} \quad (3-46)$$

Donde:

y_F = ubicación de la fuerza F respecto a la fibra superior de la sección compuesta.

d_p = ubicación del centroide del acero de presfuerzo respecto a la fibra superior de la sección compuesta.

4. Se transforma el área del acero de refuerzo y el acero de presfuerzo en área de concreto.
5. Se propone una profundidad del eje neutro y se calculan las propiedades de la sección agrietada (I_{cr} , A_{cr} y c_{1cr}) con dicho eje neutro.
6. Se ubica la fuerza P_{eq} en el centroide de la sección agrietada transformada y se obtiene el momento interno restando el momento causado por el cambio de ubicación de la fuerza P_{eq} del momento externo.
7. Se calculan los esfuerzos en el eje neutro propuesto con la fuerza equivalente, el momento interno y las propiedades de la sección compuesta agrietada.

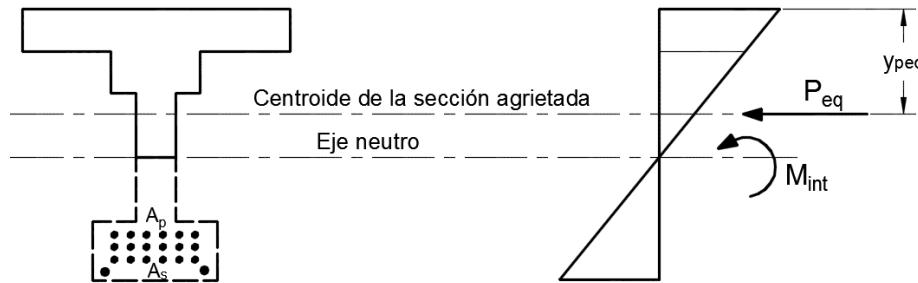


Figura 3-15. Esfuerzos provocados por la fuerza P_{eq} y el momento interno M_{int} .

$$M_{int} = M_{ext} - P_{eq}(y_{Peq} - c_{1cr,sc}) \quad (3-47)$$

Donde:

M_{ext} = momento externo, causado por las cargas muertas, cargas vivas y peso propio.

y_{Peq} = ubicación de la fuerza P_{eq} respecto a la fibra superior de la sección compuesta.

$c_{1cr,sc}$ = distancia del centroide a la fibra superior de la sección compuesta agrietada.

P_{eq} = fuerza equivalente.

8. Si el esfuerzo calculado en el eje neutro propuesto es igual a 0 se llega a la solución, en caso contrario se propone otro eje neutro y se repiten los pasos 5 a 7 hasta llegar la solución.
9. Se calcula el esfuerzo en el centroide del acero de presfuerzo.

$$f_{p3} = n_p \left(\frac{P_{eq}}{A_{cr,sc}} + \frac{M_{int}(d_p - c_{lcr,sc})}{I_{cr,sc}} \right) \quad (3-48)$$

Donde:

M_{int} = momento interno.

d_p = ubicación del centroide del acero de presfuerzo respecto a la fibra superior de la sección compuesta.

$c_{lcr,sc}$ = distancia del centroide a la fibra superior de la sección compuesta agrietada.

$A_{cr,sc}$ = área de la sección compuesta agrietada.

$I_{cr,sc}$ = momento de inercia de la sección compuesta agrietada.

P_{eq} = fuerza equivalente.

n_p = relación de módulos de elasticidad entre el acero de presfuerzo y el concreto de la trabe.

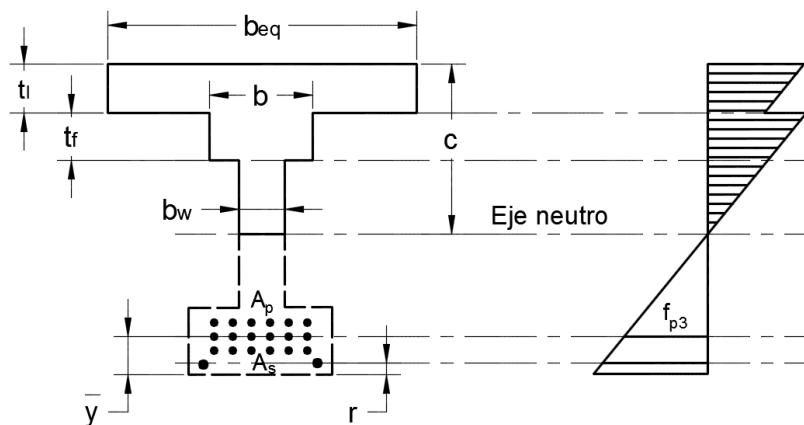


Figura 3-16. Esfuerzos en el concreto en la sección agrietada.

El esfuerzo total en el acero de presfuerzo queda definido por la ecuación:

$$f_p = f_{p1} + f_{p2} + f_{p3} \quad (3-49)$$

Donde:

f_{p1} = esfuerzo en el cable de presfuerzo en la etapa 1.

f_{p2} = esfuerzo en el cable de presfuerzo en la etapa 2.

f_{p3} = esfuerzo en el cable de presfuerzo en la etapa 3.

3.8. Propagación de grietas en concreto

La mayoría de los modelos analíticos han sido desarrollados para cargas cíclicas de magnitud constante, sin embargo Ray y Kishen (2012) propusieron un modelo de propagación de grietas para concreto simple, el cual considera el incremento repentino de la longitud de grieta cuando ocurre una sobrecarga. Es por ello que se eligió este modelo para el desarrollo del presente proyecto.

El modelo analítico propuesto (3-50), resulta de la suma de los efectos causados por carga normal (3-51) más los efectos producidos por sobrecarga (3-52).

$$\frac{da}{dN} = \left(\frac{da}{dN} \right)_{carga\ normal} + \left(\frac{da}{dN} \right)_{sobrecarga} \quad (3-50)$$

$$\left(\frac{da}{dN} \right)_{carga\ normal} = \left(\frac{G_f}{\sigma_t} \right) \left(\frac{\Delta G}{G_f} \right)^{\gamma_1} \left(\frac{\sigma_t}{G_f} a \right)^{\gamma_2} \Phi_2 \left(\frac{\sigma_t}{G_f} D \right) R \quad (3-51)$$

Donde:

G_f = resistencia del concreto a la fractura

σ_t = resistencia del concreto a tracción

ΔG = cambio en la tasa de liberación de energía

a = longitud de grieta

D = altura de viga

R = relación de carga

$\gamma_1 = 1.96$

$\gamma_2 = 0.0534$

$\Phi_2 = 66.92$

$$\left(\frac{da}{dN} \right)_{sobrecarga} = a_{over} \left(\frac{\Delta G_1}{G_f} \right)^{\beta_1} f_1 \left(\frac{G_{max}}{G_f} \right) \quad (3-52)$$

Donde:

a_{over} = longitud de la grieta hasta la aplicación del aumento de tensión

ΔG_1 = variación en la liberación de energía durante el ciclo de sobrecarga y carga normal; ($\Delta G_1 = \Delta G_{over} - \Delta G_{normal}$)

$\beta_1 = 1.11$

G_{max} = valor máximo de liberación de energía.

Cabe mencionar que el modelo fue validado a través de la comparación con datos extraídos experimentalmente obteniendo resultados muy aproximados. Además a través de un análisis de sensibilidad se encontró que la resistencia a la fractura es el factor más dominante en la aceleración del crecimiento de la grieta debido a una sobrecarga.

3.9. Valores extremos de registros vehiculares

El cálculo de la probabilidad de ocurrencia de eventos extremos mediante métodos paramétricos se basa en el ajuste de determinadas distribuciones de probabilidad a las series de datos de una o varias estaciones mediante técnicas de estimación de parámetros. Las distribuciones de probabilidad son funciones matemáticas que relacionan la magnitud de un evento con su probabilidad de ocurrencia. Dicha probabilidad puede expresarse, también, en forma de frecuencia por medio del periodo de retorno o recurrencia. El periodo de retorno de un evento de determinada magnitud puede definirse como el promedio del lapso de tiempo que ha de transcurrir entre dos repeticiones del mismo (Beguería, 2002).

Existe una estrecha relación entre la probabilidad y la frecuencia de un determinado evento, como se muestra en:

$$T(x) = \frac{1}{P(x \geq X)} \quad (3-53)$$

Donde:

$T(x)$ = periodo de retorno correspondiente a un evento de magnitud x .

$P(x \geq X)$ = probabilidad de que ocurra un evento de magnitud igual o superior a X .

El análisis de frecuencias de eventos extremos se basa en los siguientes supuestos:

- a) Los eventos extremos son una variable aleatoria que puede ser expresada mediante una distribución de probabilidad.
- b) La serie de eventos extremos es independiente; es decir, la magnitud de cada suceso no tiene correlación con los sucesos anteriores.
- c) La distribución de probabilidad que explica el proceso extremo no varía en el tiempo, ni tampoco cambia en función de la magnitud de la variable.

El análisis de frecuencias de eventos extremos tiene que ver con el estudio de las colas de la distribución de frecuencias de la variable, por lo que resulta necesaria alguna técnica de muestreo para extraer de las series de datos originales los valores de magnitud excepcional. Existen principalmente dos procedimientos de muestreo de valores extremos: las series de máximos y las series de excedencias. Las primeras se construyen a partir de los valores máximos de la variable tomados a intervalos fijos de tiempo, habitualmente un año, por lo que el tamaño final de la muestra es igual al número de años de registro. Las series de excedencias, en cambio, se construyen extrayendo de la serie original todos aquellos valores superiores a un determinado umbral fijado de antemano, por lo que el tamaño de la muestra es variable.

Por otra parte, cabe señalar que el programa DEEFEP desde su primera etapa cuenta con la sistematización de cuatro leyes de valores extremos (POT, GEV, Gumbel, Poisson) gracias al trabajo realizado por Bárcenas (2011).

3.9.1 Método de POT (*Peak Over Threshold*): Enfoque de rebase de umbral

Este método es comúnmente utilizado en otros tipos de estudios, como el fenómeno de oleaje (González J. et al, 2005). La teoría en la que se basa el estudio de los valores extremos se ha ganado un apartado propio dentro de la estadística clásica debido a las particularidades que presenta.

El objetivo fundamental que se persigue es la estimación de los valores máximos a períodos de retorno muy largos, por ejemplo, de 100, 500 o 1000 años, a través del ajuste de funciones de distribución de probabilidad de los datos observados. Uno de los puntos principales

de este proceso es la selección de un umbral adecuado, y con ello estudiar las excedencias sobre dicho umbral.

La selección del valor de umbral permite, por otra parte, controlar el tamaño final de la muestra. Este es un aspecto de gran importancia en todo procedimiento de regresión, donde el tamaño de la muestra condiciona la fiabilidad de los resultados.

3.9.2 Método de GEV (*Generalized Extreme Values*): Enfoque de máximos por bloque

El enfoque de máximos por bloque considera el valor máximo obtenido en períodos sucesivos, por ejemplo meses o años. Las observaciones seleccionadas constituyen los sucesos extremos, también llamado conjunto de máximos (por periodo). La figura 3-17 muestra que las observaciones x_2 , x_5 , x_7 y x_{11} representan estos máximos por bloque durante cuatro períodos de observaciones.

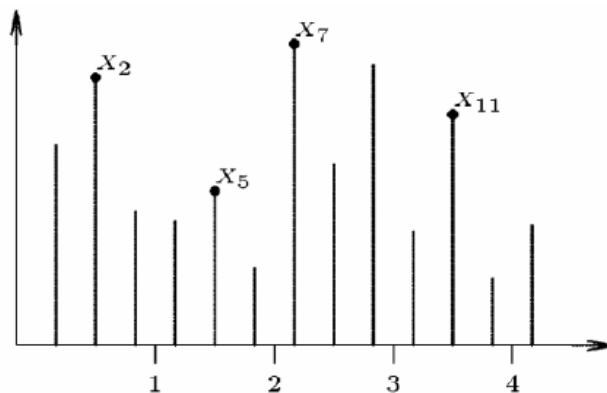


Figura 3.17. Máximos por bloque (Bárcenas, 2011).

La elección del tamaño del bloque puede ser crítica pues la selección de bloques demasiado pequeños puede inducir a tendencias, y en bloques demasiado grandes se generan pocos máximos, lo que conduce a una discordancia grande en los valores (Coles, 2001).

3.9.3 Modelo de Gumbel Asintótico

El proceso es una aproximación para determinar los valores extremos de una población finita de vehículos. Este método se basa en la idea de que los escenarios de cargas son infinitos y que los pesos de los vehículos pueden ser descritos por una distribución Gaussiana. Si la segunda moda (que es la media de la segunda población que divide p) gobierna la máxima cantidad de la población total de pesos vehiculares de N cantidad, esta distribución descrita por $n = pN$ puede ser caracterizada como una distribución Gaussiana independiente, con media $W_2 = \mu_2$ y desviación típica $\sigma_{W2} = \sigma_2$ (parámetros obtenidos de la distribución bimodal).

Una vez conocida la distribución de densidades, es común presentar los resultados en función de los períodos de retorno:

$$f = \frac{1}{1 - F_{Y_n}(y)} = \frac{1}{T} \quad (3-54)$$

Donde:

f = frecuencia

T = periodo de retorno (años)

$F_{Y_n}(y)$ = distribución de densidades

Finalmente el periodo de retorno expresado en años es (3-61), donde se tiene que la constante 250 representa el número de días hábiles durante un año.

$$T = \frac{f}{250} \quad (3-55)$$

3.9.4 Método “Thinned Poisson process”

Este proceso es otra aproximación estadística de valores extremos tomando como base la distribución bimodal de los histogramas de pesos vehiculares. En este caso la función de distribución de densidades puede ser descrita por:

$$G(x) = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(pNT_u)^n \exp(-pNT_u)}{n!} \left(\Phi\left(\frac{x - \mu_2}{\sigma_2}\right) \right)^n = \exp\left(-pNT_u \left(1 - \Phi\left(\frac{x - \mu_2}{\sigma_2}\right)\right)\right) \quad (3-56)$$

Donde:

x = valores esperados de carga

N = total de vehículos considerados

p = porcentaje de población de la primera población de la distribución bimodal

q = porcentaje de población de la segunda población de la distribución bimodal

T_u = unidad mínima de periodo considerada

μ_2 = media de la segunda población de la distribución bimodal

σ_2 = media de la segunda población de la distribución bimodal

Φ = distribución normal acumulada de los datos

El periodo de retorno correspondiente al valor de peso esperado se determina mediante:

$$T = \frac{1}{(1 - G(x))/250} \quad (3-57)$$

4. METODOLOGÍA PROPUESTA Y SISTEMATIZACIÓN

En este capítulo se muestra la metodología utilizada para el desarrollo de los módulos propuestos, así como la forma de integración con lo realizado anteriormente en el programa DEEFEP. Se incorporaron dos módulos para puentes de concreto presforzado, uno para calcular la degradación del concreto debido al agrietamiento causado por fatiga y otro módulo para el cálculo de efectos extremos, tomando en cuenta la capacidad última de la estructura.

4.1. Estudios descriptivos y experimentales

Para la aplicación de la metodología, se tomaron como casos de estudio dos puentes de concreto presforzado, Merlebach y Procter and Gamble, los cuales fueron analizados por Medina (2014) con la finalidad de efectuar una comparativa de resultados y realizar validación.

Se realizaron análisis paramétricos de la cantidad de vehículos, número de ejes, cargas todo ello procedente de registros *WIM*. Así como el uso de leyes de probabilidad de valores extremos para predecir las cargas de los vehículos a futuro.

4.2. Materiales y equipo

Para el desarrollo del proyecto se utilizaron los siguientes instrumentos:

- Programa DEEFEP.
- Registros WIM.
- Programa Microsoft Visual Studio 2008.
- Lenguaje C++

4.3. Metodología propuesta

Como se mencionó anteriormente, el programa DEEFEP se ha ido desarrollando poco a poco, cuenta con tres etapas previas en donde se desarrollaron módulos para análisis de puentes de acero y puentes de concreto presforzado, siendo en estos últimos en los que se enfoca el presente trabajo. En la figura (4-1) se muestran en color azul los módulos 1, 2 y 3, sistematizados con anterioridad por Bárcenas (2011), Herrada (2013) y Medina (2014) respectivamente, y en color verde la metodología propuesta en el presente trabajo, es decir el módulo 4.a de agrietamiento parcial por fatiga y el módulo 4.b de efectos producidos por extremos.

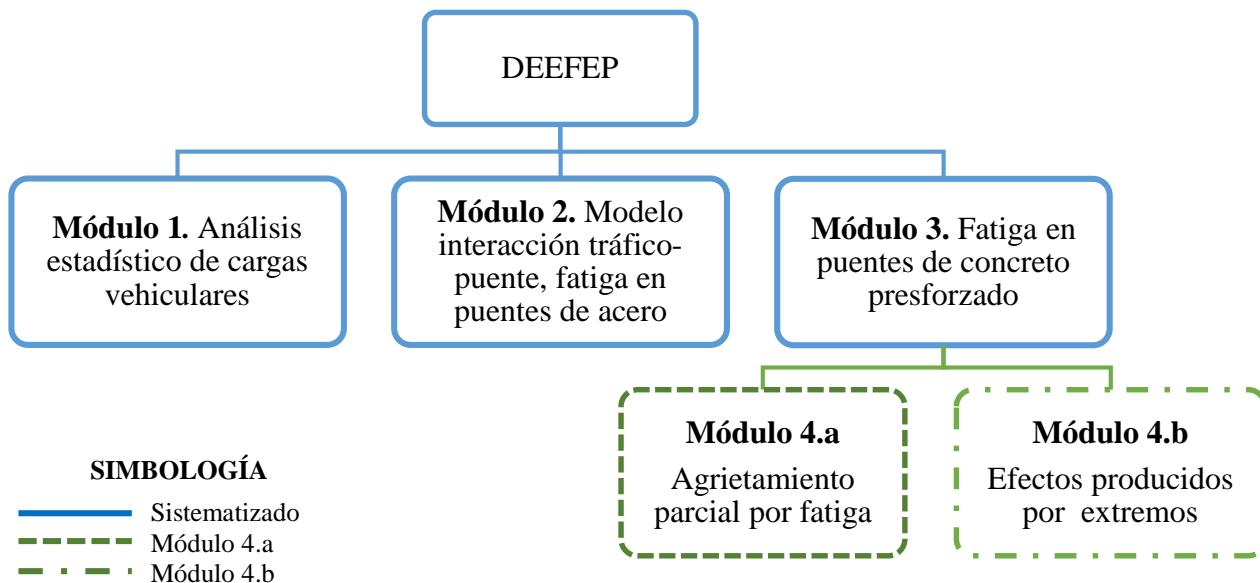


Figura 4-1. Panorama general del programa DEEFEP

4.3.1 Sistematización propuesta para módulo de agrietamiento parcial

El módulo de agrietamiento parcial surge por la necesidad de mejorar la predicción de vida a fatiga realizada por Medina (2014) para puentes de concreto presforzado, debido al cambio drástico en los resultados una vez que aparece un vehículo que sobrepasa el módulo de fractura.

En la figura (4-2) se muestra una vista general de la metodología del módulo de agrietamiento parcial, en color azul se ilustra lo programado con anterioridad en el programa y en color verde la nueva sistematización.

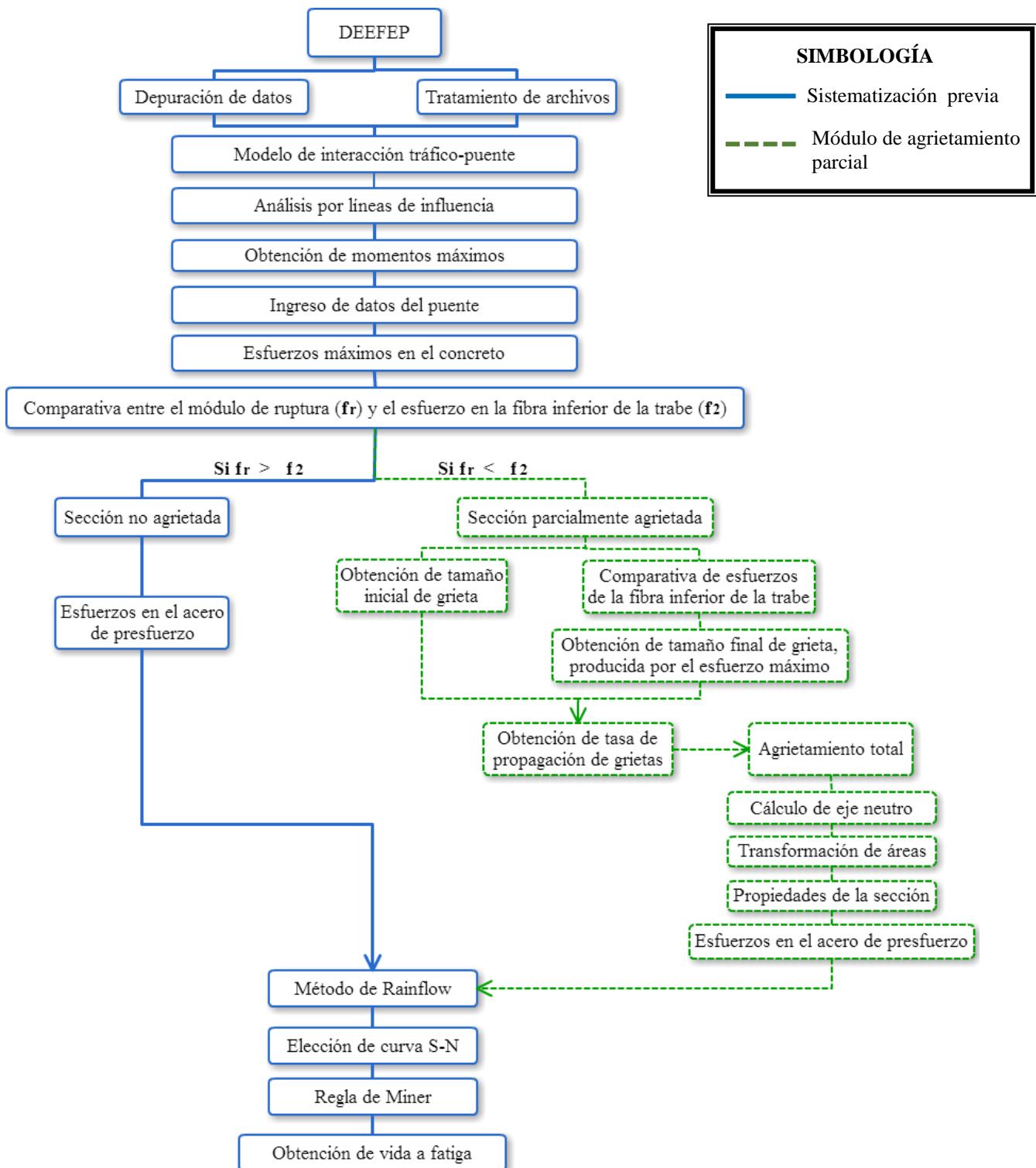


Figura 4-2. Metodología propuesta para módulo de agrietamiento parcial.

Las aportaciones principales de este módulo son la obtención de las longitudes de grietas causadas por los esfuerzos máximos, así como la integración de un modelo de propagación de grietas en el concreto, el cual toma en cuenta la sobrecarga, para determinar el número de ciclos necesarios para pasar del agrietamiento parcial al agrietamiento total.

4.3.2 Funciones del módulo de agrietamiento parcial

La descripción de la metodología para el módulo de agrietamiento parcial, ilustrada en la figura (4-2) se explica a continuación:

- **Sección parcialmente agrietada:** Una vez que se realizó la comparativa del módulo de ruptura del concreto contra el esfuerzo en la fibra inferior y se determinó que la sección presenta agrietamiento, se continúan con los cálculos referentes a la sección como parcialmente agrietada.
- **Obtención de tamaño inicial de grieta:** Primero se identifica el primer esfuerzo que provoca agrietamiento, después se obtiene la diferencia respecto del módulo de ruptura y mediante una variación lineal de esfuerzos tomando como referencia la altura de la trabe se obtiene el tamaño inicial de grieta. Quedando claro que cuanto mayor sea la diferencia, mayor será la longitud de la grieta.
- **Comparativa de esfuerzos de la fibra inferior de la trabe:** Una vez que se identificó el primer esfuerzo que provoca agrietamiento, el programa sigue verificando los esfuerzos para encontrar algunos otros de magnitudes mayores que provoquen el aumento en la longitud de grieta.
- **Obtención de tamaño final de grieta, producida por el esfuerzo máximo:** Después de que el programa encontró el esfuerzo máximo producido en la fibra inferior de la trabe, procede a obtener la longitud de la grieta producida por dicho esfuerzo, mediante una variación lineal de esfuerzos tomando como referencia la altura de la trabe.

- **Obtención de tasa de propagación de grietas:** Se aplica el modelo desarrollado por Ray y Chandra (2012) para obtener el número de ciclos necesarios para que la grieta se propague desde la longitud provocada por el esfuerzo máximo, hasta la longitud que provoca el agrietamiento total.
- **Agrietamiento total:** Se produce cuando el concreto ubicado debajo del eje neutro se encuentra totalmente agrietado.
- **Cálculo del eje neutro:** Se obtiene mediante el método iterativo propuesto por Mast (1998).
- **Transformación de áreas:** Mediante la relación de los módulos de elasticidad de cada material se pueden transformar las áreas de acero de refuerzo y de presfuerzo en área de concreto para utilizarse en cálculos posteriores.
- **Propiedades de la sección:** Se determinan las propiedades necesarias para el cálculo de esfuerzos, tales como momento de inercia, área de la sección transversal, radio de giro, ubicación del centroide de la sección.
- **Esfuerzos en el acero de presfuerzo:** Se obtiene el esfuerzo en el cable de presfuerzo provocado por las cargas vehiculares y la carga muerta.

4.3.3 Sistematización propuesta para módulo de extremos

La metodología propuesta para el módulo de efectos extremos es la que se puede apreciar en la figura (4-3), cabe mencionar que para la predicción de valores extremos se hace uso de lo sistematizado anteriormente por Bárcenas (2011), queda a consideración del usuario la elección del periodo de retorno, así como la magnitud del valor extremo a utilizar para la realización de la calibración.

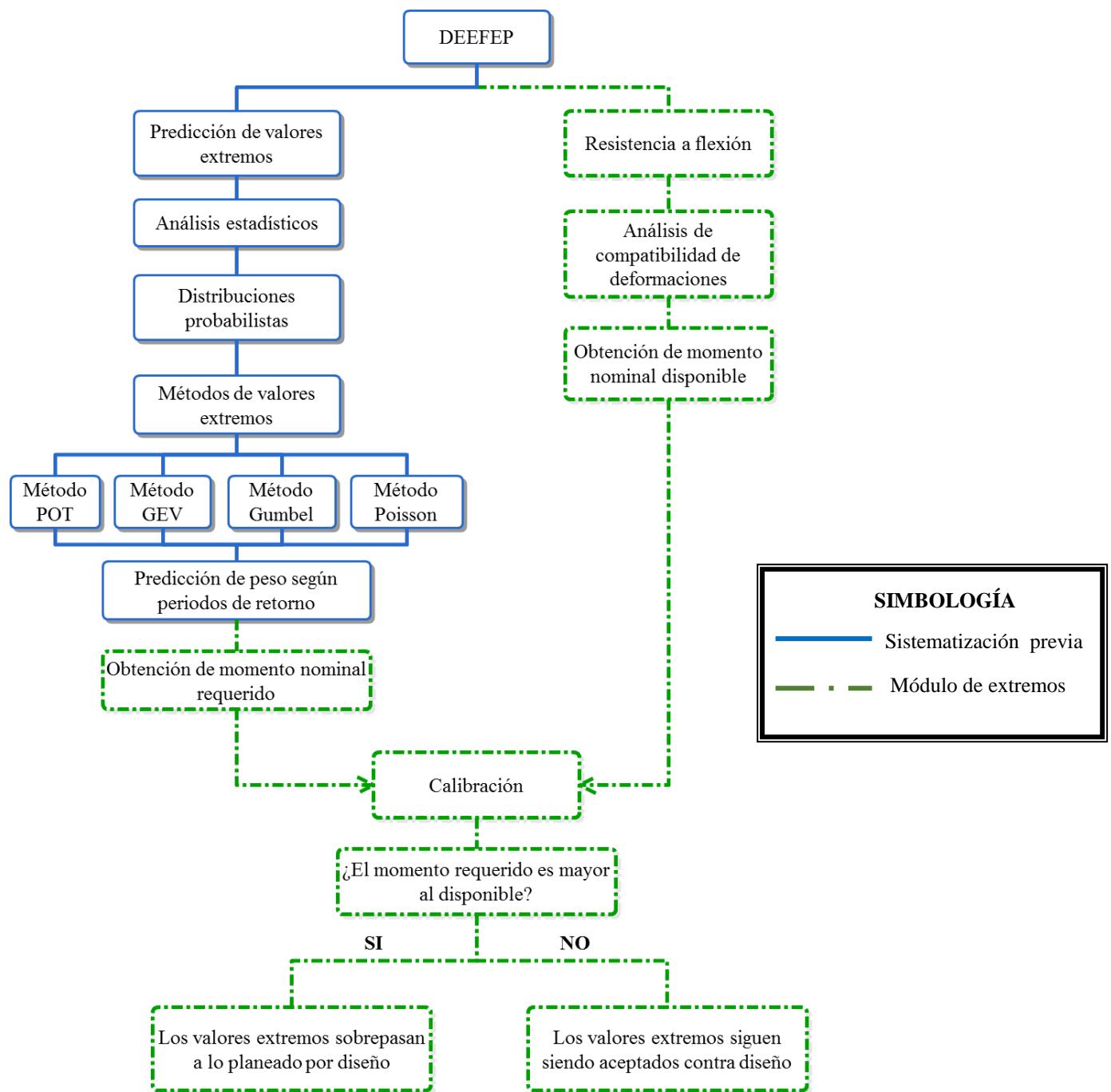


Figura 4-3. Metodología propuesta para módulo de extremos.

4.3.4 Funciones del módulo de extremos

A continuación se explica cada uno de los elementos que se proponen la metodología para módulo de extremos que se muestra en la figura (4-3):

- **Obtención de momento nominal requerido:** Se utiliza el valor extremo producto de la predicción para obtener el momento máximo (producto de carga viva), a dicho momento se le suma el momento producido por peso propio y el momento producido por carga muerta.
- **Resistencia a flexión:** Se determina la capacidad de la estructura mediante un análisis de compatibilidad de deformaciones.
- **Análisis de compatibilidad de deformaciones:** Se aplica el método anteriormente detallado en la sección 3.6.1 para calcular el momento de resistencia última de la viga de concreto presforzado.
- **Obtención de momento nominal disponible:** Se obtiene mediante la aplicación de la ecuación (3-21).
- **Calibración:** Una vez que se cuenta con los dos momentos nominales, el requerido y el disponible, se realiza una comparativa entre ellos para determinar si la estructura podrá resistir los valores extremos que se puedieran presentar.

5. EJEMPLOS DE APLICACIÓN

Se aplicó la metodología propuesta en dos puentes de concreto presforzado, “Merlebach” y “Procter and Gamble”, los cuales fueron evaluados por Medina (2014), con la finalidad de realizar una comparativa en los resultados en cuanto a vida a fatiga. Se utilizaron registros de tráfico vehicular francés (WIM), proporcionados por LCPC de Francia.

5.1. Ejemplo 1: Puente Merlebach

Este puente fue construido en 1968, se encuentra localizado en la autopista A320 en la ciudad de Freyming – Merlebach, Francia, consta de 6 claros de 32.4 m. Los datos geométricos se muestran en la Tabla 5-1. Se utilizaron registros de 3 vías para este ejemplo: la Ruta Nacional 4 (RN4), la autopista 4 (A4) y la autopista 64 (A64).

Las vigas utilizadas en cada claro son simplemente apoyadas, por ello tomó sólo un claro para el cálculo. La sección transversal se ilustra en la figura (5-1). En cuanto a los registros WIM, se le realizó un filtrado previo a los cálculos, eliminando los vehículos con peso total inferior a 30 toneladas y los registros de fines de semana.

Tabla 5-1. Datos geométricos del puente “Merlebach”.

Principales datos geométricos del puente	
Longitud del claro	32.4 m
Ancho de corona	13.04 m
Peralte de losa de compresión	18 cm
Separación entre trabes	3.15 m
Longitud del volado	0 mm
Tipo de Trabe	Sección I

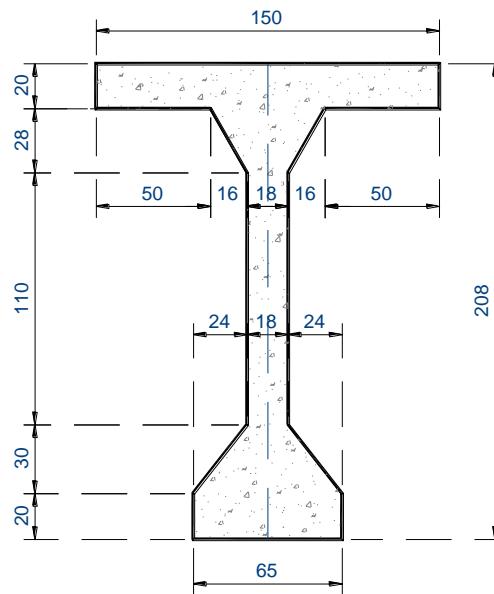


Figura 5-1. Sección transversal de la trabe (dimensiones en cm), puente “Merlebach”, Medina (2014)

Las propiedades mecánicas de los materiales especificadas en el proyecto, utilizadas para realizar esta evaluación, son mostradas en la Tabla 5-2.

Tabla 5-2. Propiedades mecánicas de materiales del puente “Merlebach”.

Propiedades de los materiales del puente	
Resistencia a la compresión del concreto en trabe, f_c	36 MPa
Resistencia a la compresión del concreto en losa, f_c'	36 MPa
Límite de fluencia del acero de refuerzo, f_y	NA
Límite de ruptura del acero de presfuerzo, f_{pu}	1,650 MPa
Módulo de elasticidad del concreto en trabe, E_c	42,000 MPa
Módulo de elasticidad del concreto en losa, E_{cl}	42,000 MPa
Módulo de elasticidad del acero de refuerzo, E_s	NA
Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo, E_p	210,000 MPa
Área de un torón, A_t	603.2 mm ²
Número de torones	9
Área del acero de presfuerzo, A_p	5,429 mm ²
Área del acero de refuerzo, A_s	NA
Esfuerzo de tensado inicial	1,304 MPa

5.1.1 Fatiga considerando el módulo de agrietamiento parcial en puente Merlebach

En tal módulo se retomó la metodología sistematizada por Medina (2014), pero adicionándole un modelo de propagación de grietas. Para la aplicación del módulo se hizo énfasis en la Ruta Nacional 4 (RN4), debido a que cuenta con registros de vehículos más pesados que los registrados en la A4 y A64, por lo cual los resultados son de mayor relevancia. Cabe mencionar que los registros de la RN4 son de un periodo comprendido de los meses de Noviembre 2007 a Enero del 2008.

El primer paso fue la determinación de las líneas de influencia, mediante el uso del módulo de interacción tráfico-puente sistematizado en las versiones previas del programa, siguiendo la ruta: “Modelo de Interacción tráfico-puente → Líneas de Influencia”.

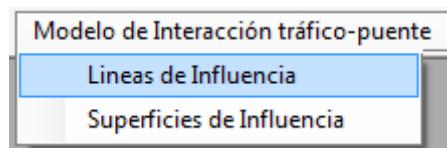


Figura 5-2. Ubicación de la función para la determinación de líneas de influencia.

Una vez realizado lo anterior apareció una pantalla como la que se muestra a continuación:

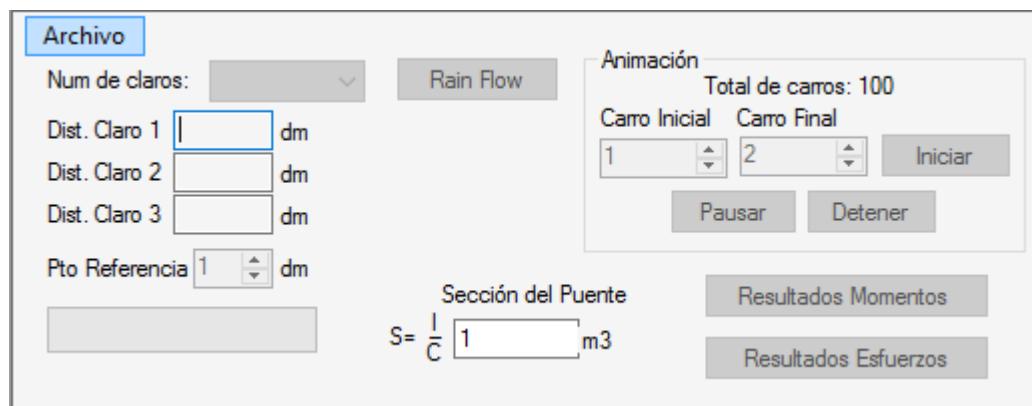


Figura 5-3. Ventana para la determinación de líneas de influencia.

En donde se ingresó el archivo de registro WIM, dándole clic al botón “Archivo”, después a la opción “Abrir”, en este punto se eligió una carpeta para guardar los archivos generados por el programa y a continuación se seleccionó el archivo WIM para analizar.

Después se indicó el número de claros, además de la longitud de los mismos, para este caso fue un claro de 324 dm. Se marcó la casilla “Mostrar puente” en donde se mostró esquemáticamente

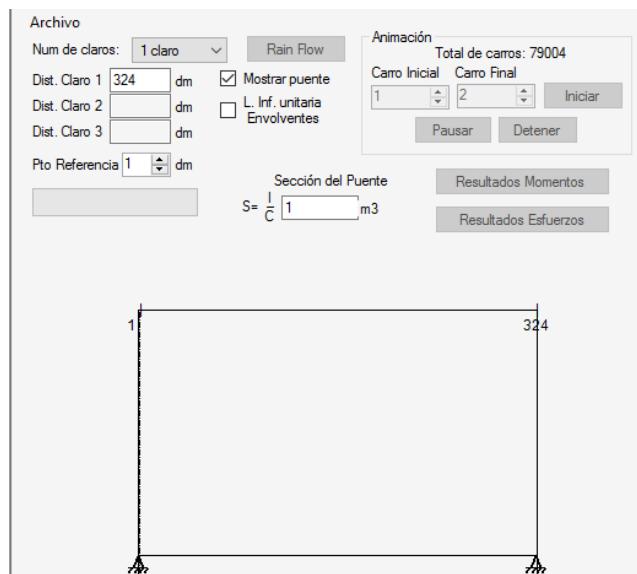


Figura 5-4. Ingreso de longitud del claro del puente “Merlebach” para cálculo de líneas de influencia.

A continuación se marcó la casilla “L. Inf. Unitaria Envolventes” para observar los momentos para diferentes posiciones de las cargas sobre la trabe. Al marcar la casilla “L. Inf. unitaria” se mostró el diagrama de momento para la posición más crítica de la carga (al centro del claro).

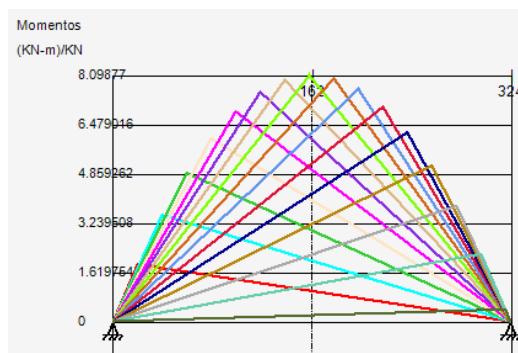


Figura 5-5. Diagramas de momento del puente “Merlebach”

Después al presionar el botón “Resultados Momentos”, se calcularon los momentos y en los resultados se muestran las envolventes para los primeros 10 vehículos.

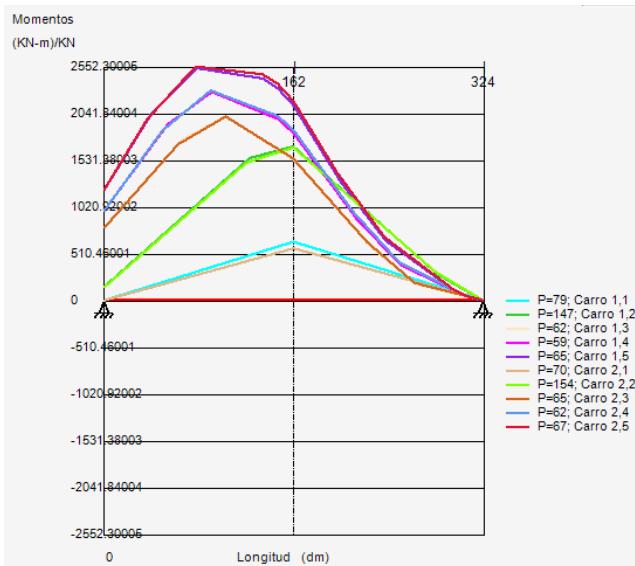


Figura 5-6. Envoltorios de los primeros 10 vehículos, puente “Merlebach”

Luego se sobrescribió el número “1” en el módulo de sección para activar el botón de “Resultado Esfuerzos”, el cual una vez presionado generó el archivo llamado “Máximos.txt”, donde se guardaron todos los momentos de la estructura. Finalmente se dio clic en el botón “Rain Flow” terminado aquí el uso de este módulo de interacción tráfico-puente.

Para continuar con el cálculo de vida a fatiga se ingresó a la ruta: “Puentes de Concreto Presforzado → Fatiga → Agrietamiento Parcial → Esfuerzos Máximos” en donde se ingresaron las propiedades del puente con la finalidad de obtener los esfuerzos en el cable de presfuerzo, así como el rango de esfuerzos. En el primer recuadro se ingresaron las “Propiedades Geométricas” (Figura 5-7).

Propiedades geométricas	
Longitud del claro (mm):	32400
Peralte de losa (mm):	180
Separación entre tráves (mm):	3500
Longitud del volado (mm):	0
Tipo de sección de trábea:	AASHTO HV
Ubicación de la trábea:	Internia

Figura 5-7. Recuadros para introducir las propiedades geométricas del puente “Merlebach”.

Además se ingresaron las “Propiedades mecánicas de los materiales”, es decir de la losa, trabe, acero de refuerzo y acero de presfuerzo (Figura 5-8). Así como las características del “Acero de refuerzo y presfuerzo” (Figura 5-9).

Propiedades mecánicas de los materiales	
Resistencia a la compresión del concreto en trabe (MPa):	36
Resistencia a la compresión del concreto en losa (MPa):	36
Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa):	0
Límite de ruptura del acero de presfuerzo (MPa):	1650
Módulo de elasticidad del concreto en trabe (MPa):	42000
Módulo de elasticidad del concreto en losa (MPa):	42000
Módulo de elasticidad del acero de refuerzo (MPa):	0
Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo (MPa):	210000

Figura 5-8. Recuadros para introducir las propiedades mecánicas de los materiales del puente “Merlebach”.

Acero de refuerzo y presfuerzo	
Área del acero de refuerzo (mm ²):	0
Área de un torón (mm ²):	603.2
Número de torones:	9
Área del acero de presfuerzo (mm ²):	5428.8
Recubrimiento del acero de refuerzo (mm):	0
Distancia del centroide del presfuerzo a la base de la trabe (mm):	85
Esfuerzo de tensado inicial (MPa):	1304

Figura 5-9. Recuadros para introducir las características del acero de refuerzo y presfuerzo del puente “Merlebach”.

También se ingresó en el programa el peso volumétrico del concreto para determinar el momento máximo por peso propio que se presenta en la trabe, al igual que la carga distribuida por peso muerto, la cual debe considerar parapetos, carpeta asfáltica, banquetas y diafragmas, para determinar el momento máximo por cargas muertas (Figura 5-10).

Cargas muertas	
Peso volumétrico del concreto (N/mm ³):	0.0000235363
Carga distribuida por peso muerto (N/mm):	11.12

Figura 5-10. Recuadros para introducir los datos necesarios para determinar las cargas muertas del puente “Merlebach”.

Para el cálculo de las pérdidas de presfuerzo se introdujeron datos de humedad relativa del lugar donde se encuentra construido el puente, así como la vida del puente, los factores K_{re} y J están en función del tipo de acero de presfuerzo usado, para este caso es cable de Grado 270.

Pérdidas de presfuerzo	
Vida del puente (días):	16425
Promedio de la humedad relativa ambiental (%):	80
Factor K_{re} :	20000
Factor J :	0.15
Perímetro de la sección (mm):	7549

Figura 5-11. Recuadros para introducir los datos para determinar las pérdidas de presfuerzo del puente “Merlebach”.

En el recuadro de “Sección transversal de la trabe” se muestra un esquema de la sección donde se indican las dimensiones que deben de ingresarse al programa, para este caso es una trabe de sección I, la cual es similar a las AASHTO tipo I-IV, por lo que considera dentro de este tipo, las dimensiones que no corresponden a éste tipo de trabe, se desactivan automáticamente.

Sección transversal de la trabe	
AASHTO	Cajón
B1: 1500	D1: 2074
B2: 650	D2: 194
B3: 180	D3:
B4: 160	D4: 280
B5:	D5: 300
B6: 235	D6: 200
b:	
bfb:	
bw:	
tft:	
tfb:	
h:	

Figura 5-12. Recuadros para introducir las dimensiones de la sección transversal de la trabe del puente “Merlebach”.

Además se ingresó el “Factor de concentración de carga”.

Factor de concentración de carga

Opción elegida: b

a) Factor de concentración de carga (AASHTO)

Número de carriles cargados: 1 Carril

Número de tráves:

Distancia horizontal desde el centro de gravedad de la sección a la tráve analizada (cm):

Momento de inercia del conjunto de tráves (cm⁴):

Excentricidad del vehículo 1 respecto al centroide de las tráves (cm):

Excentricidad del vehículo 2 respecto al centroide de las tráves (cm):

Factor de concentración de carga: 1

b) De inspección directa

Factor de concentración de carga: 1

Figura 5-13. Recuadro para introducir el factor de concentración de carga del puente “Merlebach”.

Cabe señalar que el programa tiene la opción de guardar todos estos datos para ser utilizados en análisis posteriores, para ello se deberá ingresar el nombre del puente en la esquina inferior derecha y enseguida dar clic en “Abrir → Agregar Puentes”, al hacer esto se evita ingresar los datos del puente en repetidas ocasiones.

Por otra parte, si se desean utilizar los datos de un puente guardado anteriormente ir a la sección “Buscar Puente” y seleccionar la lista desplegable. Una vez hecho esto se muestran los puentes guardados previamente, seleccionar el que se deseé utilizar. Finalmente dar clic en el botón “Cargar Datos”, con esta acción se llenarán las casillas correspondientes a los datos del puente, el usuario únicamente deberá verificar que todo esté correcto. (Ver manual del usuario anexo).

Retomando el análisis, el último paso en esta ventana fue abrir el archivo “Maximos.txt” y con ello el programa realizó el cálculo de los rangos de esfuerzos, mostrando los resultados en la “Tabla de resultados” (figura 5-14), al mismo tiempo que se escribió un archivo denominado “Rango_Esfuerzos.txt”.

Tabla de resultados	
Sr	19.89
Sr	20.01
Sr	19.55
Sr	19.17
Sr	18.5
Sr	19.52
Sr	20.81
Sr	19.34
c-	10.70

¿Se presenta agrietamiento en la sección de la trabe?: Si se presenta

Esfuerzo medio Sm: 827.00581084

Figura 5-14. Rangos de esfuerzos resultantes del puente “Merlebach”.

Luego de ello se hizo uso del módulo estadístico siguiendo la ruta: “Análisis Estadísticos → Distribuciones probabilistas → Análisis de 1 archivo y valores extremos” (Figura 5-15) para abrir el archivo “Rango_Esfuerzos.txt” con el que se determinó el histograma de rango de esfuerzos.

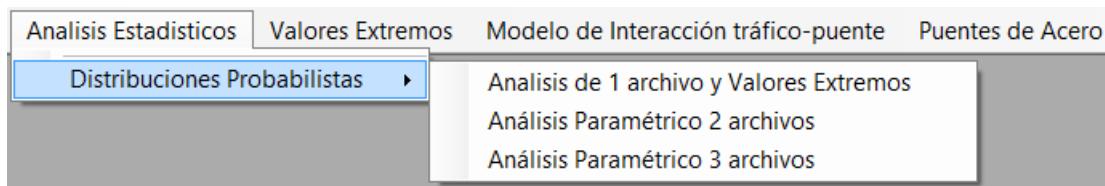


Figura 5-15. Ubicación del módulo estadístico.

En este caso en el recuadro de “Columna a leer” se introdujo el valor de 1 y en rango el valor de 2 MPa, el modulo muestra el histograma (Figura 5-16) y escribe un archivo con el nombre “Histograma.txt”.

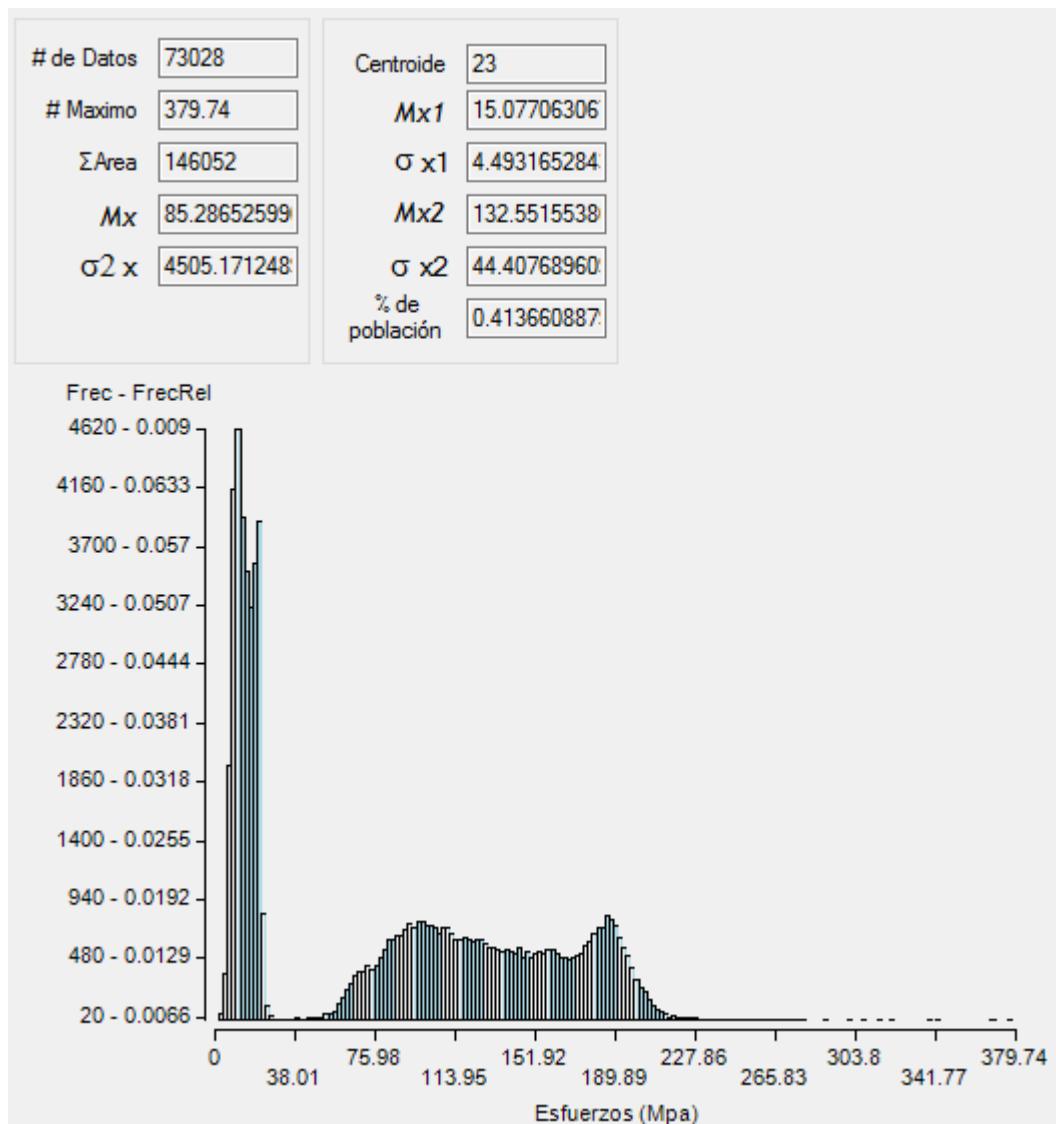


Figura 5-16. Histograma de rango de esfuerzos del puente “Merlebach”.

Una vez realizado lo anterior se activó la pestaña “Puentes de Concreto Presforzado → Fatiga → Agrietamiento Parcial → Efectos de Fatiga → Regla de Miner” en donde se ingresaron los datos correspondientes y se obtuvieron los siguientes resultados:

Utilizando la curva S-N de Hangenberger resultó una predicción de vida a fatiga de 61.75 años.

Vida a fatiga		Factores para la resistencia a fatiga	
Vida actual (Años):	<input type="text" value="0.00"/>	Factor de superficie (Ka):	<input type="text" value="1"/>
Fracción de año del archivo:	<input type="text" value="7.142857"/>	Factor de tamaño (Kb):	<input type="text" value="1.0"/>
Curva S-N:	<input type="text" value="Hangenberger"/>	Factor de confiabilidad (Kc):	<input type="text" value="1.0"/>
¿Se cuenta con el esfuerzo medio de la curva?:	<input type="text" value="No"/>	Factor de temperatura (Kd):	<input type="text" value="1.0"/>
Esfuerzo medio de la curva S-N (MPa):	<input type="text"/>	Factor de efectos varios (Ke):	<input type="text" value="1 "/>
Esfuerzo medio de los esfuerzos aplicados (MPa):	<input type="text"/>	Factor de carga (Kcar):	<input type="text" value="1.0"/>
Esfuerzo de ruptura del acero de presfuerzo (MPa):	<input type="text"/>		
Número de Miner (D):	<input type="text" value="0.0144165517324"/>		
Vida remanente a fatiga (Años):	<input type="text" value="61.75"/>		

Figura 5-17. Predicción de vida a fatiga del puente “Merlebach” utilizando la curva S-N de Hangenberger.

Utilizando la curva S-N de Naaman resultó una predicción de vida a fatiga de 91.22 años.

Vida a fatiga		Factores para la resistencia a fatiga	
Vida actual (Años):	<input type="text" value="0.00"/>	Factor de superficie (Ka):	<input type="text" value="1"/>
Fracción de año del archivo:	<input type="text" value="7.142857"/>	Factor de tamaño (Kb):	<input type="text" value="1.0"/>
Curva S-N:	<input type="text" value="Naaman"/>	Factor de confiabilidad (Kc):	<input type="text" value="1.0"/>
¿Se cuenta con el esfuerzo medio de la curva?:	<input type="text" value="No"/>	Factor de temperatura (Kd):	<input type="text" value="1.0"/>
Esfuerzo medio de la curva S-N (MPa):	<input type="text"/>	Factor de efectos varios (Ke):	<input type="text" value="1 "/>
Esfuerzo medio de los esfuerzos aplicados (MPa):	<input type="text"/>	Factor de carga (Kcar):	<input type="text" value="1.0"/>
Esfuerzo de ruptura del acero de presfuerzo (MPa):	<input type="text"/>		
Número de Miner (D):	<input type="text" value="0.0035734196906"/>		
Vida remanente a fatiga (Años):	<input type="text" value="91.22"/>		

Figura 5-18. Predicción de vida a fatiga del puente “Merlebach” utilizando la curva S-N de Naaman.

Utilizando la curva S-N de BPEL resultó una predicción de vida a fatiga infinita, lo cual indica que el puente no fallaría por fatiga. Cabe mencionar que en la “fracción del año del archivo” se utilizó 7.142857, el cual es el resultado de dividir 250 días al año, entre 35 días hábiles del registro de tráfico utilizado.

Vida a fatiga		Factores para la resistencia a fatiga	
Vida actual (Años):	<input type="text" value="0.00"/>	Factor de superficie (Ka):	<input type="text" value="1"/>
Fracción de año del archivo:	<input type="text" value="7.142857"/>	Factor de tamaño (Kb):	<input type="text" value="1.0"/>
Curva S-N:	<input type="text" value="BPEL"/>	Factor de confiabilidad (Kc):	<input type="text" value="1.0"/>
¿Se cuenta con el esfuerzo medio de la curva?:	<input type="text" value="No"/>	Factor de temperatura (Kd):	<input type="text" value="1.0"/>
Esfuerzo medio de la curva S-N (MPa):	<input type="text"/>	Factor de efectos varios (Ke):	<input type="text" value="1"/>
Esfuerzo medio de los esfuerzos aplicados (MPa):	<input type="text"/>	Factor de carga (Kcar):	<input type="text" value="1.0"/>
Esfuerzo de ruptura del acero de presfuerzo (MPa):	<input type="text"/>		
Número de Miner (D):	<input type="text" value="Vida Infinita"/>		
Vida remanente a fatiga (Años):	<input type="text" value="Infinita"/>		

Figura 5-19. Predicción de vida a fatiga del puente “Merlebach” utilizando la curva S-N de BPEL.

Los resultados obtenidos utilizando el módulo de agrietamiento parcial muestran una clara diferencia con los de Medina (2014), sin embargo el análisis se muestra en el capítulo 6.

5.1.2 Efectos de valores extremos en puente Merlebach

Para la obtención de los efectos de valores extremos el primer paso fue obtener el momento nominal disponible, a continuación se calculó el momento nominal requerido para cada uno de los cuatro métodos de valores extremos y finalmente se realizó la calibración.

5.1.2.1. Obtención de momento nominal disponible

Para el análisis de los efectos extremos en el puente “Merlebach” se utilizó el módulo de extremos. Donde el primer paso fue obtener el Momento nominal disponible M_{nd} , realizando un análisis de compatibilidad de deformaciones. El primer paso es introducir los datos del puente en la pestaña “Puentes de Concreto Presforzado → Fatiga → Agrietamiento Parcial → Esfuerzos máximos”, como se observa en la Figura 5-17. Los datos del puente ya se habían agregado

previamente por lo que se buscó el puente en la lista desplegable ubicada en la esquina inferior derecha y después de dio clic en “Cargar datos”, se verificaron los mismos, finalmente se dio clic en el botón “Guardar Cálculos”.

The screenshot shows the DEEFP software interface for bridge analysis. The main window has several tabs at the top: Tratamiento de Archivos, Depuración de Datos, Análisis Estadísticos, Valores Extremos, Modelo de Interacción tráfico-puente, Puentes de Concreto Presforzado, Puentes de Acero, and Ayuda. The 'Puentes de Concreto Presforzado' tab is active. On the left, there's a sidebar with buttons for 'Abrir' and 'Guardar Calculos'. A red arrow points to the 'Guardar Calculos' button. The main area contains several sections with input fields:

- Propiedades geométricas:** Includes fields for Longitud del cable (mm), Peralte de la trabe (mm), Separación entre tráves (mm), Longitud del tramo (mm), Tipo de sección de trabe (AASHTO HV), and Ubicación de la trabe (Interior).
- Aceros de refuerzo y presfuerzo:** Shows Área del acero de refuerzo (mm²), Área de un torón (mm²), Número de torones, Área del acero de presfuerzo (mm²), Recubrimiento del acero de refuerzo (mm), Distancia del centroide del presfuerzo a la base de la trabe (mm), and Esfuerzo de tensado inicial (MPa).
- Propiedades mecánicas de los materiales:** Lists Resistencia a la compresión del concreto en trabe (MPa), Resistencia a la compresión del concreto en losa (MPa), Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa), Límite de ruptura del acero de presfuerzo (MPa), Módulo de elasticidad del concreto en trabe (MPa), Módulo de elasticidad del concreto en losa (MPa), Módulo de elasticidad del acero de refuerzo (MPa), and Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo (MPa).
- Cargas muertas:** Includes Peso volumétrico del concreto (N/mm³) and Carga distribuida por peso muerto (N/mm).
- Pérdidas de presfuerzo:** Includes Vida del puente (días), Promedio de la humedad relativa ambiental (%), Factor Kre, Factor J, and Perímetro de la sección (mm).
- Sección transversal de la trabe:** A diagram showing a cross-section of a bridge girder with dimensions labeled: B1, B2, B3, B4, B5, B6, D1, D2, D3, D4, D5, D6, b, bfb, bw, ft, ffb, and h.
- AASHTO:** A table with values for B1 through B6 and D1 through D6.
- Cajón:** A table with values for b, bfb, bw, ft, ffb, and h.
- Factores de concentración de carga:** Includes sections for Factor elegido (a or b), Número de camiones cargados (1 Cam), Número de tráves, Distancia horizontal desde el centro de gravedad de la sección a la trabe analizada (cm), Momento de inercia del conjunto de trábeas (cm⁴), Excentricidad del vehículo 1 respecto al centroide de las trábeas (cm), Excentricidad del vehículo 2 respecto al centroide de las trábeas (cm), Factor de concentración de carga (b), and Factor de concentración de carga (a).
- Nombre del Puente:** Merlebach.
- Botones:** Buscar Puente and Cargar Datos.

Figura 5-20. Ingreso de datos generales del puente “Merlebach”.

Después de realizado lo anterior se activó la pestaña “Puentes de Concreto Presforzado → Efectos de Extremos → Resistencia a Flexión”, en donde se introdujeron valores supuestos para el esfuerzo, así como para la deformación en el acero de presfuerzo. Al dar clic en el botón “Calcular”, se generaron los resultados correspondientes al Momento nominal disponible M_{nd} , profundidad de la zona de compresión a , relación entre el esfuerzo promedio y el esfuerzo máximo en la zona de compresión β_1 , eje neutro c , deformación asociada a la fuerza efectiva de presfuerzo ϵ_1 , deformación durante la descompresión del concreto al nivel del centroide del acero de presfuerzo ϵ_2 , deformación durante la sobrecarga hasta el nivel de falla ϵ_3 , deformación total del acero de presfuerzo en la falla ϵ_{ps} . Como se muestra en la figura 5-18. En donde resultó un esfuerzo en el acero de presfuerzo de 1842 MPa, una deformación en el acero de presfuerzo de 0.0217 y un Momento nominal disponible de 1.83×10^{10} N-mm.

Esfuerzo supuesto en el acero de presfuerzo (MPa)	Resultados
1842	Mn = 18368973726.48
Deformación supuesta en el acero de presfuerzo	a = 304.15
0.0217	B1 = 0.79
	c = 385
Calcular	E1 = 0.0088
	E2 = 0.0004
	E3 = 0.0125
	Eps = 0.0217

Figura 5-21. Determinación del Momento nominal disponible a flexión del puente “Merlebach”.

5.1.2.2. Obtención de momento nominal requerido

Por otro lado, se buscó obtener el Momento nominal requerido, para compararlo con el Momento nominal disponible y realizar una calibración. Para ello se hizo uso del módulo de análisis estadísticos, así como de las leyes de predicción de valores extremos sistematizadas por Bárcenas (2011), el primer paso realizado fue ingresar un archivo WIM, en este caso se muestra lo realizado con un registro de la RN4, el cual contó con un tratamiento previo donde se eliminaron los vehículos menores a 35 kN y los que transitaron los fines de semana. A partir de este archivo se obtuvo un histograma según los pesos de los vehículos, el cual se muestra en la figura

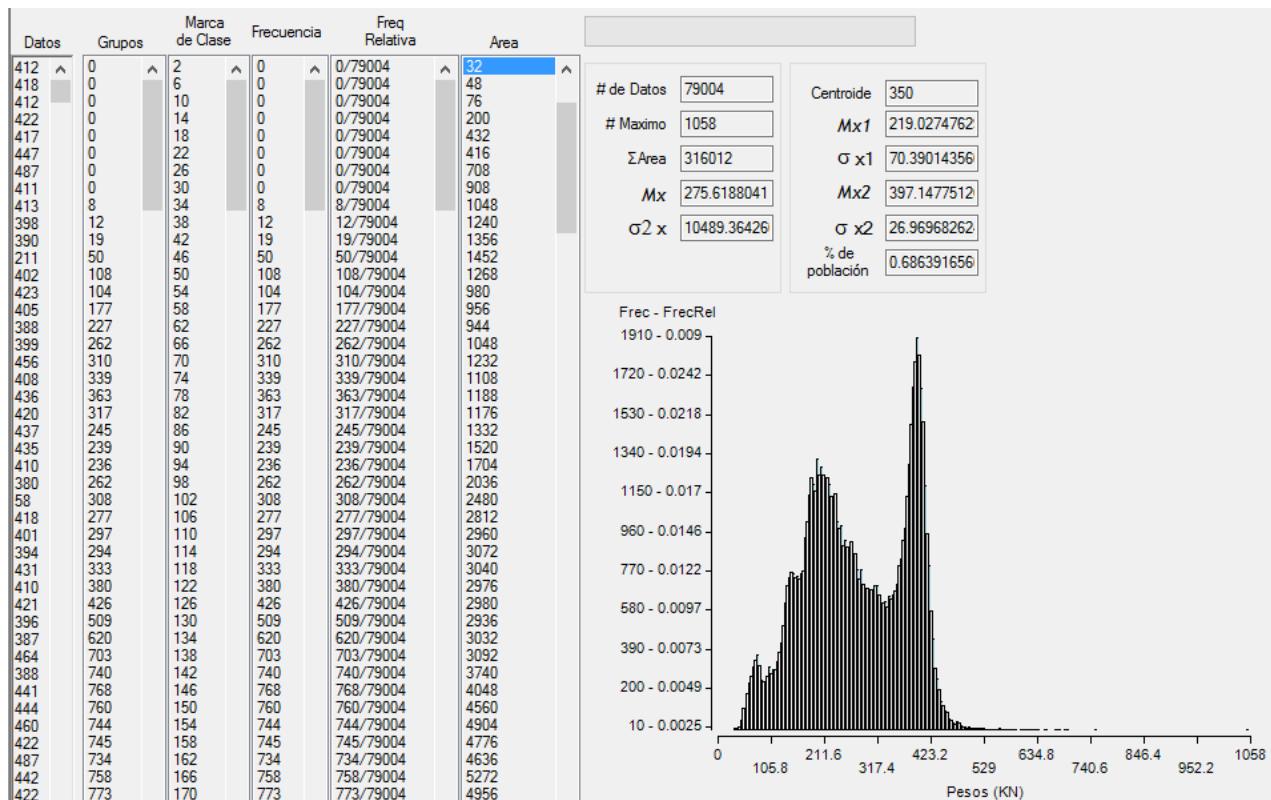


Figura 5-22. Histograma de pesos de vehículos obtenido del registro WIM de RN4.

Después se aplicaron los métodos de valores extremos, tomando como punto de referencia una predicción a 50 años, cuyos resultados se muestran a continuación:

➤ MÉTODO POT

Para la aplicación de este método primero se determinó un valor de umbral **U** de 490, haciendo uso de la gráfica de umbrales que aparece como auxiliar en el programa (Ver Apéndice C), tal gráfica muestra en el eje de las abscisas los valores del umbral, mientras que en el eje de las ordenadas están los valores de las medias de excedencias correspondientes a cada umbral. El valor determinado para **U** se selecciona observando el rango de valores donde la gráfica tiene un comportamiento lineal horizontal. Además se utilizó un 7 como fracción del año, debido al número de días registrados en el archivo WIM. Finalmente, la predicción de peso a 50 años utilizando este método fue de 873.9 kN.

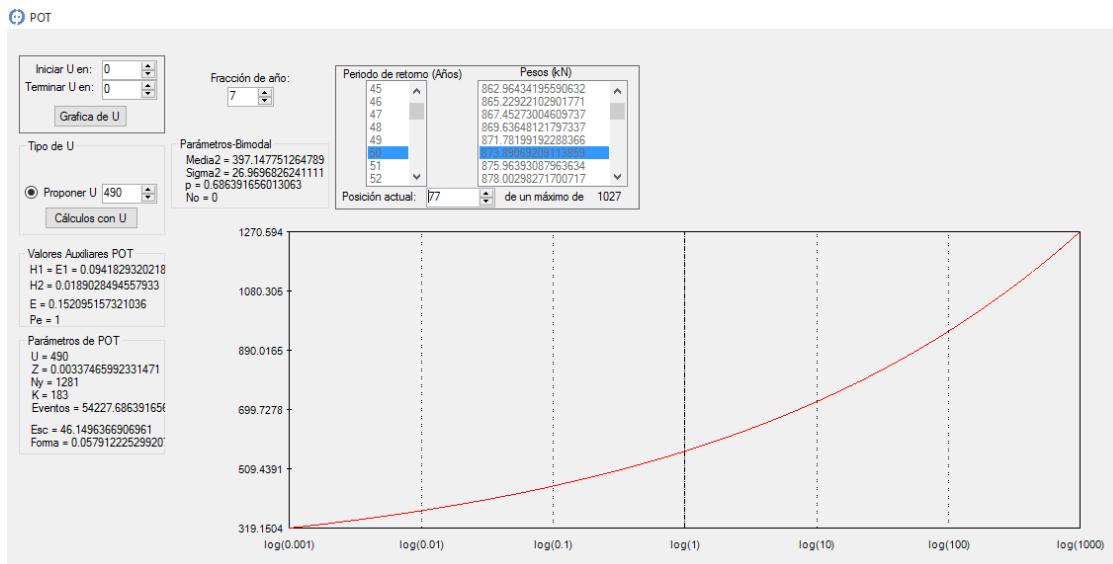


Figura 5-23. Predicción de valor extremo a 50 años según método POT.

➤ MÉTODO GEV

Para la aplicación de este método se seleccionó la columna 9 (de pesos) en el segundo recuadro denominado “Columna dato” y se ingresó el archivo WIM, una vez que el programa leyó el archivo apareció como resultado el vehículo más pesado que transitó en el día señalado, después se dio clic en “Graficar”, se obtuvo la gráfica así como un valor predicho a 50 años de 1496.8 kN.

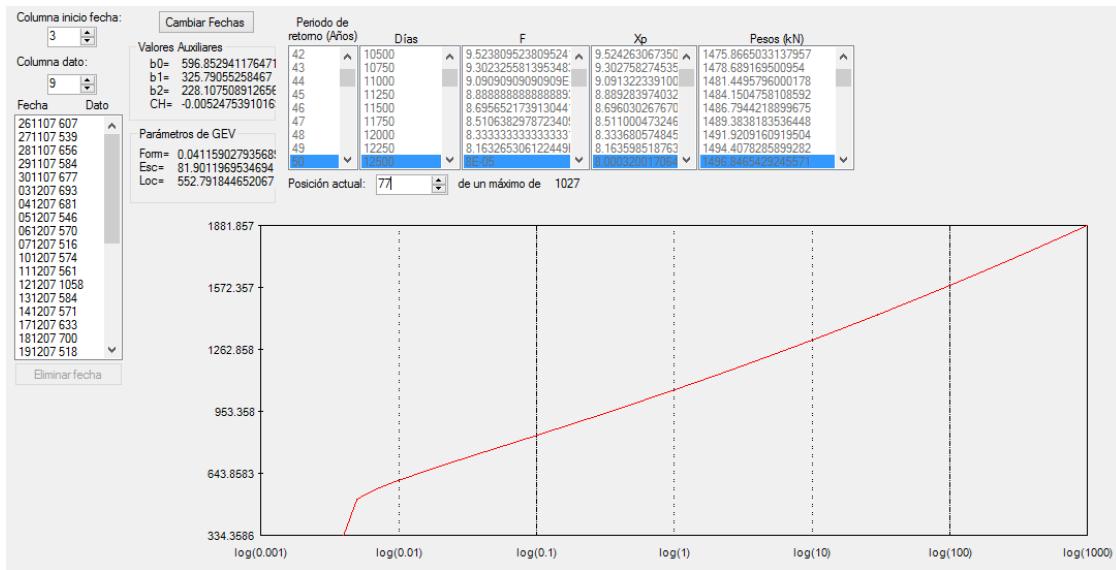


Figura 5-24. Predicción de valor extremo a 50 años según método GEV.

➤ MÉTODO GUMBEL

Para la aplicación de este método únicamente se dio clic en “Graficar”, resultando un pronóstico a 50.87 años de 859 kN, por lo que mediante una extrapolación se obtuvo la predicción a 50 años de 858.6 kN.

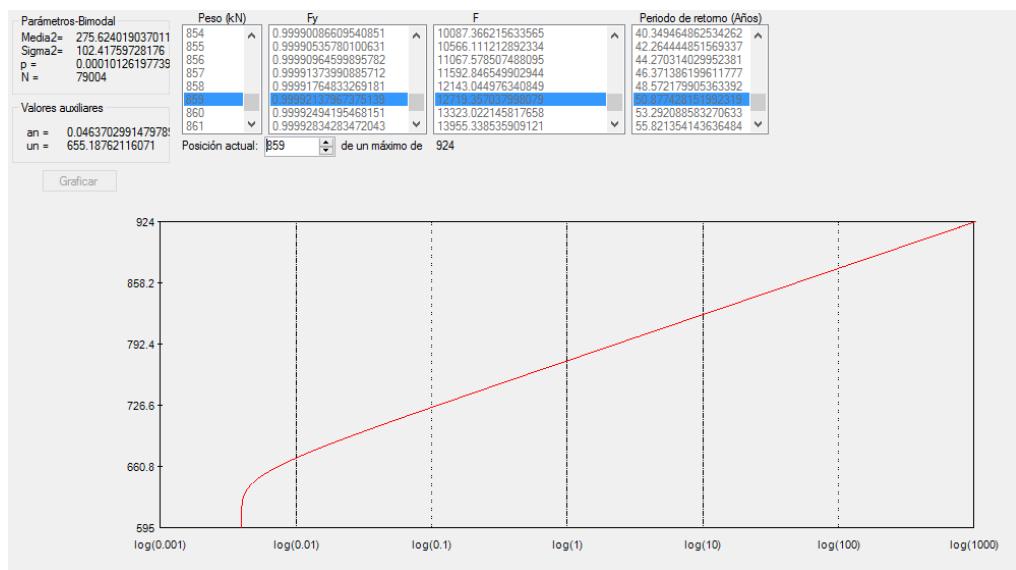


Figura 5-25. Predicción de valor extremo a 50 años según método Gumbel.

➤ MÉTODO POISSON

Para la aplicación de este método únicamente se dio clic en “Graficar”, resultando un pronóstico a 48 años de 553 kN, por lo que mediante una extrapolación se obtuvo la predicción a 50 años de 553.2 kN.

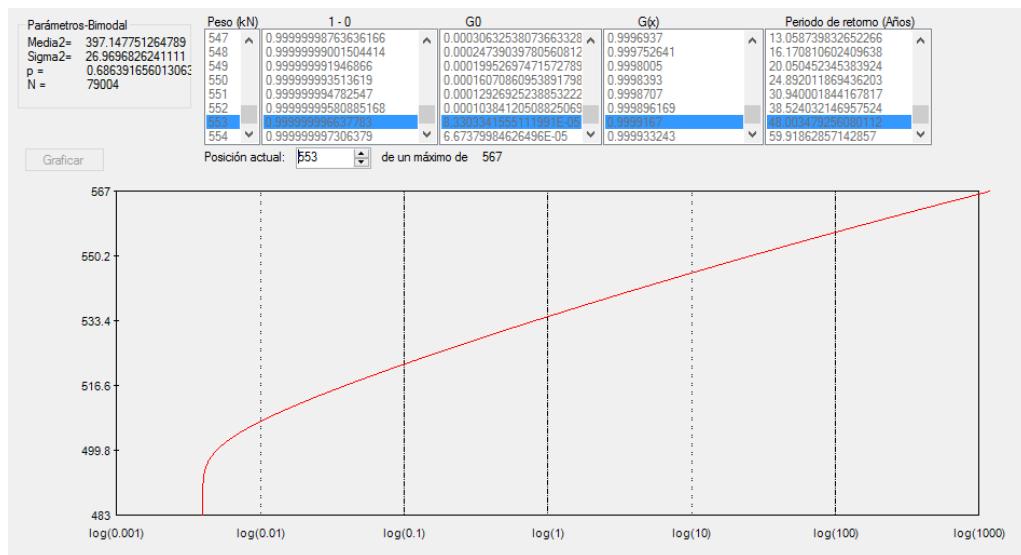


Figura 5-26 Predicción de valor extremo a 50 años según método Poisson.

En la figura 5-27 se puede observar una comparativa de las predicciones realizadas por los cuatro métodos de valores extremos mencionados.

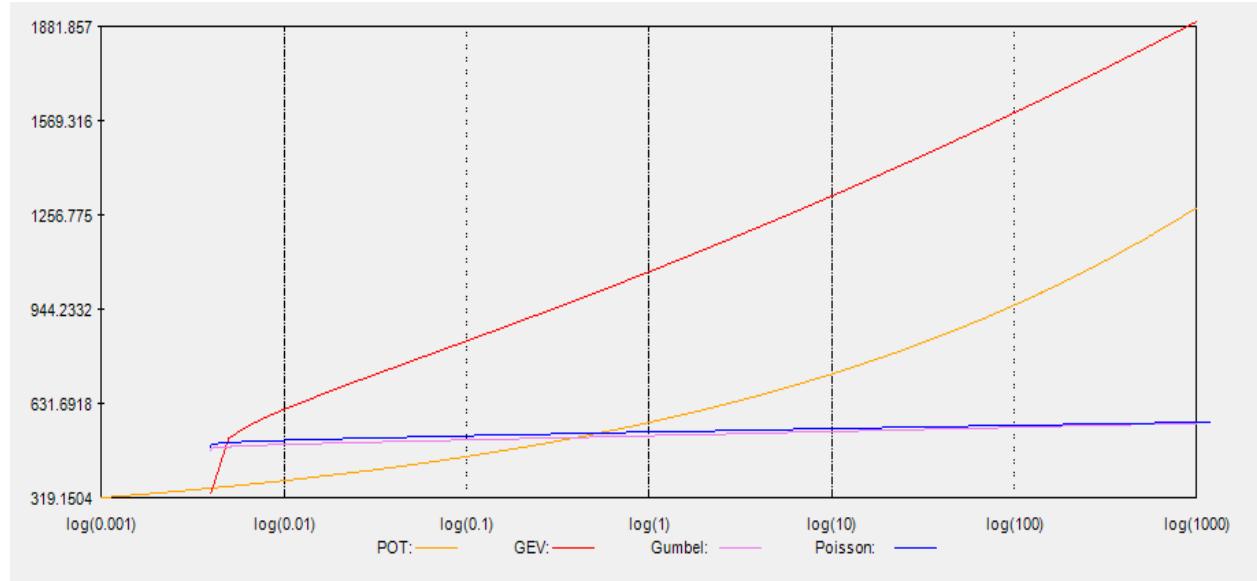


Figura 5-27 Comparación gráfica de métodos de valores extremos

Analizando los valores predichos por los cuatro métodos mencionados (ver tabla 5-3), se observó que el valor mayor fue obtenido mediante el método GEV. Mientras que los valores pronosticados por POT, GUMBEL y POISSON resultaron menores a lo que transita actualmente, las cuales rondan alrededor de 100 Toneladas. Se sabe que el puente fue construido en el año de 1968, por lo que una predicción a 50 años sería para el año 2018. Por lo tanto se decidió tomar como referencia para el cálculo del Momento nominal requerido M_{nr} el valor obtenido por el método GEV de 152 Toneladas.

Tabla 5-3. Comparación de predicciones de métodos de valores extremos para vehículos pesados en puente “Merlebach”.

Método	Predicción a 50 años	
	(kN)	(Ton)
POT	873.9	89.1
GEV	1496.8	152.6
GUMBEL	858.6	87.5
POISSON	553.2	56.4

5.1.2.3. Calibración de momentos

Con el valor de predicción de valor extremo determinado anteriormente, se calculó el momento máximo requerido debido a la carga viva extrema, el cual sumado al momento producido por peso propio (4.41×10^9 N-mm) y al momento producido por carga muerta (1.46×10^9 N-mm), da como resultado:

→ **POT:**

Al utilizar la predicción para valor extremo según el método POT de 873.9 kN, se obtuvo un Momento nominal requerido de 1.29×10^{10} N-mm.

Carga extrema (N)	873900
<input type="button" value="Calcular"/>	
	
Resultados	
Mn Requerido	= 12945086590.1866
Mn Disponible	= 18368973726.48
Función de Estado	= Las cargas extremas siguen siendo aceptadas contra cargas de diseño.

Figura 5-28 Obtención de Momento nominal requerido, según predicción POT, puente “Merlebach”.

→ **GEV:**

Al utilizar la predicción para valor extremo según el método GEV de 1496.8 kN, se obtuvo un Momento nominal requerido de 1.79×10^{10} N-mm.

Carga extrema (N)	1496800
<input type="button" value="Calcular"/>	
Resultados	
Mn Requerido	= 17990576590.1866
Mn Disponible	= 18368973726.48
Función de Estado	= Las cargas extremas siguen siendo aceptadas contra cargas de diseño.

Figura 5-29 Obtención de Momento nominal requerido, según predicción GEV, puente “Merlebach”.

→ **GUMBEL:**

Al utilizar la predicción para valor extremo según el método GUMBEL de 545.9 kN, se obtuvo un Momento nominal requerido de 1.02×10^{10} N-mm.

Carga extrema (N)	545900
<input type="button" value="Calcular"/>	
Resultados	
Mn Requerido	= 10288286590.1866
Mn Disponible	= 18368973726.48
Función de Estado	= Las cargas extremas siguen siendo aceptadas contra cargas de diseño.

Figura 5-30 Obtención de Momento nominal requerido, según predicción GUMBEL, puente “Merlebach”.

→ **POISSON:**

Al utilizar la predicción para valor extremo según el método GUMBEL de 553.2 kN, se obtuvo un Momento nominal requerido de 1.03×10^{10} N-mm.

Carga extrema (N)	553200
<input type="button" value="Calcular"/>	
Resultados	
Mn Requerido	= 10347416590.1866
Mn Disponible	= 18368973726.48
Función de Estado	= Las cargas extremas siguen siendo aceptadas contra cargas de diseño.

Figura 5-31 Obtención de Momento nominal requerido, según predicción POISSON, puente “Merlebach”.

Realizando una comparativa entre el Momento nominal disponible contra Momento nominal requerido (ver tabla 5-4) se observa que el momento obtenido por valores extremos no rebasa la capacidad de la estructura en ningún caso.

Tabla 5-4. Comparación de momentos obtenidos en puente “Merlebach”.

Tipo de Momento	Momento nominal obtenido mediante:	Valor	Calibración
		(N-mm)	
Momento nominal disponible. M_{nd}	Análisis de compatibilidad de deformaciones	1.83×10^{10}	
Momento nominal requerido. M_{nr}	Predicción de valor extremo (Método POT)	1.29×10^{10}	El valor extremo sigue siendo ACEPTADO contra diseño
	Predicción de valor extremo (Método GEV)	1.79×10^{10}	El valor extremo sigue siendo ACEPTADO contra diseño
	Predicción de valor extremo (Método GUMBEL)	1.02×10^{10}	El valor extremo sigue siendo ACEPTADO contra diseño
	Predicción de valor extremo (Método POISSON)	1.03×10^{10}	El valor extremo sigue siendo ACEPTADO contra diseño

5.2. Ejemplo 2: Puente Procter and Gamble

Construido en el 2006, el puente “Procter and Gamble” se encuentra localizado en el kilómetro 16+146 de la carretera federal 45D en el tramo Celaya – Querétaro. Para el diseño de la superestructura se utilizó el reglamento AASHTO LRFD 1996 y las Normas SCT 2001, los datos geométricos del puente se muestran en la tabla 5-5 y la sección transversal se ilustra en la figura 5-24.

Tabla 5-5. Datos geométricos del puente “Procter and Gamble”.

Principales datos geométricos del puente	
Longitud del claro	24.45 m
Ancho de corona	10.7 m
Peralte de losa de compresión	20 cm
Separación entre tráves	1.7 m
Longitud del volado	78 cm
Tipo de Trábe	AASHTO Tipo III

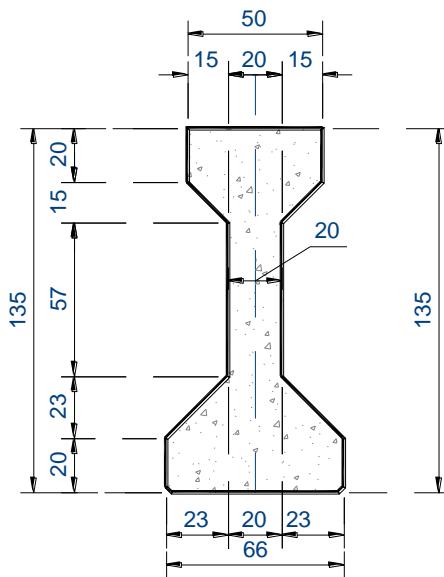


Figura 5-32. Sección transversal de la trábe (dimensiones en cm), Puente “Procter and Gamble”, Medina (2014).

Las propiedades mecánicas de los materiales especificadas en el proyecto, utilizadas para realizar esta evaluación, son mostradas en la tabla 5-6.

Tabla 5-6. Propiedades mecánicas de materiales del puente “Procter and Gamble”.

Propiedades de los materiales del puente	
Resistencia a la compresión del concreto en trabe, f'_c	34.34 MPa
Resistencia a la compresión del concreto en losa, f'_c	24.53 MPa
Límite de fluencia del acero de refuerzo, f_y	412 MPa
Límite de ruptura del acero de presfuerzo, f_{pu}	1,864 MPa
Módulo de elasticidad del concreto en trabe, E_c	28,325 MPa
Módulo de elasticidad del concreto en losa, E_{cl}	23,939 MPa
Módulo de elasticidad del acero de refuerzo, E_s	200,057 MPa
Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo, E_p	197,000 MPa
Área de un torón, A_t	98.7 mm ²
Número de torones	34
Área del acero de presfuerzo, A_p	3,356 mm ²
Área del acero de refuerzo, A_s	574 mm ²
Esfuerzo de tensado inicial	1,398 MPa

5.2.1 Fatiga considerando el módulo de agrietamiento parcial en puente Procter and Gamble

En el presente módulo se retomó la metodología sistematizada por Medina (2014), pero realizándose algunos ajustes. Para la aplicación del módulo se utilizaron registros de la Ruta Nacional 4 (RN4).

El primer paso fue la determinación de las líneas de influencia, mediante el uso del módulo de interacción tráfico-puente sistematizado en las versiones previas del programa, siguiendo la ruta: “Modelo de Interacción tráfico-puente → Líneas de Influencia”.

En donde se ingresó el archivo de registro WIM, dándole clic al botón “Archivo”, después a la opción “Abrir”, en este punto se eligió una carpeta para guardar los archivos generados por el programa y a continuación se seleccionó el archivo WIM para analizar.

Después se indicó el número de claros, además de la longitud de los mismos, para este caso fue un claro de 245 dm. Se marcó la casilla “Mostrar puente” en donde se mostró esquemáticamente

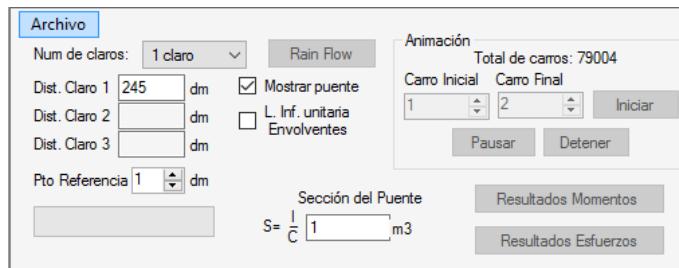


Figura 5-33. Ingreso de longitud del claro del puente “Procter and Gamble” para cálculo de líneas de influencia.

A continuación se marcó la casilla “L. Inf. Unitaria Envoltorios” para observar los momentos para diferentes posiciones de las cargas sobre la trabe. Al marcar la casilla “L. Inf. unitaria” se mostró el diagrama de momento para la posición más crítica de la carga (al centro del claro).

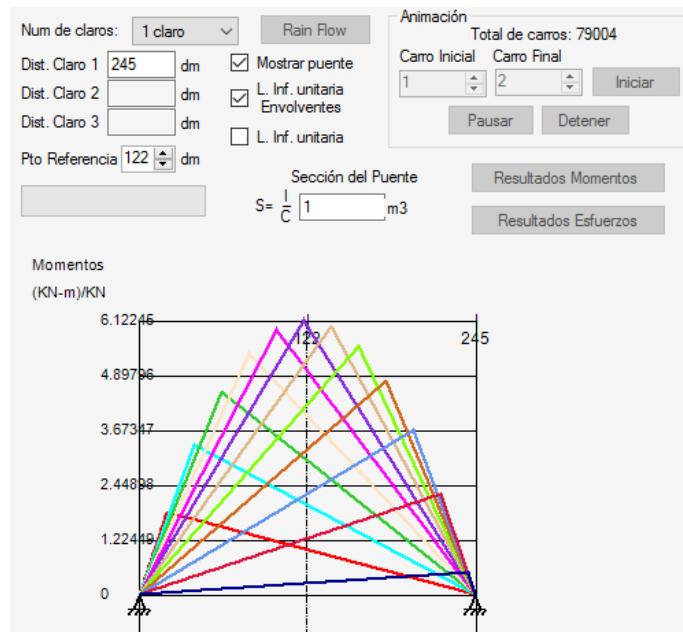


Figura 5-34. Diagramas de momento del puente “Procter and Gamble”

Después al presionar el botón “Resultados Momentos”, se calcularon los momentos y en los resultados se muestran las envolventes para los primeros 10 vehículos.

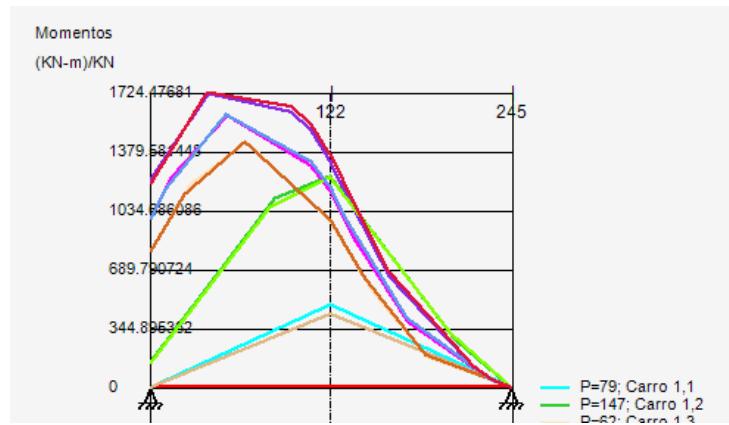


Figura 5-35. Envolventes de los primeros 10 vehículos, puente “Procter and Gamble”

Luego se sobrescribió el número “1” en el módulo de sección para activar el botón de “Resultado Esfuerzos”, el cual una vez presionado generó el archivo llamado “Máximos.txt”, donde se guardaron todos los momentos de la estructura.

Finalmente se dio clic en el botón “Rain Flow” terminado aquí el uso de este módulo de interacción tráfico-puente.

Para continuar con el cálculo de vida a fatiga se ingresó a la ruta: “Puentes de Concreto Presforzado → Efectos de Fatiga → Agrietamiento Parcial → Esfuerzos máximos” en donde se realizó el llenado de las propiedades del puente con la finalidad de obtener los esfuerzos en el cable de presfuerzo, así como el rango de esfuerzos. En el primer recuadro se ingresaron las “Propiedades Geométricas”.

Propiedades geométricas	
Longitud del claro (mm):	24450
Peralte de losa (mm):	200
Separación entre trabes (mm):	1700
Longitud del volado (mm):	780
Tipo de sección de trabe:	AASHTO I-HV
Ubicación de la trabe:	Externa

Figura 5-36. Recuadros para introducir las propiedades geométricas del puente “Procter and Gamble”.

Además se ingresaron las “Propiedades mecánicas de los materiales”, es decir de la losa, trabe, acero de refuerzo y acero de presfuerzo (Figura 5-37). Así como las características del “Acero de refuerzo y presfuerzo” (Figura 5-38).

Propiedades mecánicas de los materiales	
Resistencia a la compresión del concreto en trabe (MPa):	34
Resistencia a la compresión del concreto en losa (MPa):	25
Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa):	412
Límite de ruptura del acero de presfuerzo (MPa):	1864
Módulo de elasticidad del concreto en trabe (MPa):	28325
Módulo de elasticidad del concreto en losa (MPa):	23939
Módulo de elasticidad del acero de refuerzo (MPa):	200057
Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo (MPa):	197000

Figura 5-37. Recuadros para introducir las propiedades mecánicas de los materiales del puente “Procter and Gamble”.

Acero de refuerzo y presfuerzo	
Área del acero de refuerzo (mm ²):	574
Área de un torón (mm ²):	98.7
Número de torones:	34
Área del acero de presfuerzo (mm ²):	3355.8
Recubrimiento del acero de refuerzo (mm):	60
Distancia del centroide del presfuerzo a la base de la trabe (mm):	104.3
Esfuerzo de tensado inicial (MPa):	1398

Figura 5-38. Recuadros para introducir las características del acero de refuerzo y presfuerzo del puente “Procter and Gamble”.

También se ingresó en el programa el peso volumétrico del concreto para determinar el momento máximo por peso propio que se presenta en la trabe, al igual que la carga distribuida por peso muerto, la cual debe considerar parapetos, carpeta asfáltica, banquetas y diafragmas, para determinar el momento máximo por cargas muertas.

Cargas muertas	
Peso volumétrico del concreto (N/mm ³):	0.0000235363
Carga distribuida por peso muerto (N/mm):	11.12

Figura 5-39. Recuadros para introducir los datos necesarios para determinar las cargas muertas del puente “Procter and Gamble”.

Para el cálculo de las pérdidas de presfuerzo se introdujeron datos de humedad relativa del lugar donde se encuentra construido el puente, así como la vida del puente, los factores K_{re} y J están en función del tipo de acero de presfuerzo usado, para este caso es cable de Grado 270.

Pérdidas de presfuerzo

Vida del puente (días):	2555
Promedio de la humedad relativa ambiental (%):	80
Factor K_{re} :	20000
Factor J :	0.15
Perímetro de la sección (mm):	4151

Figura 5-40. Recuadros para introducir los datos para determinar las pérdidas de presfuerzo del puente “Procter and Gamble”.

En el cuadro de “Sección transversal de la trabe” se muestra un esquema de la sección trasversal de la trabe, donde se indican las dimensiones que deben de ingresarse al programa, para este caso es una trabe del tipo AASHTO Tipo III, las dimensiones que no corresponden a éste tipo de trabe, se desactivan automáticamente.

Sección transversal de la trabe

AASHTO		Cajón	
B1:	500	D1:	1350
B2:	660	D2:	200
B3:	200	D3:	
B4:	150	D4:	150
B5:		D5:	230
B6:	230	D6:	200

Figura 5-41. Recuadros para introducir las dimensiones de la sección transversal de la trabe del puente “Procter and Gamble”.

Además se ingresó el “Factor de concentración de carga”.

Figura 5-42. .Recuadro para introducir el factor de concentración de carga del puente “Procter and Gamble”.

Cabe señalar que se deberá dar clic al botón “Guardar Cálculos” para archivar los resultados de los cálculos realizados para posteriormente utilizarlos en el cálculo de “Efectos Extremos”. El último paso en este módulo fue abrir el archivo “Maximos.txt” y con ello el programa realizó el cálculo de los rangos de esfuerzos, mostrando los resultados en la “Tabla de resultados”, al mismo tiempo que se escribió un archivo denominado “Rango_Esfuerzos.txt”.

Figura 5-43. Rangos de esfuerzos resultantes del puente “Procter and Gamble”.

Luego de ello se hizo uso del módulo estadístico siguiendo la ruta: “Análisis Estadísticos → Distribuciones probabilistas → Análisis de 1 archivo y valores extremos” para abrir el archivo “Rango_Esfuerzos.txt” con el que se determinó el histograma de rango de esfuerzos.

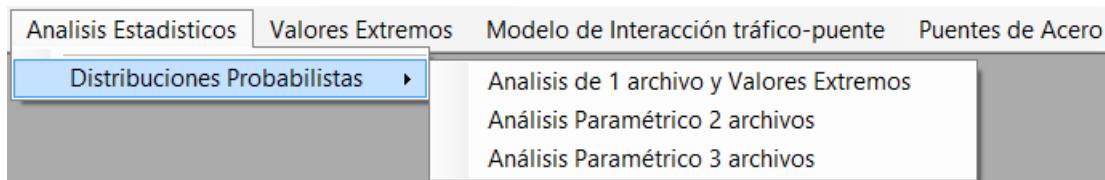


Figura 5-44. Ubicación del módulo estadístico.

En este caso en el recuadro de “Columna a leer” se introdujo el valor de 1 y en rango el valor de 4 MPa, el modulo muestra el histograma (Figura 5-45) y escribe un archivo con el nombre “Histograma.txt”.

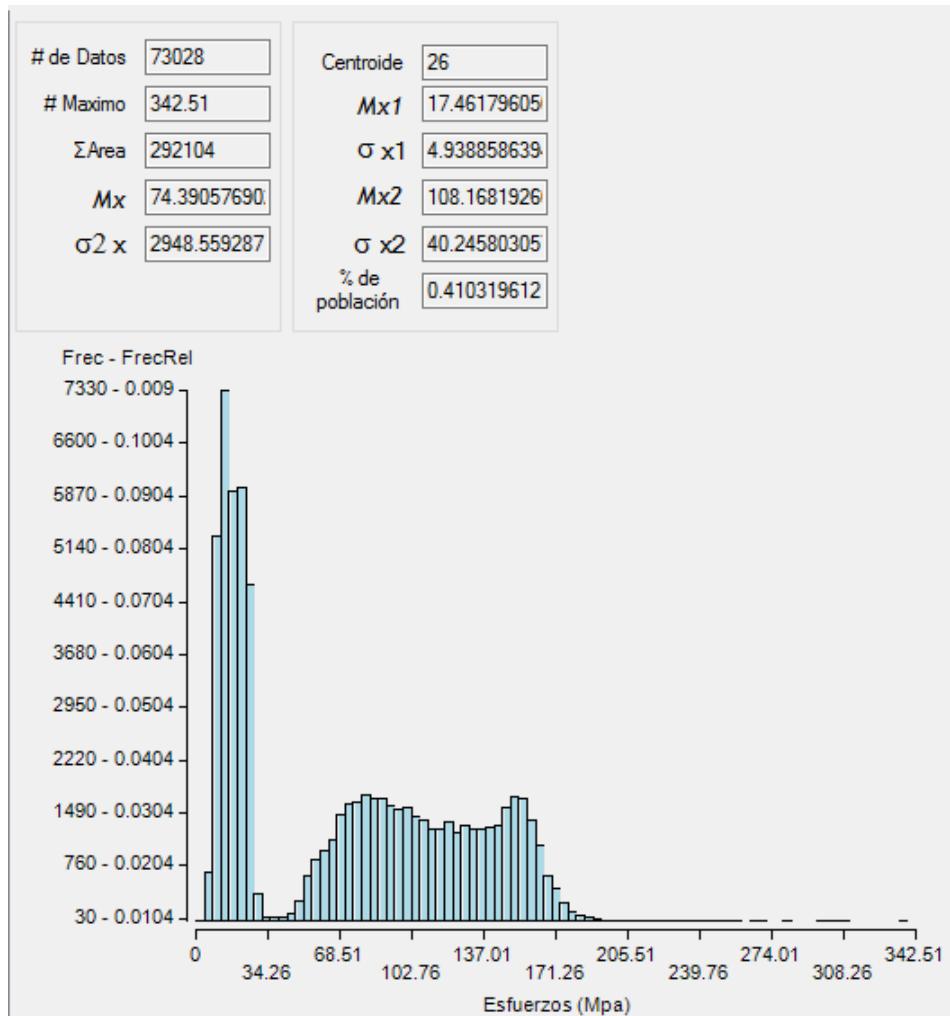


Figura 5-45. Histograma de rango de esfuerzos del puente “Procter and Gamble”.

Una vez realizado lo anterior se activó la pestaña “Puentes de Concreto Presforzado → Fatiga → Agrietamiento Parcial → Efectos de Fatiga → Regla de Miner”, en donde se ingresaron los datos correspondientes y se obtuvieron los resultados mostrados a continuación:

Utilizando la curva S-N de Hangenberger se obtuvo una predicción de vida a fatiga de 21.63 años.

Vida a fatiga		Factores para la resistencia a fatiga	
Vida actual (Años):	0.00	Factor de superficie (Ka):	1
Fracción de año del archivo:	7.142857	Factor de tamaño (Kb):	1.0
Curva S-N:	Hangenberger	Factor de confiabilidad (Kc):	1.0
¿Se cuenta con el esfuerzo medio de la curva?:	No	Factor de temperatura (Kd):	1.0
Esfuerzo medio de la curva S-N (MPa):		Factor de efectos varios (Ke):	1
Esfuerzo medio de los esfuerzos aplicados (MPa):		Factor de carga (Kcar):	1.0
Esfuerzo de ruptura del acero de presfuerzo (MPa):			
Número de Miner (D):	0.009606586157		
Vida remanente a fatiga (Años):	21.63		

Figura 5-46. Predicción de vida a fatiga del puente “Procter and Gamble” utilizando la curva S-N de Hangenberger..

Utilizando la curva S-N de Naaman se obtuvo una predicción de vida a fatiga de 89.19 años.

Vida a fatiga		Factores para la resistencia a fatiga	
Vida actual (Años):	0.00	Factor de superficie (Ka):	1
Fracción de año del archivo:	7.1428	Factor de tamaño (Kb):	1.0
Curva S-N:	Naaman	Factor de confiabilidad (Kc):	1.0
¿Se cuenta con el esfuerzo medio de la curva?:	No	Factor de temperatura (Kd):	1.0
Esfuerzo medio de la curva S-N (MPa):		Factor de efectos varios (Ke):	1
Esfuerzo medio de los esfuerzos aplicados (MPa):		Factor de carga (Kcar):	1.0
Esfuerzo de ruptura del acero de presfuerzo (MPa):			
Número de Miner (D):	0.001551462128		
Vida remanente a fatiga (Años):	97.3		

Figura 5-47. Predicción de vida a fatiga del puente “Procter and Gamble” utilizando la curva S-N de Naaman..

Utilizando la curva S-N de BPEL se obtuvo una predicción de vida a fatiga infinita.

Vida a fatiga		Factores para la resistencia a fatiga	
Vida actual (Años):	0.00	Factor de superficie (Ka):	1
Fracción de año del archivo:	7.142857	Factor de tamaño (Kb):	1.0
Curva S-N:	BPEL	Factor de confiabilidad (Kc):	1.0
¿Se cuenta con el esfuerzo medio de la curva?:	No	Factor de temperatura (Kd):	1.0
Esfuerzo medio de la curva S-N (MPa):		Factor de efectos varios (Ke):	1
Esfuerzo medio de los esfuerzos aplicados (MPa):		Factor de carga (Kcar):	1.0
Esfuerzo de ruptura del acero de presfuerzo (MPa):			
Número de Miner (D):	Vida Infinita		
Vida remanente a fatiga (Años):	Infinita		

Figura 5-48. Predicción de vida a fatiga del puente “Procter and Gamble” utilizando la curva S-N de BPEL.

5.2.2 Efectos de valor extremo en puente Procter and Gamble

Para la obtención de los efectos de valores extremos el primer paso fue obtener el momento nominal disponible, a continuación se calculó el momento nominal requerido para cada uno de los cuatro métodos de valores extremos y finalmente se realizó la calibración.

5.2.2.1. Obtención de momento nominal disponible

Para el análisis de los efectos extremos en el puente “Procter and Gamble” se utilizó el módulo de extremos. Donde el primer paso fue obtener el Momento nominal disponible M_{nd} , realizando un análisis de compatibilidad de deformaciones. Cabe aclarar que si se realizó con anterioridad el cálculo de vida a fatiga, los datos generales del puente ya se encuentran guardados para realizar los cálculos de este módulo, sino fue así se deben introducir en la pestaña “Puentes de Concreto Presforzado → Efectos de Fatiga → Agrietamiento Parcial → Esfuerzos máximos”, como se observa en la Figura 5-49, luego de ello dar clic en el botón “Guardar Cálculos”, para realizar operaciones y guardar valores con la finalidad de utilizarse posteriormente.

DEEFP - DIAGNOSTICO ESTADISTICO DE CARGAS VEHICULARES Y DE EFECTOS DE FATIGA Y EXTREMOS EN PUENTES - [Esfuerzos en el cable de presfuerzo]

Tratamiento de Archivos Depuración de Datos Análisis Estadísticos Valores Extremos Modelo de Interacción tráfico-puente Puentes de Acero Puentes de Concreto Presforzado Ayuda

Abrir

Propiedades geométricas	
Longitud del claro (mm):	24450
Peralte de losa (mm):	200
Separación entre trabes (mm):	1700
Longitud del voladizo (mm):	780
Tipo de sección de trabe:	AASHTO I-HV
Ubicación de la trabe:	Externa

Aceros de refuerzo y presfuerzo	
Área del acero de refuerzo (mm ²):	574
Área de un torón (mm ²):	98.7
Número de torones:	34
Área del acero de presfuerzo (mm ²):	3355.8
Recubrimiento del acero de refuerzo (mm):	60
Distancia del centroide del presfuerzo a la base de la trabe (mm):	104.3
Esfuerzo de tensión inicial (MPa):	1398

Propiedades mecánicas de los materiales	
Resistencia a la compresión del concreto en trabe (MPa):	34
Resistencia a la compresión del concreto en losa (MPa):	25
Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa):	412
Límite de ruptura del acero de presfuerzo (MPa):	1864
Módulo de elasticidad del concreto en trabe (MPa):	28325
Módulo de elasticidad del concreto en losa (MPa):	23939
Módulo de elasticidad del acero de refuerzo (MPa):	200057
Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo (MPa):	197000

Cargas muertas	
Peso volumétrico del concreto (N/mm ³):	0.0000235363
Carga distribuida por peso muerto (N/mm):	11.12

Pérdidas de presfuerzo	
Vida del puente (días):	2555
Promedio de la humedad relativa ambiental (%):	80

Sección transversal de la trabe
AASHTO
B1: 500 D1: 1350
B2: 660 D2: 200
B3: 200 D3:
Cajón
b: bfb:
bw:

Tabla de resultados	
¿Se presenta agrietamiento en la sección de la trabe?:	<input type="checkbox"/>
Esfuerzo medio Sm:	<input type="text"/>

Factor de concentración de carga
Opción elegida: a
a) Factor de concentración de carga (AASHTO)
Número de camiones cargados: 1 Cam
Número de trabes: 7
Distancia horizontal desde el centro de gravedad de la sección a la trabe analizada (cm): 510
Momento de inercia del conjunto de trabes (cm ⁴): 809200
Excentricidad del vehículo 1 respecto al centroide de las trabes (cm): 56
Excentricidad del vehículo 2 respecto al centroide de las trabes (cm):
Factor de concentración de carga:
b) De inspección directa
Factor de concentración de carga:

Guardar Calculos

Figura 5-49. Ingreso de datos generales del puente “Procter and Gamble”.

Después se activó la pestaña “Puentes de Concreto Presforzado → Esfuerzos Máximos” en donde se introdujeron valores supuestos para el esfuerzo, así como para la deformación en el acero de presfuerzo. Al dar clic en el botón “Calcular”, se generan los resultados correspondientes al Momento nominal disponible M_{nd} , profundidad de la zona de compresión a , relación entre el esfuerzo promedio y el esfuerzo máximo en la zona de compresión β_1 , eje neutro c , deformación asociada a la fuerza efectiva de presfuerzo ϵ_1 , deformación durante la descompresión del concreto al nivel del centroide del acero de presfuerzo ϵ_2 , deformación durante la sobrecarga hasta el nivel de falla ϵ_3 , deformación total del acero de presfuerzo en la falla ϵ_{ps} . Como se muestra en la figura 5-50.

Esfuerzo supuesto en el acero de presfuerzo (MPa)	1827
Deformación supuesta en el acero de presfuerzo	0.015
<input type="button" value="Calcular"/>	

Resultados
$M_n = 6516689431.14$
$a = 365.6$
$B1 = 0.8$
$c = 457$
$E1 = 0.0093$
$E2 = 0.0005$
$E3 = 0.0052$
$Eps = 0.015$

Figura 5-50. Determinación del Momento nominal disponible a flexión del puente “Procter and Gamble”.

De donde finalmente resultó un esfuerzo en el acero de presfuerzo de 1827 MPa, una deformación en el acero de presfuerzo de 0.015 y un Momento nominal disponible con un valor de 6.51×10^9 N-mm.

5.2.2.2. Obtención de momento nominal requerido

Por otro lado, se buscó obtener el Momento nominal requerido, para compararlo con el Momento nominal disponible y realizar una función de estado. Para ello se hizo uso del módulo de análisis estadísticos, así como de las leyes de predicción de valores extremos sistematizadas por Bárcenas (2011). El primer paso realizado fue ingresar un archivo WIM, después se aplicaron los métodos de valores extremos, tomando como punto de referencia una predicción a 30 años, cuyos resultados se muestran a continuación:

➤ MÉTODO POT

Para la aplicación de este método primero se determinó un valor de umbral **U**, haciendo uso de la gráfica de umbrales que aparece como auxiliar en el programa (Ver Apéndice B), tal gráfica muestra en el eje de las abscisas los valores del umbral, mientras que en el eje de las ordenadas están los valores de las medias de excedencias correspondientes a cada umbral. El valor determinado para **U** se selecciona observando el rango de valores donde la gráfica tiene un comportamiento lineal horizontal. Además se utilizó un 7 como fracción del año, debido al número de días registrados en el archivo WIM. Finalmente, la predicción de peso a 30 años utilizando este método fue de 822.5 kN.

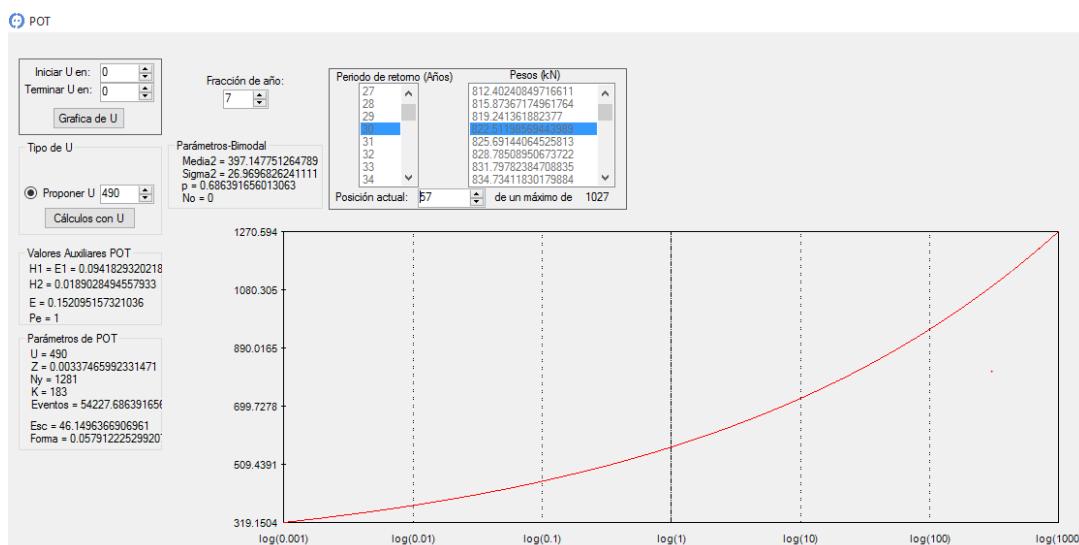


Figura 5-51. Predicción de valor extremo a 30 años según método POT.

➤ MÉTODO GEV

Para la aplicación de este método se seleccionó la columna 9 (de pesos) en el segundo recuadro denominado “Columna dato” y se ingresó el archivo WIM, una vez que el programa leyó el archivo apareció como resultado el vehículo más pesado que transitó en el día señalado, después se dio clic en “Graficar”, se obtuvo la gráfica así como un valor predicho a 30 años de 1435.8 kN.

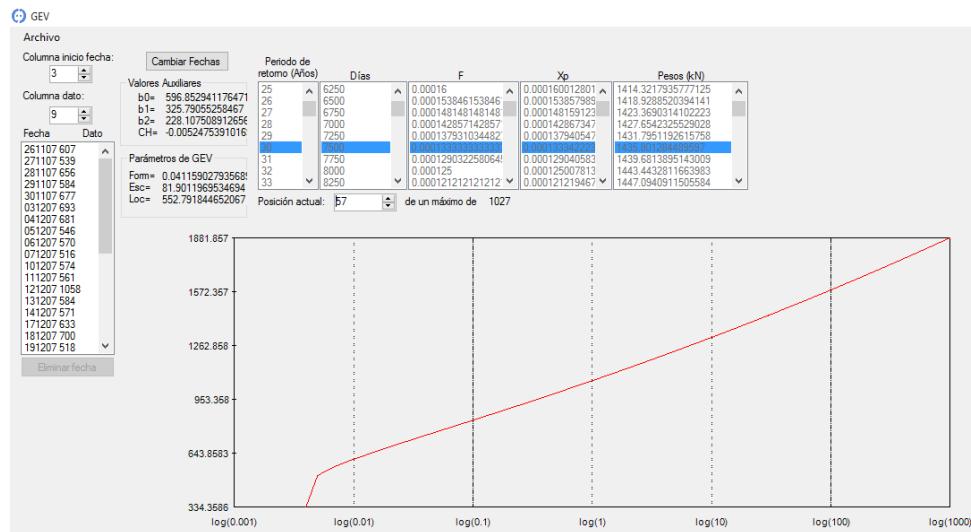


Figura 5-52. Predicción de valor extremo a 30 años según método GEV.

➤ MÉTODO GUMBEL

Para la aplicación de este método únicamente se dio clic en “Graficar”, resultando un pronóstico a 30.44 años de 543 kN, por lo que mediante una extrapolación se obtuvo la predicción a 30 años de 542.9 kN.

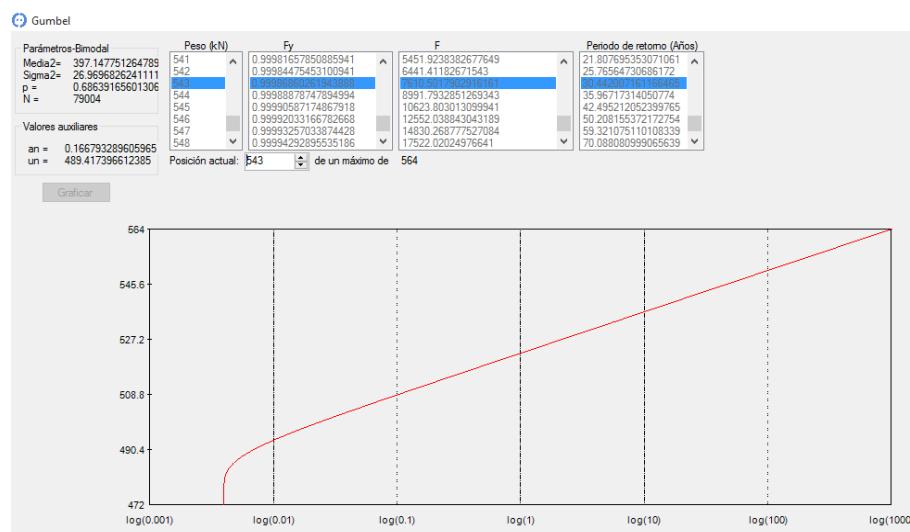


Figura 5-53. Predicción de valor extremo a 30 años según método GUMBEL.

➤ MÉTODO POISSON

Para la aplicación de este método únicamente se dio clic en “Graficar”, resultando un pronóstico a 30.94 años de 551 kN, por lo que mediante una extrapolación se obtuvo la predicción a 30 años de 550.8 kN.

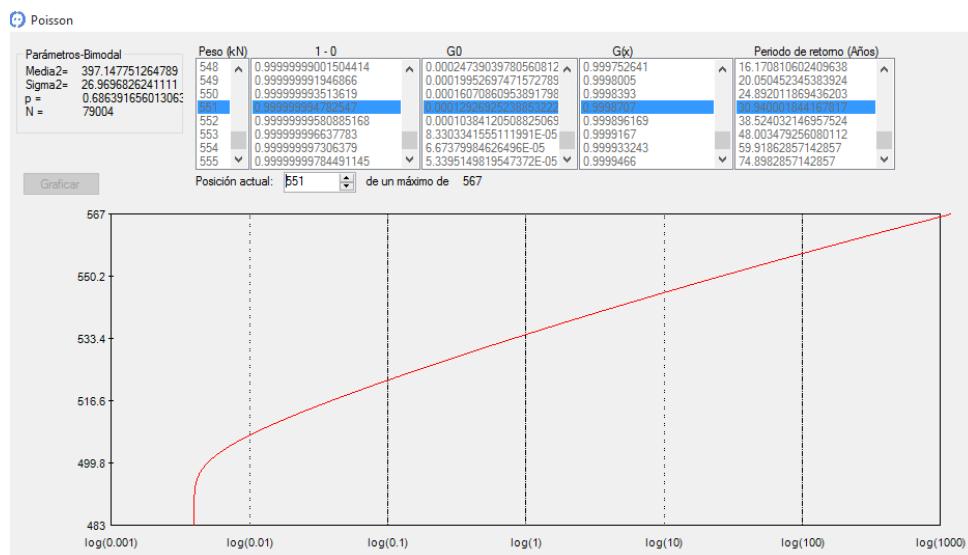


Figura 5-54. Predicción de valor extremo a 30 años según método POISSON.

Luego de ello, se realizó una comparativa de los métodos (ver tabla 5-7), se sabe que el puente fue construido en el año de 2006, por lo que una predicción a 30 años sería para el año 2036, analizando los valores obtenidos con los 4 métodos, se observa que el valor máximo es el obtenido por el método GEV, por lo que se decide utilizarlo para los cálculos posteriores.

Tabla 5-7. Comparación de predicciones de métodos de valores extremos para vehículos pesados en puente “Procter and Gamble”.

Método	Predicción a 50 años	
	(kN)	(Ton)
POT	822.5	83.9
GEV	1435.8	146.4
GUMBEL	542.9	55.4
POISSON	550.8	56.2

Con el valor de predicción de valor extremo determinado anteriormente, se calculó el momento máximo requerido debido a la carga viva extrema, el cual sumado al momento producido

por peso propio (1.43×10^9 N-mm) y al momento producido por carga muerta (8.31×10^8 N-mm), da como resultado:

→ **POT:**

Al utilizar la predicción para valor extremo según el método POT de 822.5 kN, se obtuvo un Momento nominal requerido de 7.01×10^9 N-mm.

Carga extrema (N)	<input type="text" value="822500"/>		Resultados	
Calcular			Mn Requerido = 7013343211.99391	Mn Disponible = 6516689431.14
		Función de Estado = Las cargas extremas sobrepasan a las cargas de diseño.		

Figura 5-55. Obtención de Momento nominal requerido, según predicción POT, puente “Procter and Gamble”.

→ **GEV:**

Al utilizar la predicción para valor extremo según el método GEV de 1435.8 kN, se obtuvo un Momento nominal requerido de 1.07×10^{10} N-mm.

Carga extrema (N)	<input type="text" value="1435800"/>		Resultados	
Calcular			Mn Requerido = 10762139461.9939	Mn Disponible = 6516689431.14
		Función de Estado = Las cargas extremas sobrepasan a las cargas de diseño.		

Figura 5-56. Obtención de Momento nominal requerido, según predicción GEV, puente “Procter and Gamble”.

→ **GUMBEL:**

Al utilizar la predicción para valor extremo según el método GUMBEL de 542.9 kN, se obtuvo un Momento nominal requerido de 5.30×10^9 N-mm.

Carga extrema (N)	<input type="text" value="542900"/>		Resultados	
Calcular			Mn Requerido = 5304288211.99391	Mn Disponible = 6516689431.14
		Función de Estado = Las cargas extremas siguen siendo aceptadas contra cargas de diseño.		

Figura 5-57. Obtención de Momento nominal requerido, según predicción GUMBEL, puente “Procter and Gamble”.

→ **POISSON:**

Al utilizar la predicción para valor extremo según el método GUMBEL de 550.8 kN, se obtuvo un Momento nominal requerido de 5.35×10^9 N-mm.

Carga extrema (N)	550800		Resultados
Calcular	Mn Requerido = 5352576961.99391 Mn Disponible = 6516689431.14 Función de Estado = Las cargas extremas siguen siendo aceptadas contra cargas de diseño.		

Figura 5-58 Obtención de Momento nominal requerido, según predicción POISSON, puente “Procter and Gamble”.

5.2.2.3. Calibración de momentos

Realizando una comparativa entre los momentos nominales obtenidos (ver tabla 5-8) se observa que el momento obtenido por valores extremos rebasa la capacidad de la estructura para las predicciones realizadas por los métodos POT y GEV, mientras que para las realizadas mediante Gumbel y Poisson siguen siendo aceptadas contra diseño.

Tabla 5-8. Comparación de momentos obtenidos en puente “Procter and Gamble”.

Tipo de Momento	Momento nominal obtenido mediante:	Valor	Calibración
		(N-mm)	
Momento nominal disponible. M_{nd}	Análisis de compatibilidad de deformaciones	6.51×10^9	
Momento nominal requerido. M_{nr}	Predicción de valor extremo. (Método POT)	7.01×10^9	El valor extremo SOBREPASA a lo planeado por diseño
	Predicción de valor extremo. (Método GEV)	1.07×10^{10}	El valor extremo SOBREPASA a lo planeado por diseño
	Predicción de valor extremo. (Método GUMBEL)	5.30×10^9	El valor extremo sigue siendo ACEPTADO contra diseño
	Predicción de valor extremo. (Método POISSON)	5.35×10^9	El valor extremo sigue siendo ACEPTADO contra diseño

6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1. Análisis de resultados del módulo de agrietamiento parcial

En este apartado se llevarán a cabo las comparativas entre los resultados obtenidos por Medina (2014) contra los conseguidos con el presente trabajo utilizando el módulo de agrietamiento parcial.

6.1.1 Análisis de resultados del módulo de agrietamiento parcial en el puente “Merlebach”

En la tabla (6-1) se muestran los resultados de la predicción de vida a fatiga del puente “Merlebach”, utilizando el registro de tráfico de la carretera nacional RN4, los resultados fueron obtenidos mediante tres tipos de análisis, además en cada uno de ellos se utilizaron tres tipos de curvas S-N.

Tabla 6-1 Resumen de resultados de vida a fatiga para el puente “Merlebach”.

Tipo de análisis	Curva S-N		
	Hangenberger	Naaman	BPEL
Medina (2014)	9.17 años	37.63 años	Infinita
Agrietamiento Total	9.71 años	40.23 años	Infinita
Agrietamiento Parcial	61.75 años	91.22 años	Infinita

En primer lugar en la tabla aparecen las predicciones realizadas por Medina (2014) en su tesis, cabe mencionar que tales resultados los obtuvo utilizando únicamente los datos de una semana del registro de tráfico, sin embargo, para corroborar sus predicciones se ingresó el archivo WIM completo en el módulo de “agrietamiento total” del programa, obteniendo los resultados de la segunda fila. Por último, el tercer tipo de análisis corresponde al de “agrietamiento parcial” utilizando la metodología propuesta en el presente trabajo.

Observando los datos obtenidos por Medina (2014) y los conseguidos en el módulo de “agrietamiento total”, se aprecia que son un tanto similares, siendo las predicciones con el archivo WIM completo entre un 6 % y 7 % mayores que las obtenidas por Medina (2014).

Por otra parte, realizando la comparativa de los resultados obtenidos con el módulo de “agrietamiento total” contra los de “agrietamiento parcial”, se observa una clara diferencia a favor de la metodología propuesta en “agrietamiento parcial”, debido a que las predicciones de 62 y 92 años resultan más congruentes a la realidad que lo obtenido con “agrietamiento total”. En la figura (6-1) se puede apreciar con claridad la diferencia en las predicciones, únicamente se muestran los resultados obtenidos por las curvas S-N de Hangenberger y Naaman, debido a que en los cálculos realizados con la curva S-N de BPEL se obtuvo una vida a fatiga infinita para los tres tipos de análisis.

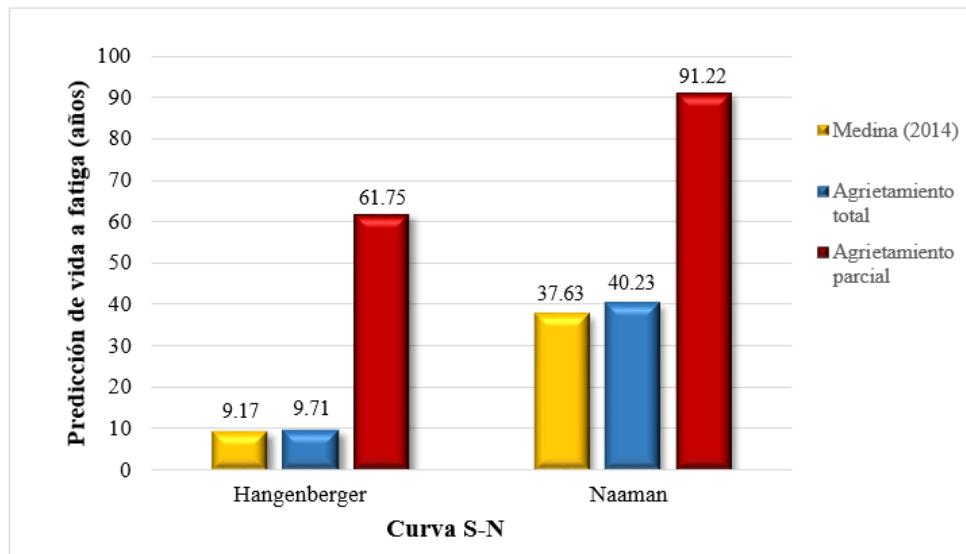


Figura 6-1 Gráfico de resultados de predicción de vida a fatiga obtenidos para el puente “Merlebach”.

6.1.2 Análisis de resultados del módulo de agrietamiento parcial en el puente “Procter and Gamble”

En la tabla 6-2 se muestra la comparativa de resultados de los diferentes períodos de vida ante fatiga del puente “Procter and Gamble”, cabe mencionar que al igual que en el puente “Merlebach” se utilizó el registro WIM de la Carretera Nacional RN4, esto debido a la carencia de este tipo de registros en México, además de que Medina (2014) obtuvo sus resultados con el

mencionado archivo, sin embargo utilizó únicamente datos de una semana, pero para el análisis realizado por “agrietamiento total”, así como por “agrietamiento parcial” se utilizó el archivo de tráfico completo.

Tabla 6-2 Resumen de resultados de vida a fatiga para el puente “Procter and Gamble”.

Tipo de análisis	Curva S-N		
	Hangenberger	Naaman	BPEL
Medina (2014)	26 años	4,810.63 años	Infinita
Agrietamiento Total	14.57 años	82.13 años	infinita
Agrietamiento Parcial	21.63 años	97.3 años	Infinita

Observando los datos obtenidos por Medina (2014) y los conseguidos en el módulo de “agrietamiento total”, se aprecia que los resultados obtenidos por Medina (2014) fueron mayores, sin embargo la predicción de vida a fatiga en la que usó la curva S-N de Naaman resultó en una cantidad enorme de 4810.63 años, la cual dista demasiado de los 26 años obtenidos con la curva S-N de Hangenberger, así como del resto de las predicciones, lo cual se puede apreciar claramente en la figura (6-2). Cabe señalar que únicamente se muestran los resultados obtenidos por las curvas S-N de Hangenberger y Naaman, debido a que en los cálculos realizados con la curva S-N de BPEL se obtuvo una vida a fatiga infinita para los tres tipos de análisis, por lo que se decidió omitirla.

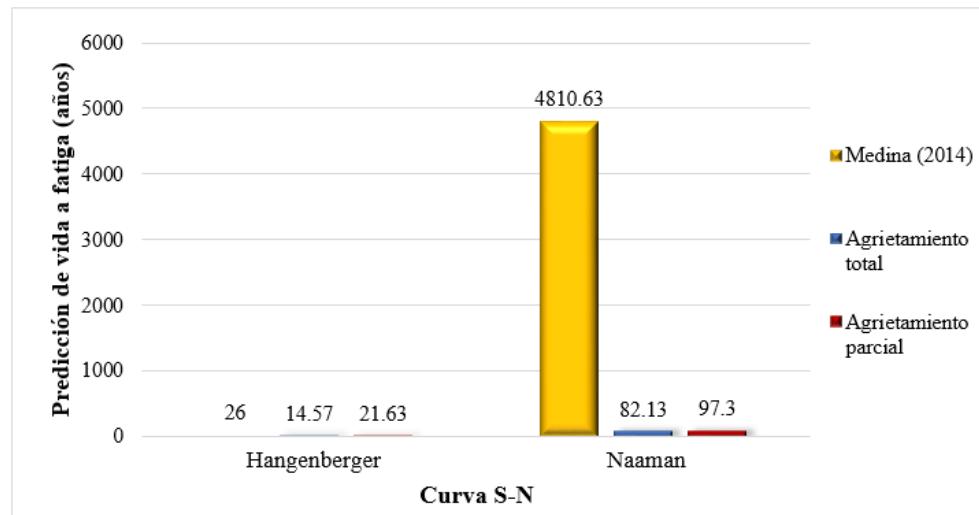


Figura 6-2 Gráfico de resultados de predicción de vida a fatiga obtenidos para el puente “Procter and Gamble”.

Por otra parte, realizando la comparativa de los resultados obtenidos con el módulo de “agrietamiento total” contra los de “agrietamiento parcial” (Figura 6-3), se observa que las predicciones realizadas utilizando el módulo de “agrietamiento parcial” resultan mayores, pero dentro de un rango razonable.

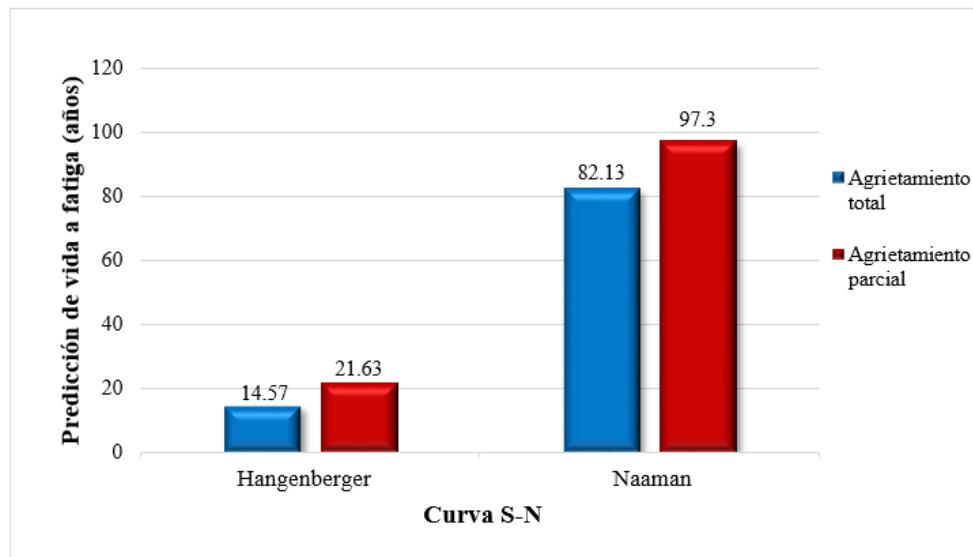


Figura 6-3 Gráfico de resultados de predicción de vida a fatiga utilizando los módulos de agrietamiento total y parcial para el puente “Procter and Gamble”.

La predicción de vida a fatiga utilizando la curva S-N de Hangenberger aumentó un 48% utilizando la metodología de “agrietamiento parcial” y en el caso de la curva S-N de Naaman la predicción aumentó un 18% quedando en 97.3 años, la cual está en un valor razonable, más congruente y apegado a la realidad.

6.2. Análisis de resultados del módulo de extremos

Para el puente “Merlebach” se realizaron predicciones de valor extremo esperado para 50 años (para el año 2018), utilizando los cuatro métodos disponibles en el programa, después se utilizaron para calcular los momentos nominales requeridos. Como se aprecia en la figura (6-4), la predicción por el método GEV arrojó el valor más grande, el cual es cercano al momento nominal disponible, sin embargo ninguno sobrepasó el límite, por lo que se concluye que los valores extremos siguen siendo aceptados contra diseño.

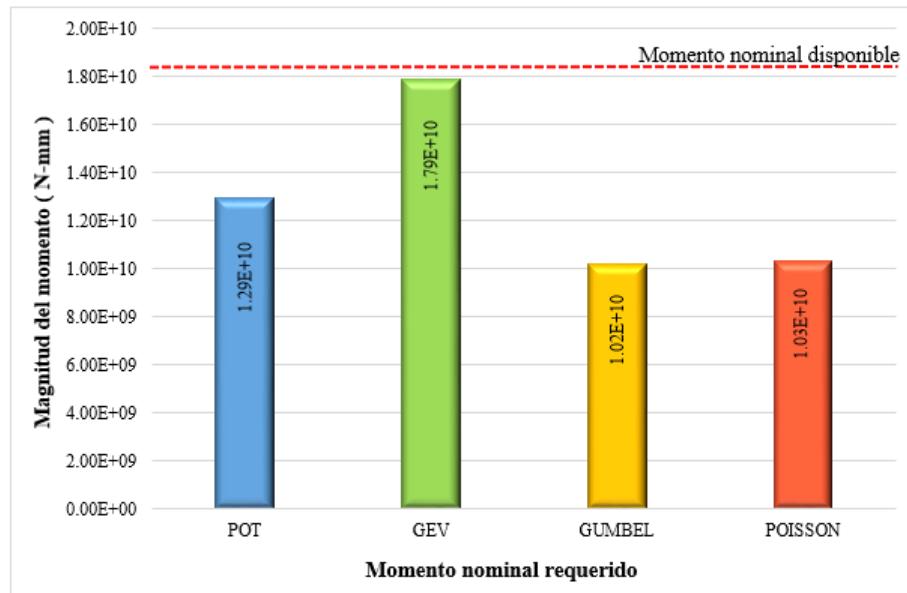


Figura 6-4 Gráfico de comparativa de momentos nominales del puente “Merlebach”.

Por otra parte, para el puente “Procter and Gamble” se realizaron predicciones de valor extremo esperado a 30 años (para el año 2036), como se aprecia en la figura (6-5) al utilizar las predicciones obtenidas del método POT y GEV se rebasó la capacidad de la estructura por lo que habrá de tenerse en consideración alguna propuesta para evitar que por esta vía transiten camiones de tales magnitudes y así evitar daños considerables.

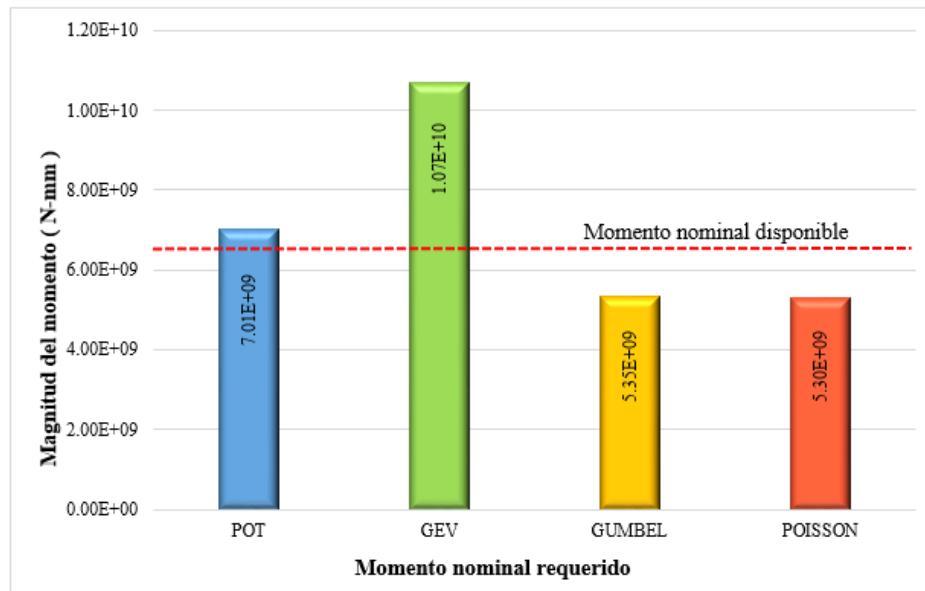


Figura 6-5. Gráfico de comparativa de momentos nominales del puente “Procter and Gamble”.

7. CONCLUSIONES

Dentro de la sistematización del modelo de propagación de grietas se encontró que tanto la sobrecarga como la longitud de la grieta aceleran el deterioro de la estructura, es decir, el nivel de agrietamiento que presenta la sección tiene gran importancia para el comportamiento ante fatiga del elemento estructural. Además el tamaño, así como la resistencia a la fractura del concreto son factores clave para resistir el daño ocasionado en el concreto por el paso de los vehículos pesados.

Se debe tener en cuenta que el modelo de propagación de grietas utilizado en la metodología de agrietamiento parcial, propuesto por Ray y Chandra (2012), tiene una ventaja sobre otros de su tipo debido a que toma en cuenta la sobrecarga. Tal modelo se calibró a través de pruebas experimentales realizadas por los autores, tomando especímenes de diferentes tamaños, obteniendo resultados bastante aproximados entre lo analítico y lo experimental.

Cabe mencionar que en ambos ejemplos de aplicación mostrados en el presente trabajo, la predicción de vida a fatiga que se considera más apegada a la realidad fue la que se realizó utilizando el módulo de agrietamiento parcial y la curva S-N de Naaman, siendo de 91.2 y 97.3 años respectivamente para cada puente, debido a que tales valores no son tan drásticos como los obtenidos con la metodología anterior.

Debido a la escasez de registros WIM mexicanos se optó por utilizar registros provenientes de Francia para la realización del análisis del puente “Procter and Gamble” ubicado en el tramo Celaya-Querétaro, sin embargo para obtener resultados con mayor precisión, tal limitante podría ser resuelta mediante la simulación de escenarios de tráfico con características propias de la circulación de vehículos en el país y en específico del lugar en donde se encuentre el puente de estudio.

Por otra parte se tiene que las curvas S-N de Hangenberger y de BPEL proporcionaron resultados muy diferentes entre sí en cuanto a la predicción de vida a fatiga, por un lado al utilizar la curva S-N de Hangenberger se obtuvieron predicciones muy bajas, localizadas en un rango de entre 10 y 20 años para ambos puentes, por otra parte la predicción con la curva S-N de BPEL

resultó infinita para los dos puentes, en trabajos posteriores se debería prestar atención a este punto en particular para mejorar las predicciones realizadas.

Respecto al módulo de extremos y los resultados obtenidos cabe resaltar que el método para la predicción de valores extremos que arrojó el máximo valor para los dos puentes de estudio fue el método GEV, seguido por el método POT, los métodos Gumbel y Poisson arrojaron los valores menores y muy similares entre sí.

Cabe señalar que tales predicciones de valores extremos podrían mejorarse con el ingreso de archivos WIM recientes y específicos de la zona del puente de estudio, dejando a consideración del usuario la elección del método de valores extremos para la realización de los análisis correspondientes.

En resumen, se tiene que gracias a la metodología de agrietamiento parcial propuesta para el análisis de puentes de concreto presforzado ante fatiga producida por vehículos pesados, es posible obtener valores de periodos de vida más apegados a la realidad que los obtenidos por Medina (2014) en la etapa previa del programa.

Además, gracias al desarrollo y mejora del software DEEFEP realizado en este trabajo de investigación, puede ser utilizado como una herramienta útil para realizar las predicciones de manera sistematizada simplificando así su aplicación con fines prácticos.

8. REFERENCIAS

- AASHTO. (2007). *AASHTO LRFD Bridge design specifications* (4th ed.). U.S.A.
- ACI Committee 215. (1992). *Considerations for design of concrete structures subjected to fatigue loading*. U.S.A.
- Arroyo, M., Hannachi, M., Siegert, D., & Jacob, B. (2010). Extreme traffic load effects on medium span bridges. *WIM (Weigh-in-Motion) load capacity and bridge performance. International Society for Health Monitoring of Intelligent Infrastrures, Politico di Torino*, 9-14.
- Bárcenas, V. (2011). *Desarrollo de un programa de cómputo para el análisis estadístico de cargas vehiculares en movimiento y sus efectos de fatiga en puentes de acero*. Tesis de Maestría, Universidad Autónoma de Querétaro, División de Investigación y Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Querétaro.
- Bazant, Z., & Xu, K. (1991). Size effect in fatigue fracture of concrete. *ACI Materials Journal*, 88(4), 390-399.
- Beguería, S. (2002). Revisión de métodos paramétricos para la estimación de la probabilidad de ocurrencia de eventos extremos en Climatología e Hidrología: el uso de series de excedencias y su comparación con las series de máximos anuales. *VII Reunión Nacional de Climatología. Grupo de Clima de la Asociación de Geógrafos Españoles*.
- Coles, S., Bawa, J., Trenner, L., & Dorazio, P. (2001). *An introduction to statistical modeling of extreme values* (Vol. 208). London: Springer-Verlag.
- Crespo, S., Rodríguez, D., Carión, F., & Quintana, J. (2014). Análisis del deterioro estructural por fatiga en puentes típicos de concreto reforzado y presforzado. *XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*. Puerto Vallarta, Jalisco, México.
- García, R., López, J., Carrión, F., Pérez Lara, M., Hernández, A., Quintana, J., . . . Montes, M. (2013). *Ánalisis de deterioro por fatiga en torones de presfuerzo utilizados en puentes*. Publicación Técnica No. 385, Instituto Mexicano del Transporte, Sanfandila.
- Herrada, J. (2013). *Sistematización del análisis del comportamiento de puentes carreteros ante escenarios de tráfico pesado*. Tesis de Maestría, Universidad Autónoma de Querétaro, División de Investigación y Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Querétaro.
- Hibbeler, R. C. (2012). *Ánalisis estructural* (Octava ed.). México: Pearson Educación.
- IMT. (2013). *Manual Estadístico del Sector Transporte*. Instituto Mexicano del Transporte, Sanfandila, Querétaro, México.

- Jacob , B., & Labry, D. (2002). Evaluation of the effects of heavy vehicles on bridges fatigue. *In Proceedings 7th International Symposium on Heavy Vehicle Weights & Dimensions.*
- Jacob, B., Carracilli, J., Godart, B., & Trouillet, P. (1987). Etude en fatigue d'un pont en béton précontraint sous actions combinées du trafic et des gradients thermiques. *BULL LIAISON LAB PONTS CHAUSS(152)*, 37-48.
- Liljencrantz, A., Karoumi, R., & Olofsson, P. (2007). Implementing bridge weigh-in-motion for railway traffic. *Computers & structures*, 85(1), 80-88.
- Mast, R. F. (1998). Analysis of cracked prestressed concrete sections: A practical approach. *PCI journal*, 43(4), 80-91.
- Medina, L. (2014). *Efectos de fatiga y extremos en puentes de concreto presforzado ante cargas de vehículos pesados*. Tesis de Maestría, Universidad Autónoma de Querétaro, División de Investigación y Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Querétaro.
- Muhaisen, O. (2006). *Simulación basada en la teoría de valor extremo y cópula para estimación de caudales en sistema de sanitaria*. Granada: Editorial de la Universidad de Granada.
- Nilson, A. (1997). *Diseño de estructuras de concreto presorizado*. México, D.F., México: Limusa.
- Norma Oficial Mexicana NOM-012-SCT-2-2014 . (14 de Noviembre de 2014). 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. *Diario Oficial de la Federación*.
- O' Connor, A. (1991). *User Manual CASTOR-LCPC*. Department of Civil Structural & Environmental Engineering. Dublin, Ireland: Trinity College Dublin.
- O'Brien, E. J., & Žnidarič, A. (2001). Weighing-in-motion of axles and vehicles for Europe (WAVE): Report of work package 1.2, Bridge WIM Systems. *European Commission DG VII - Transport. 4h Framework programme transport*. Slovenia: Zavod za gradbenistvo.
- Paris, P. C., & Erdogan, F. (1963). A critical analysis of crack propagation laws. *Journal of basic engineering*, 85(4), 528-533.
- Ray, S., & Chandra Kishen, J. M. (2011). Fatigue crack propagation model and size effect in concrete using dimensional analysis. *Mechanics of Materials*, 43, 75-86.
- Ray, S., & Kishen, J. C. (2012). Fatigue crack growth due to overloads in plain concrete using scaling laws. *Sadhana*, 37(1), 107-124.

- Rodríguez, D., Carrión, F., Crespo, S., Quintana, J., & Gasca, H. (2014). *Diseño de un modelo para el pronóstico del deterioro por fatiga de un puente tipo de concreto presforzado.* Publicación Técnica No. 416, Instituto Mexicano del Transporte, Sanfandila.
- Sain, T., & Kishen, J. C. (2007). Prediction of fatigue strength in plain and reinforced concrete beams. *ACI Structural Journal, 104(5)*.
- SIPUMEX. (2010). *Sistema de Puentes de México.* Querétaro, México: Instituto Mexicano del Transporte.
- Slowik, V., Plizzari, G. A., & Saouma, V. E. (1996). Fracture of concrete under variable amplitude fatigue loading. *ACI Materials Journal, 93*, 272-283.
- Torres, M. A., & Ruiz, S. E. (2007). Structural reliability evaluation considering capacity degradation over time. *Engineering Structures, 29(9)*, 2183-2192.
- Treacy, M. A., & Brühwiler, E. (2012). Fatigue load estimation for road bridges using long term WIM monitoring. En C. Bérenguer, A. Grall, & C. Guedes Soares (Ed.), *Advances in Safety, Reliability and Risk Management. 1*, págs. 1870-1875. London: Taylor & Francis Group.

APÉNDICE A. DIAGRAMA GENERAL DEL PROGRAMA, CON MÓDULOS EXISTENTES Y PROPUESTOS.

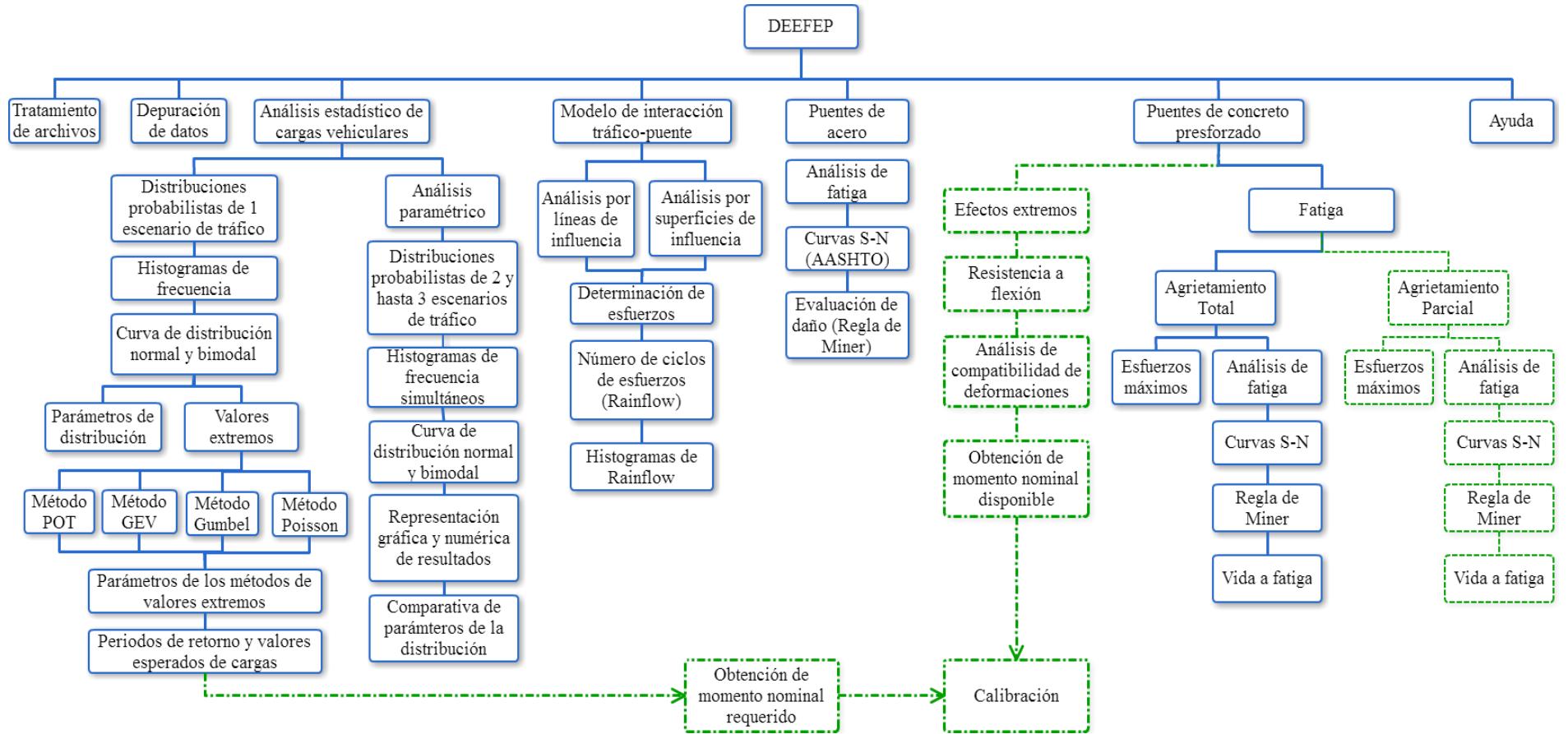


Figura A-1. Módulos del programa DEEFEP.

SIMBOLOGÍA

- Sistematización previa
- - - Módulo de agrietamiento parcial
- - - - Módulo de extremos

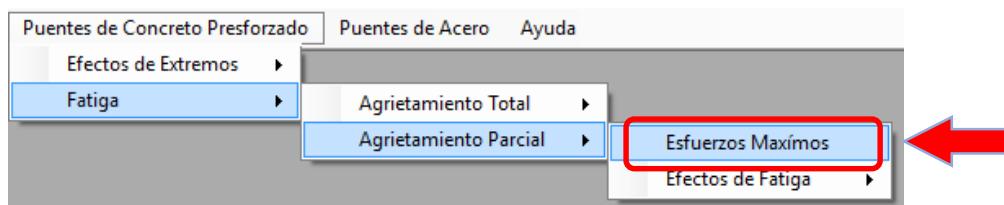
APÉNDICE B. MANUAL DEL USUARIO PARA MÓDULO DE EFECTOS EXTREMOS

A continuación se describe el procedimiento para utilizar el módulo de efectos extremos.

B.1 OBTENCIÓN DE RESISTENCIA A FLEXIÓN

Para la obtención de la resistencia a flexión del puente se debe de realizar el siguiente procedimiento:

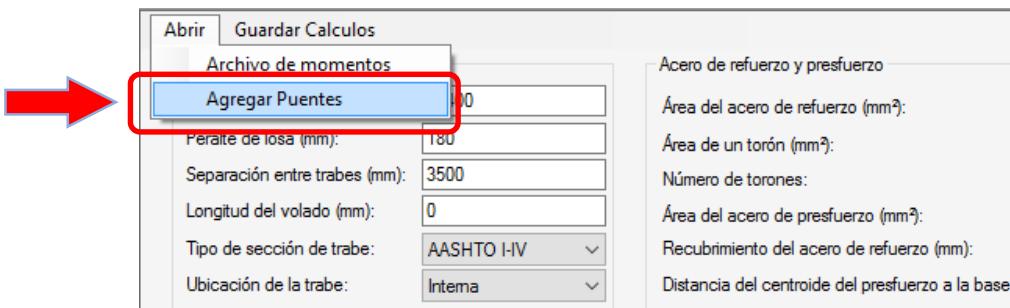
Paso 1.- Seguir la ruta “Puentes de Concreto Presforzado → Fatiga → Agrietamiento Parcial → Esfuerzos Máximos”



Paso 2.- Ingresar los datos del puente, las unidades están indicadas entre paréntesis en cada casilla. Si se desean guardar los datos para utilizarlos en análisis posteriores, se debe escribir el nombre del puente en el recuadro ubicado en la esquina inferior como se muestra:

DEEFEP - DIAGNOSTICO ESTADÍSTICO DE CARGAS VEHICULARES Y DE EFECTOS DE FATIGA Y EXTREMOS EN PUENTES - [Esfuerzos en el cable de presfuerzo]	
Tratamiento de Archivos Guardar Calculos Propiedades geométricas Longitud del claro (mm): 32400 Peralte de losa (mm): 180 Separación entre tráves (mm): 3500 Longitud del voladizo (mm): 0 Tipo de sección de tráve: AASHTO I-HV Ubicación de la tráve: Interna	
Acer de refuerzo y presfuerzo Área del acero de refuerzo (mm²): 0 Área de un torón (mm²): 603.2 Número de torones: 9 Área del acero de presfuerzo (mm²): 0 Recubrimiento del acero de refuerzo (mm): 0 Distancia del centroide del prefuerzo a la base de la tráve (mm): 95 Esfuerzo de tensión inicial (MPa): 1304	
Propiedades mecánicas de los materiales Resistencia a la compresión del concreto en tráve (MPa): 36 Resistencia a la compresión del concreto en losa (MPa): 36 Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa): 0 Límite de ruptura del acero de presfuerzo (MPa): 1650 Módulo de elasticidad del concreto en tráve (MPa): 42000 Módulo de elasticidad del concreto en losa (MPa): 42000 Módulo de elasticidad del acero de refuerzo (MPa): 0 Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo (MPa): 210000	
Cargas muertas Peso volumétrico del concreto (N/mm³): 0.0000235363 Carga distribuida por peso muerto (N/m): 11.12	
Pérdidas de presfuerzo Vida del puente (días): 16425 Promedio de la humedad relativa ambiental (%): 80 Factor K _r : 20000 Factor J: 0.15 Perímetro de la sección (mm): 7549	
Sección transversal de la tráve 	
Tabla de resultados ¿Se presenta agrietamiento en la sección de la tráve?: Esfuerzo medio Sm:	
Factor de concentración de carga Opción elegida: a) Factor de concentración de carga (AASHTO) Número de carros cargados: Número de tráves: Distancia horizontal desde el centro de gravedad de la sección a la tráve analizada (cm): Momento de inercia del conjunto de tráves (cm⁴): Excentricidad del vehículo 1 respecto al centroide de las tráves (cm): Excentricidad del vehículo 2 respecto al centroide de las tráves (cm): Factor de concentración de carga: b) De inspección directa Factor de concentración de carga: Factor de concentración de carga:	
Nombre del Puente: Merlebach Cargar Datos	

Después dar clic en “Agregar Puentes”, ubicado en la esquina superior izquierda con la finalidad de que los datos del puente sean automáticamente guardados.



* Nota: Para utilizar los datos de un puente guardado anteriormente ir a la sección “Buscar Puente” y seleccionar la lista desplegable.



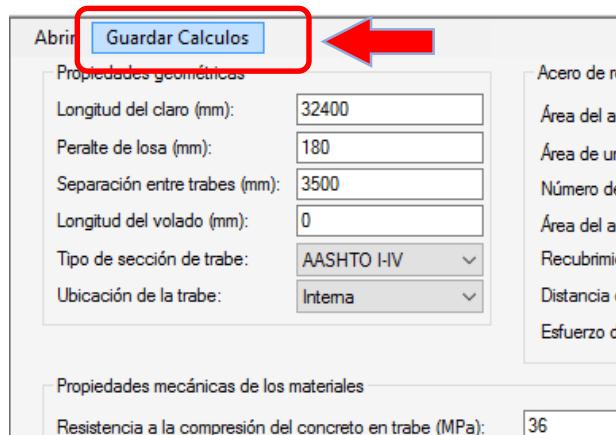
Una vez hecho esto se muestran los puentes guardados previamente, seleccionar el que se deseé utilizar



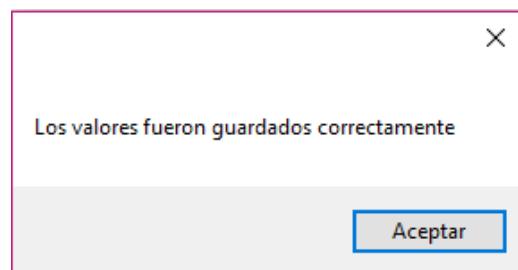
Finalmente dar clic en el botón “Cargar Datos”, con esta acción se llenarán las casillas correspondientes a los datos del puente.



Paso 3.- A continuación dar clic en el botón “Guardar Cálculos”, ubicado en la esquina superior izquierda.



Si el procedimiento se realizó correctamente aparecerá una ventana como la siguiente:



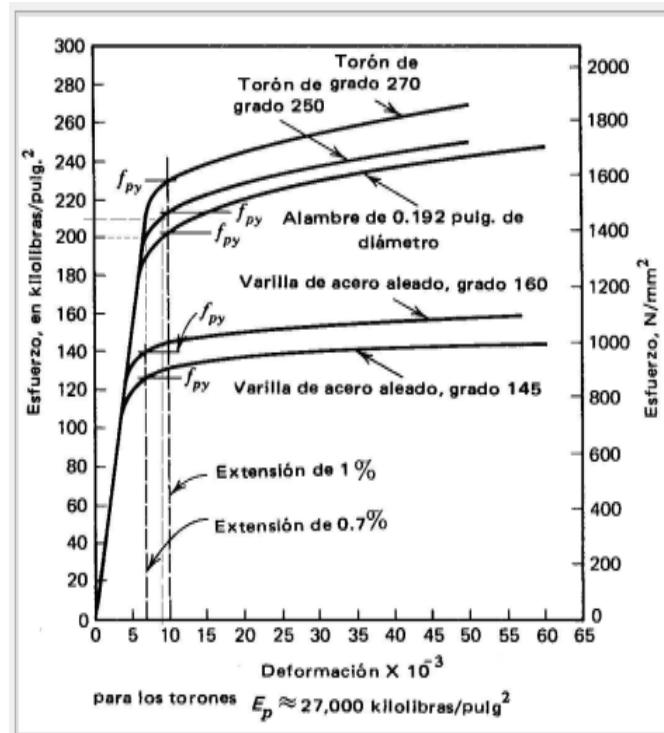
Paso 4.- Abrir la ventana para el cálculo de resistencia a flexión siguiendo la ruta:
“Puentes de concreto presforzado → Efectos de Extremos → Resistencia a Flexión”



Donde se muestra la ventana:



Paso 5.- Ingresar el esfuerzo supuesto, así como la deformación supuesta en el acero de presfuerzo. Cabe mencionar que al dar clic en el ícono de información, se muestra la siguiente imagen como ayuda para el usuario al momento de ingresar los valores requeridos.



Paso 6.- Dar clic en el botón “Calcular” para generar el Momento nominal disponible.

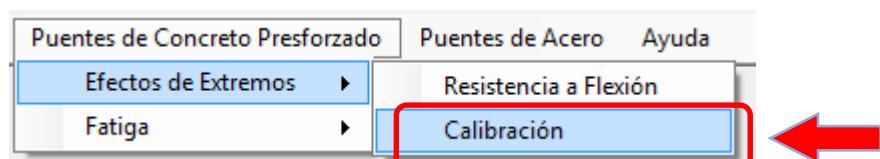
Esfuerzo supuesto en el acero de presfuerzo (MPa)	<input type="text" value="1842"/>	Resultados
Deformación supuesta en el acero de presfuerzo	<input type="text" value="0.0217"/>	Mn = 18368973726.48 a = 304.15 B1 = 0.79 c = 385 E1 = 0.0088 E2 = 0.0004 E3 = 0.0125 Eps = 0.0217
<input type="button" value="Calcular"/>		

En la parte derecha se muestran los resultados de los cálculos del Momento nominal disponible M_{nd} , profundidad de zona de compresión a , coeficiente β_1 , profundidad del eje neutro c , y las deformaciones en el acero de presfuerzo ϵ_1 , ϵ_2 , ϵ_3 y ϵ_{ps} .

B.2 CALIBRACIÓN

Calibración se refiere a la comparativa del Momento nominal requerido, causado por valor extremo, contra el Momento nominal disponible, es decir el que puede resistir la viga. El programa lo realiza siguiendo los pasos:

Paso 1.- Abrir la ventana para realizar la calibración siguiendo la ruta: “Puentes de concreto presforzado → Efectos de Extremos → Calibración”



Donde se muestra:

Carga extrema (N) |

Calcular

Resultados

Mn Requerido = NO CALCULADO
Mn Disponible = NO CALCULADO
Función de Estado = NO CALCULADO

Paso 2.- Ingresar el valor de Valor extremo y dar clic en el botón “Calcular”. A continuación aparecerán los resultados correspondientes al Momento nominal requerido M_{nr} , Momento nominal disponible M_{nd} , así como la función de estado donde al comparar los momentos se determina si los valores extremos sobrepasan o no a lo planeado por diseño.

Carga extrema (N) 873900

Calcular

Resultados

Mn Requerido = 12945086590.1866
Mn Disponible = 18368973726.48
Función de Estado = Las cargas extremas siguen siendo aceptadas contra cargas de diseño.

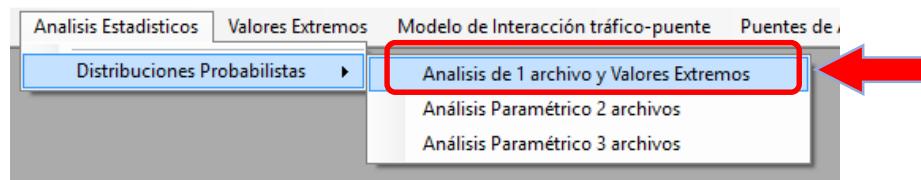
B.3 PREDICCIÓN DE VALOR EXTREMO

La predicción de valor extremo de vehículos pesados es una herramienta para realizar la calibración de momentos. Se lleva a cabo utilizando los métodos de valores extremos sistematizados en el programa por Bárcenas (2011), siguiendo los pasos descritos a continuación:

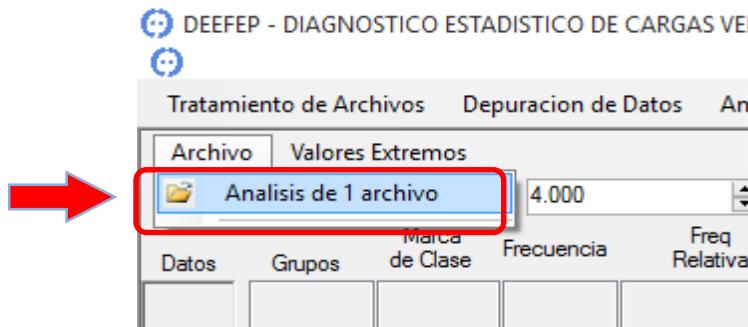
B.3.1 ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE REGISTROS WIM

El objetivo del análisis estadístico es encontrar los parámetros necesarios que se utilizarán para el análisis de valores extremos, además de proporcionar los histogramas y las curvas de distribución que presentan los diferentes escenarios de tráfico.

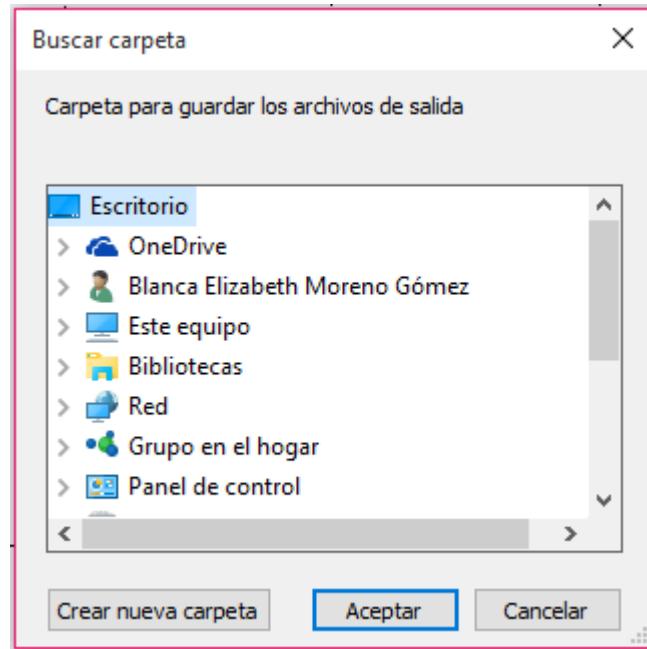
Paso 1.- Ingresar al programa y seguir la siguiente ruta en la barra de menús: “Análisis Estadísticos → Distribuciones Probabilistas → Análisis de 1 archivo y Valores Extremos”.



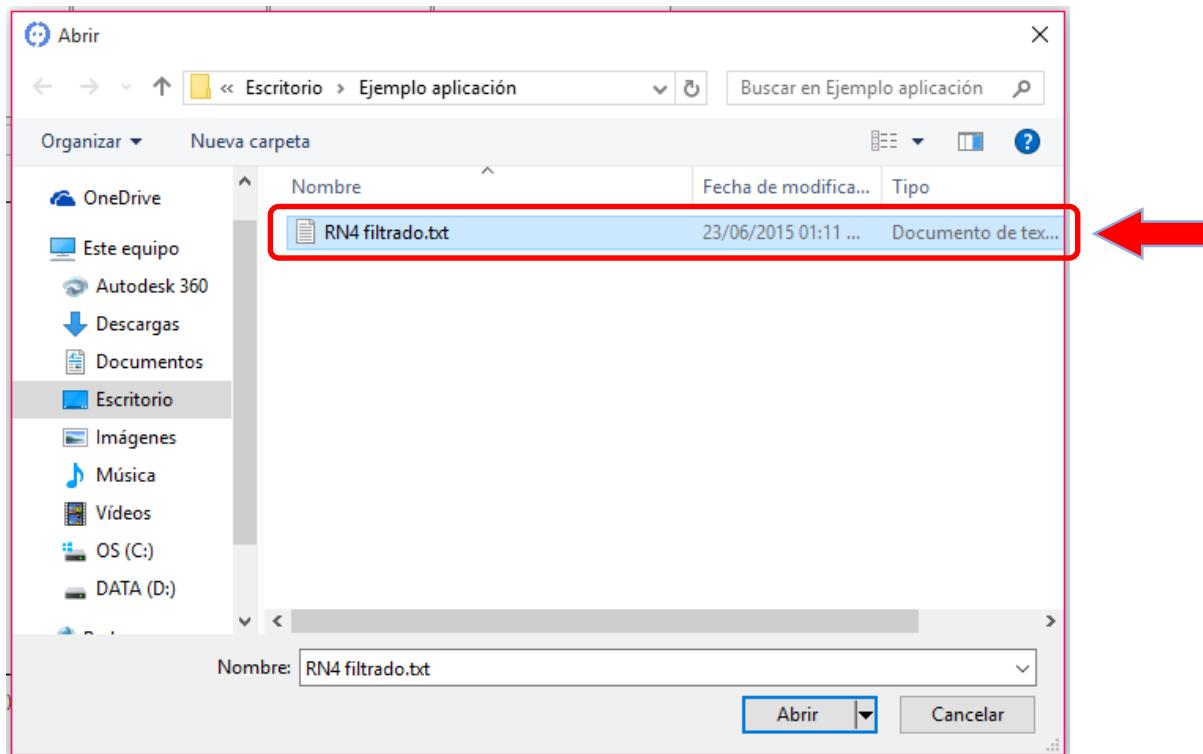
Paso 2.- A continuación dar clic en “Archivo → Análisis de 1 archivo” (ubicado en la zona superior derecha de la ventana), con la finalidad de ingresar el archivo WIM a analizar.



Paso 3.- El programa pedirá la ubicación de una carpeta en donde se deseen guardar los archivos generados por los análisis.

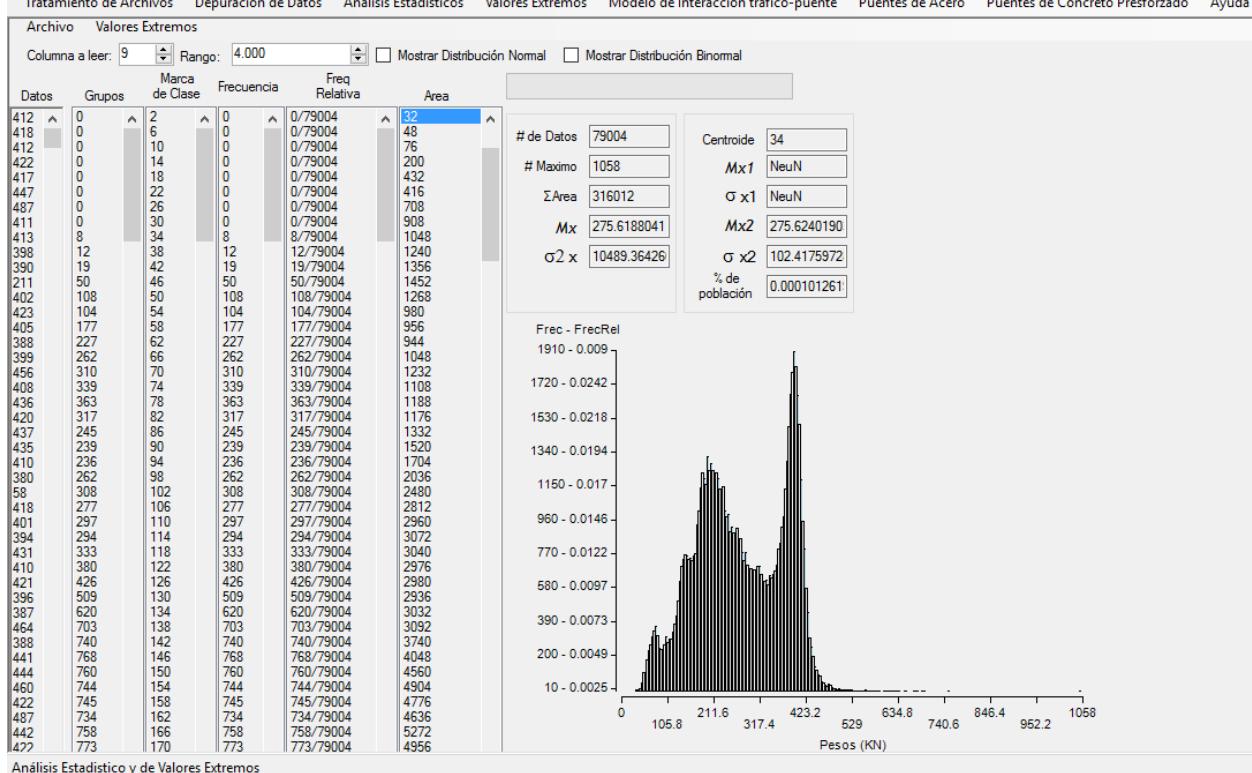


Paso 4.- De igual manera el programa solicita la ubicación del archivo WIM a analizar.

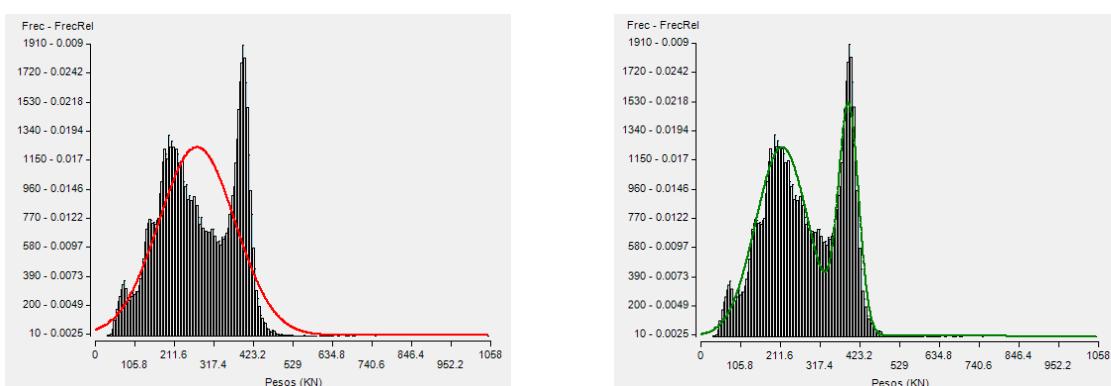


Paso 5.- El programa lee los registros de pesaje en movimiento y genera los datos del histograma con los cuales se realiza el gráfico correspondiente. En la pantalla se muestran los datos que se han leído, la marca de clase de los rangos, la frecuencia, la frecuencia relativa y el área de las barras, además de guardar toda la información en un archivo.txt, el cual se ubica dentro de la carpeta asignada al inicio del análisis.

DEEFEP - DIAGNOSTICO ESTADISTICO DE CARGAS VEHICULARES Y DE EFECTOS DE FATIGA Y EXTREMOS EN PUENTES - [Análisis Estadístico y de Valores Extremos]

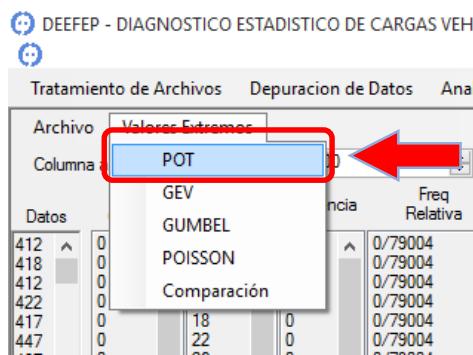


También realiza la aproximación de las curvas de distribución normal (o gaussiana) y bimodal.



B.3.2 PREDICCIÓN DE VALOR EXTREMO POR EL MÉTODO DE POT (PEAK OVER THRESHOLD).

Paso 1.- El programa cuenta con la herramienta denominada “Valores Extremos”, al dar clic en la pestaña aparecerán desplegadas las cuatro opciones a elegir, además de una alternativa para realizar la comparación de los cuatro métodos simultáneamente. Para este caso se elige en el programa la opción “Valores Extremos → POT”



Al seleccionar la opción de POT se despliega la pantalla donde se iniciará el método.

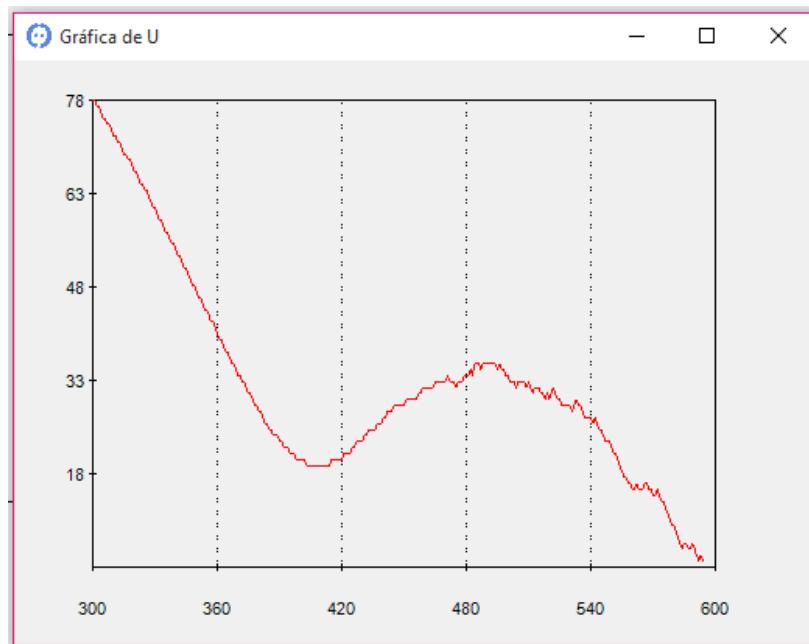


Para el análisis es necesario establecer el valor del umbral **U**, el cual se selecciona de la gráfica de umbrales que el mismo programa genera.

Paso 2.- Se elige un rango para observar la gráfica del umbral U.

The form contains two dropdown menus labeled "Iniciar U en" and "Terminar U en", both set to 300 and 600 respectively. Below them is a button labeled "Grafica de U".

Paso 3.- Al dar clic en “Gráfica de U” aparecerá una ventana en donde se muestra en el eje de las abscisas los valores del umbral, mientras que en el eje de las ordenadas están los valores de las medias de excedencias correspondientes a cada umbral.

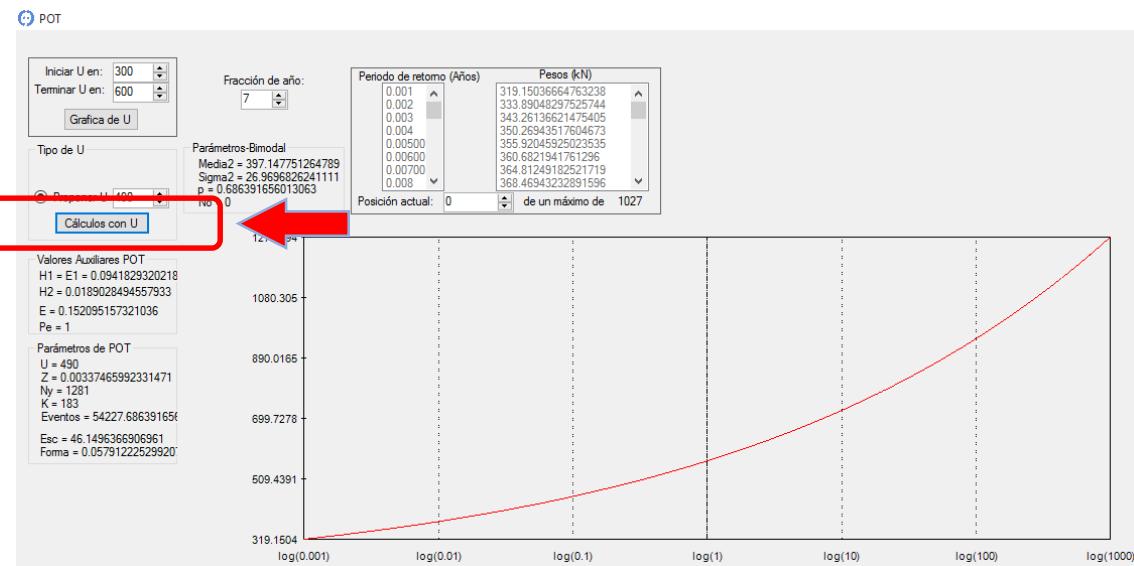


Paso 4.- Se observa la gráfica para ubicar una zona donde la línea sea semirecta y horizontal y con ello determinar el valor de U a utilizar.

Paso 5.- El valor elegido en el paso anterior se ingresa en el recuadro “Proponer U”, además se indica la fracción de año que representa el archivo. Ejemplo: si el archivo tiene registros de dos meses, sería $\frac{2}{12} = \frac{1}{6}$ de año, por lo que se asigna el número 6 en el recuadro correspondiente

Iniciar U en: <input type="text" value="300"/> Terminar U en: <input type="text" value="600"/> <input type="button" value="Grafica de U"/>	Fracción de año: <input type="text" value="7"/>
Tipo de U <input checked="" type="radio"/> Proponer U <input type="text" value="490"/>	
<input type="button" value="Cálculos con U"/>	
Parámetros-Bimodal Media2 = 397.147751264789 Sigma2 = 26.9696826241111 $p = 0.686391656013063$ $No = 0$	

Paso 6.- El siguiente paso es dar clic en “Cálculos con U” para la realización del análisis. El programa realiza los cálculos auxiliares del método y se genera una gráfica en donde se muestra en el eje de las abscisas el periodo de retorno (años) y en el eje de las ordenadas la predicción de pesos (kN). Además los resultados se muestran de manera numérica dentro de la tabla ubicada en la parte superior.



Paso 7.- Si se desea observar la predicción para un determinado tiempo se va moviendo la “Posición actual” hasta encontrar el número de años deseado, por consecuencia al lado izquierdo aparecerá el valor del peso estimado para tal periodo.

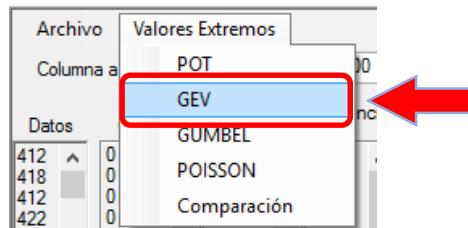
This screenshot shows a detailed view of the software's parameter table. The 'Periodo de retorno (Años)' column lists values from 47 to 54. The 'Pesos (kN)' column lists corresponding weight values. A red box highlights the 'Posición actual' field at the bottom, which is set to '77'. A red arrow points to the value '873.89069209113859' in the 'Pesos (kN)' column under the row for '50'.

Periodo de retorno (Años)	Pesos (kN)
47	867.45273004609737
48	869.63648121797337
49	871.70169102200366
50	873.89069209113859
51	875.060030087063634
52	878.00298271700717
53	880.00905278961579
54	881.98328202963717

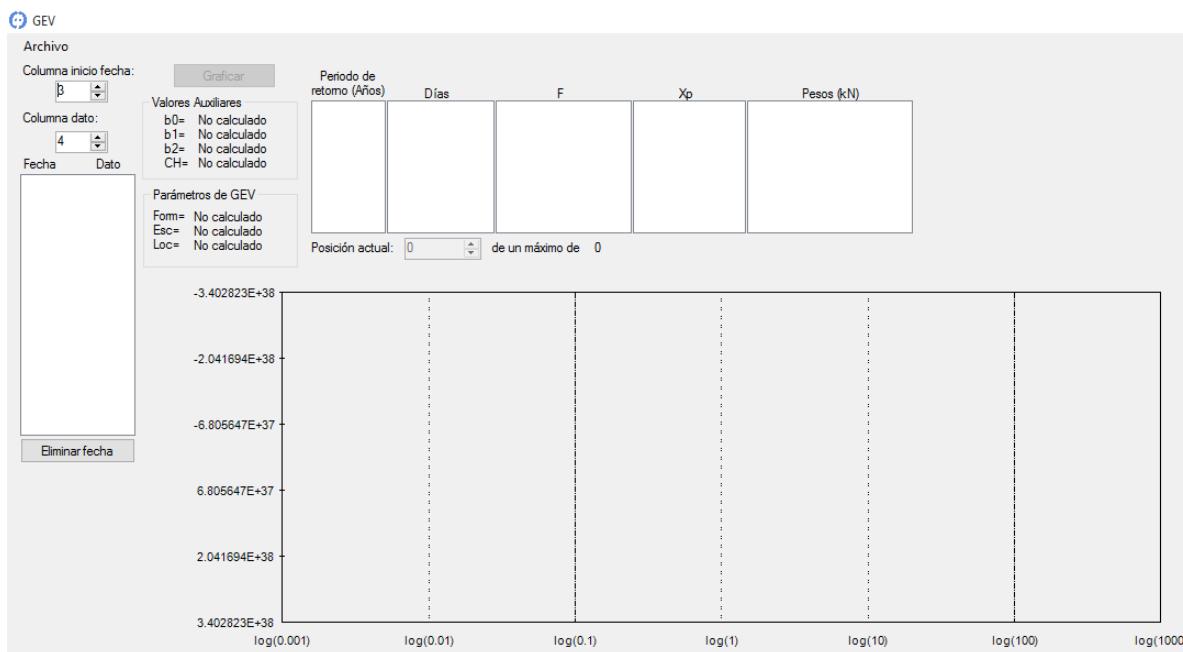
Posición actual: de un máximo de 1027

B.3.3 PREDICCIÓN DE VALOR EXTREMO POR EL MÉTODO DE GEV (GENERALIZED EXTREME VALUES).

Paso 1.- El primer paso para el análisis por este método es abriendo la pestaña correspondiente para la realización de cálculos, siguiendo la ruta: “Valores Extremos → GEV”.



Al seleccionar la opción de GEV se despliega la pantalla donde se iniciará el método.



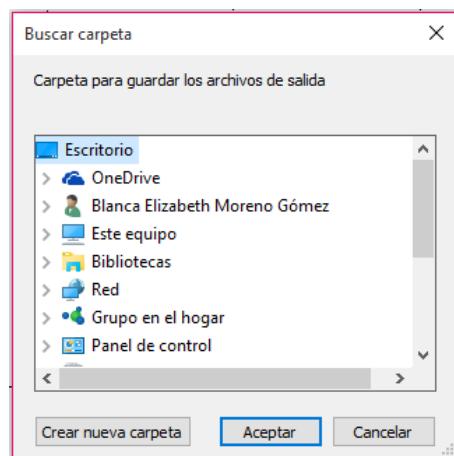
Paso 2.- El programa pide que se defina la columna donde se tienen registradas las fechas y la columna donde se tiene el peso bruto de cada vehículo. Por lo general, los archivos de WIM traen la fecha en la columna 3 y los pesos en la columna 9.

Columna inicio fecha:	3
Columna dato:	9

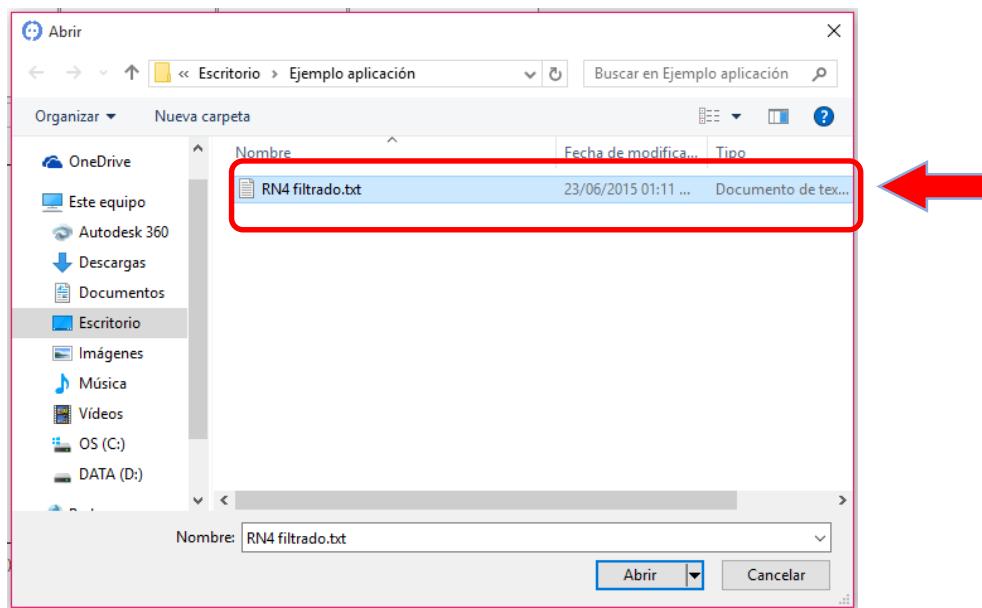
Paso 3.- Una vez establecido lo anterior, se deberá ingresar el archivo WIM a analizar, dando clic en “Archivo → Abrir”



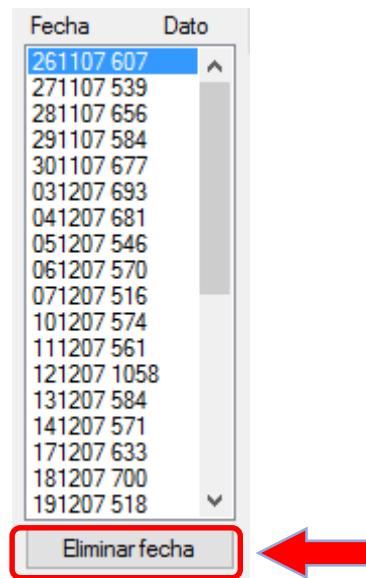
Paso 4.- Al realizar lo anterior, el programa pedirá la ubicación de una carpeta en donde se deseen guardar los archivos generados por los análisis.



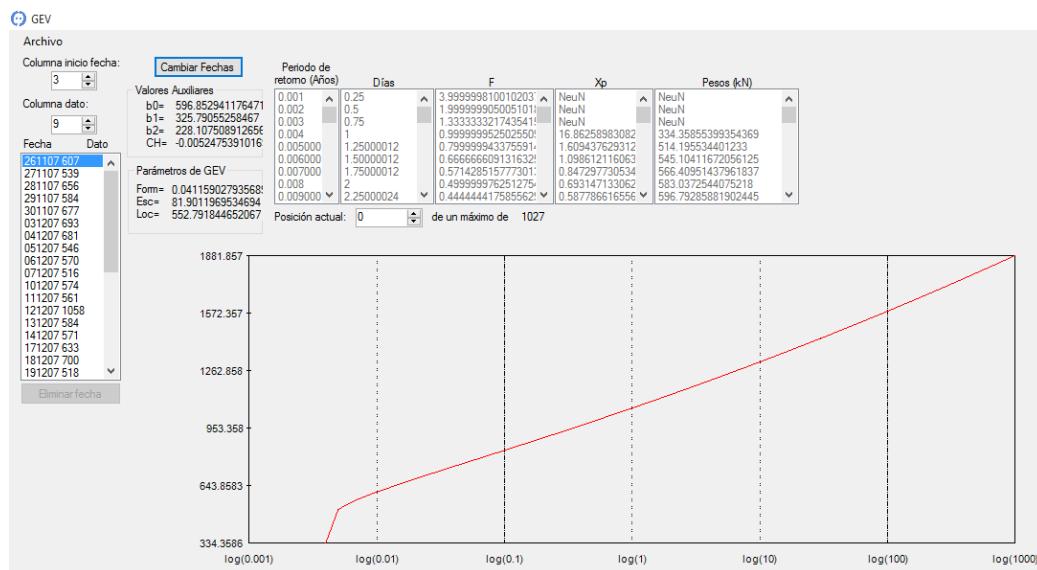
Paso 5.- De igual manera, el programa solicita la ubicación del archivo WIM que se analizará.



Paso 6.- Al leer el archivo WIM, el programa encuentra los valores de pesos máximos por día y fecha correspondiente, además los imprime en un cuadro de texto dentro del cual es posible eliminar valores de pesos que no sean necesarios (como aquellos de los días no hábiles), para ello se selecciona el día no deseado y se da clic en “Eliminar fecha”.



Paso 7.- El paso siguiente es dar clic en “Graficar” para que el programa realice los cálculos correspondientes. Al hacer esto se genera una gráfica en donde se muestra en el eje de las abscisas el periodo de retorno (años) y en el eje de las ordenadas se muestra la predicción de pesos (kN). Además de ello los resultados se muestran de manera numérica dentro de la tabla ubicada en la parte superior.



Paso 8.- Si se desea observar la predicción para un determinado tiempo se va moviendo la “Posición actual” hasta encontrar el número de años deseado, por consecuencia al lado izquierdo aparecerá el valor del peso estimado para tal periodo.

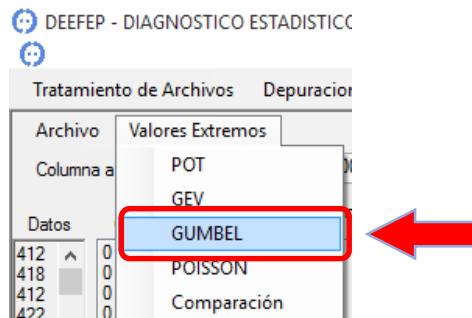
Periodo de retorno (Años)	Días	F	X _p	Pesos (kN)
45	11250	8.88888888888889	8.889283974032	1484.1504758108592
46	11500	8.695652173913044	8.696030267670	1486.7944218899675
47	11750	8.510638297872340	8.511000473246	1489.3838183536448
48	12000	8.333333333333333	8.333680574845	1491.9209160919504
49	12250	8.169265300122440	8.1695003167603	1494.4076205000202
50	12500	8E-05	8.000320017064	1496.8465429245571
51	12750	7.843127254901961	7.842444844996	1499.2289296791987
52	13000	7.692307692307692	7.692603565469	1501.5867519053077
53	13250	7.547169811320755	7.547454624508	1503.8916732349328

Posición actual: 77 de un máximo de 1027

B.3.4 PREDICCIÓN DE VALOR EXTREMO POR EL MÉTODO DE GUMBEL

El método de Gumbel es uno de los métodos que depende de los resultados obtenidos en el análisis estadístico.

Paso 1.- El primer paso para el análisis por este método es abriendo la pestaña correspondiente para la realización de cálculos, siguiendo la ruta: “Valores Extremos → GUMBEL”.

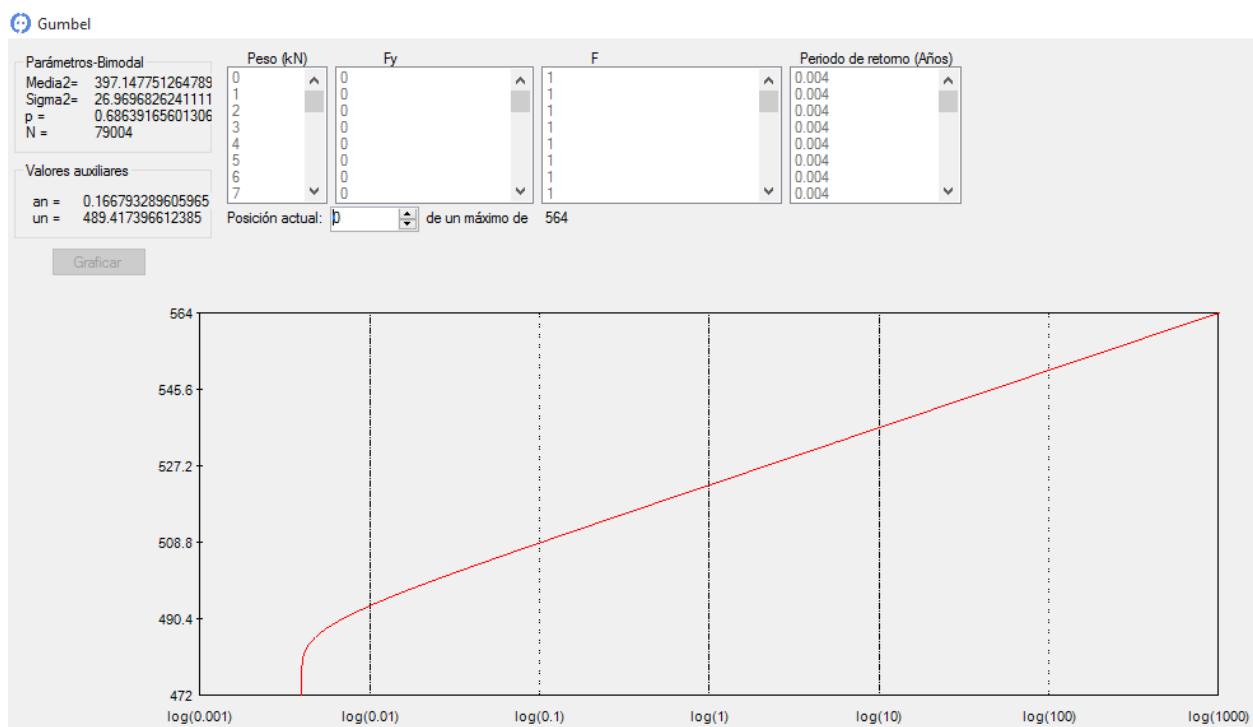


Al seleccionar la opción se despliega la pantalla donde se iniciará el método. Para este método los datos de inicio son obtenidos de la distribución bimodal, por lo que el análisis es realizado directamente.

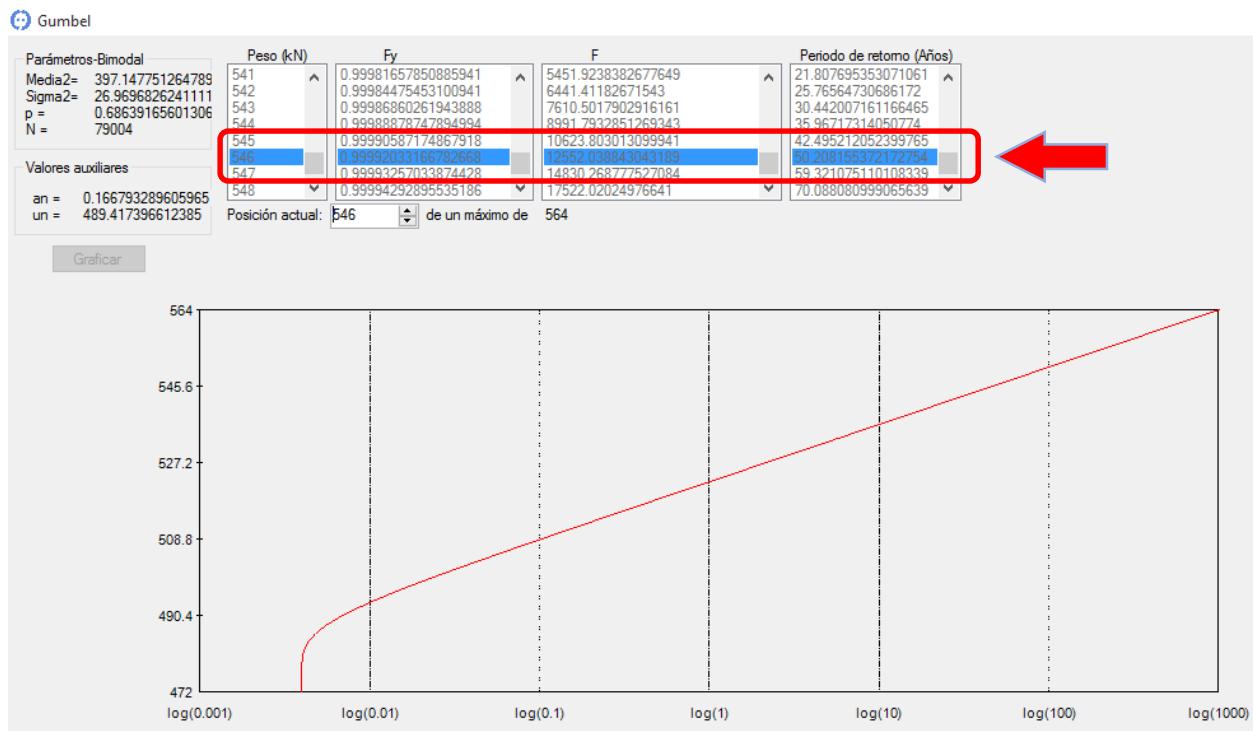
Gumbel

Parámetros-Bimodal	Peso (kN)	Fy	F	Periodo de retorno (Años)
Media2= 397.147751264789 Sigma2= 26.9696826241111 p = 0.68639165601306 N = 79004				
Valores auxiliares				
an = NO CALCULADO un = NO CALCULADO	Posición actual: 0	de un máximo de 0		
<input type="button" value="Graficar"/>				

Paso 2.- Al oprimir el botón de “Graficar” el programa calcula inmediatamente los parámetros y los valores auxiliares correspondientes. Se genera una gráfica en donde se muestra en el eje de las abscisas el periodo de retorno (años) y en el eje de las ordenadas la predicción de pesos (kN). Además de ello los resultados se muestran de manera numérica dentro de la tabla ubicada en la parte superior.

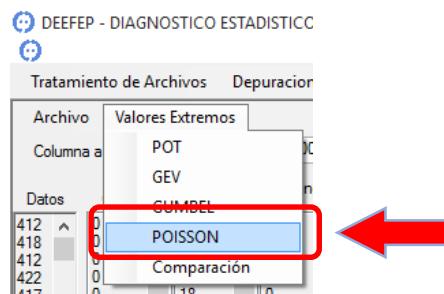


Paso 3.- Si se desea observar la predicción para un determinado tiempo se va moviendo la “Posición actual” hasta encontrar el número de años deseado, por consecuencia al lado izquierdo aparecerá el valor del peso estimado para tal periodo.



B.3.5 PREDICCIÓN DE VALOR EXTREMO POR EL MÉTODO DE POISSON

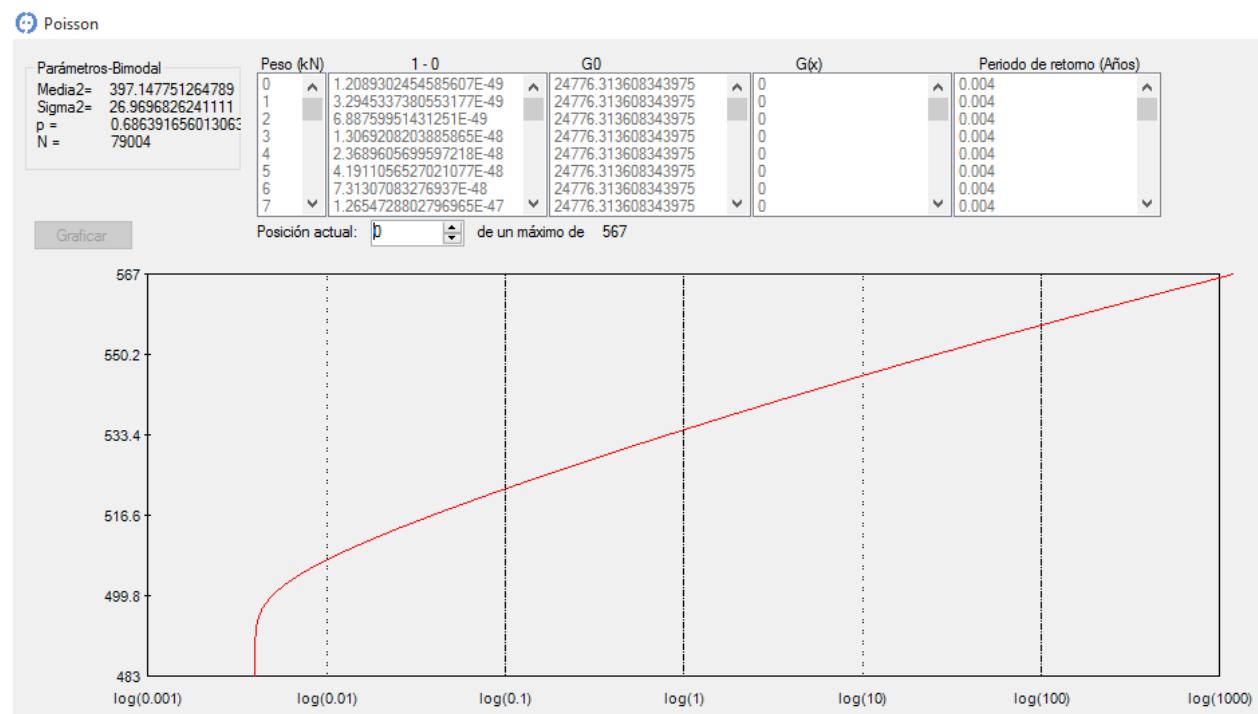
Paso 1.- El primer paso para el análisis por este método es abrir la pestaña correspondiente para la realización de cálculos, siguiendo la ruta: “Valores Extremos → POISSON”.



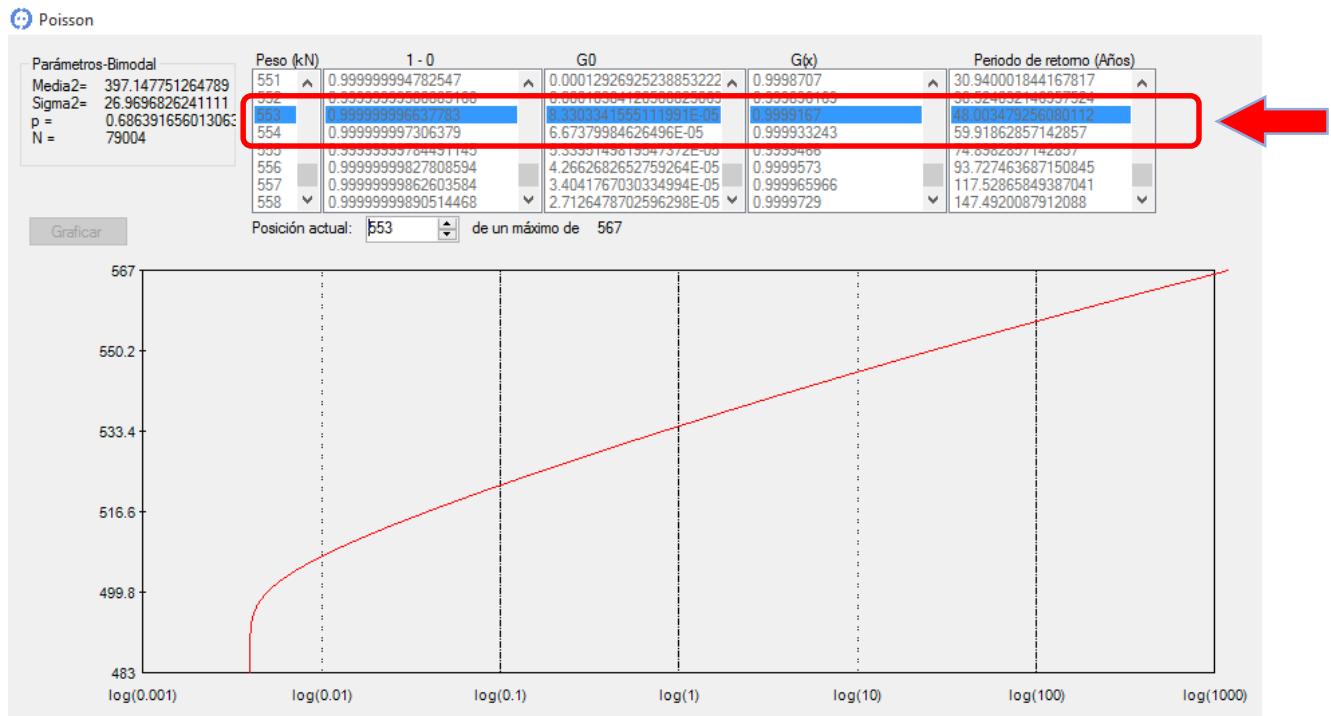
Al seleccionar la opción de Poisson se despliega la pantalla donde se iniciará el método. Para este método los datos de inicio son obtenidos de la distribución bimodal, por lo que el análisis es realizado directamente.



Paso 2.- Al oprimir el botón de “Graficar” el programa calcula inmediatamente los parámetros y los valores auxiliares correspondientes. Se genera una gráfica en donde se muestra en el eje de las abscisas el periodo de retorno (años) y en el eje de las ordenadas la predicción de pesos (kN). Además de ello los resultados se muestran de manera numérica dentro de la tabla ubicada en la parte superior.



Paso 3.- Si se desea observar la predicción para un determinado tiempo se va moviendo la “Posición actual” hasta encontrar el número de años deseado, por consecuencia al lado izquierdo aparecerá el valor del peso estimado para tal periodo.



APÉNDICE C. MANUAL DEL USUARIO PARA EL MÓDULO DE FATIGA

Para el análisis de la vida a fatiga de un puente de concreto presforzado se debe de tener en consideración lo siguiente:

C.1 GENERALIDADES

➤ Unidades:

Las unidades en que se deben introducir los datos vienen indicadas dentro de un paréntesis.



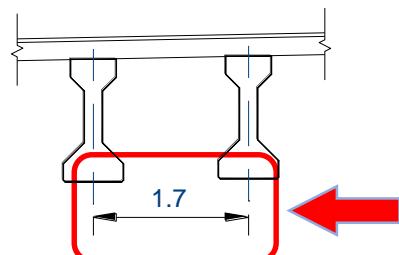
Para el caso de las dimensiones de la sección transversal de la trabe las unidades serán en milímetros.

AASHTO		Cajón	
B1:	500	D1:	1350
B2:	660	D2:	200
B3:	200	D3:	
B4:	150	D4:	150
B5:		D5:	230
B6:	230	D6:	200

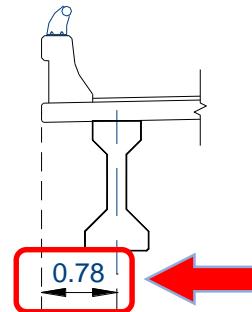
➤ Definición de términos:

A continuación se definen los términos de los datos que se deben de introducir al programa en la ventana de “Esfuerzos máximos”

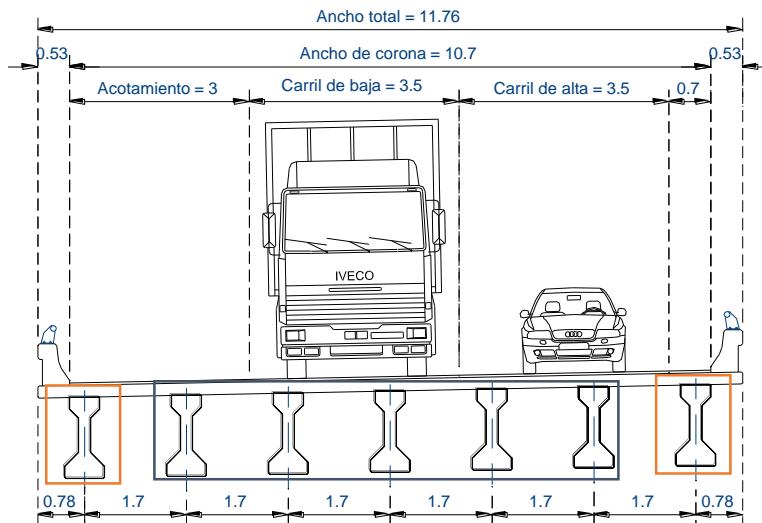
- **Longitud del claro.** Longitud entre cada apoyo de la trabe.
- **Peralte de losa.** Longitud del peralte de la losa.
- **Separación entre trabes.** Longitud entre ejes centroidales de cada trabe contigua.



- **Longitud del volado.** Longitud del eje centroidal de la trabe externa al paño de la losa.



- **Tipo de sección de trabe.** Es el tipo de sección transversal de la trabe, el programa cuenta con tres opciones: AASHTO I-IV, AASHTO V-VI y Cajón.
- **Ubicación de la trabe.** Ubicación de la trabe analizada en la sección transversal.



- **Carga distribuida por peso muerto.** Es la carga distribuida del parapeto, carpeta asfáltica, diafragmas, faja separadora central y cualquier peso muerto que no sea el de la trabe y la losa de compresión.
- **Vida del puente en días.** El tiempo transcurrido entre la fabricación de las trabes y el momento en que se realiza la evaluación.
- **Promedio de la humedad relativa ambiental.** Es la humedad promedio del lugar donde se ubica el puente.
- **Área del acero de refuerzo.** Área de las varillas ubicadas en la base de la trabe.

- **Recubrimiento del acero de refuerzo.** Distancia del lecho inferior de la trabe al centroide de las varillas del acero refuerzo.
- **Número de trabes.** Número de trabes en la sección transversal.
- **Distancia horizontal desde el centro de gravedad de la sección a la trabe analizada.** Se obtiene el centroide de la sección del puente y se mide la distancia horizontal a la trabe analizada.
- **Momento de inercia del conjunto de trabes.** Se obtiene a través de la siguiente formula

$$I = \sum d^2$$

Donde:

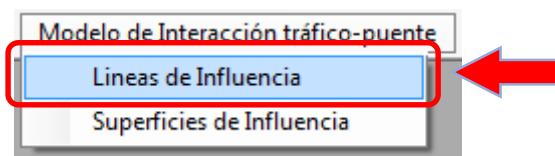
d = distancia horizontal de la trabe al centroide de la sección transversal.

- **Excentricidad del vehículo 1 respecto al centroide de las trabes.** Distancia horizontal del punto medio de aplicación de la carga total vehicular al centroide de la sección transversal.

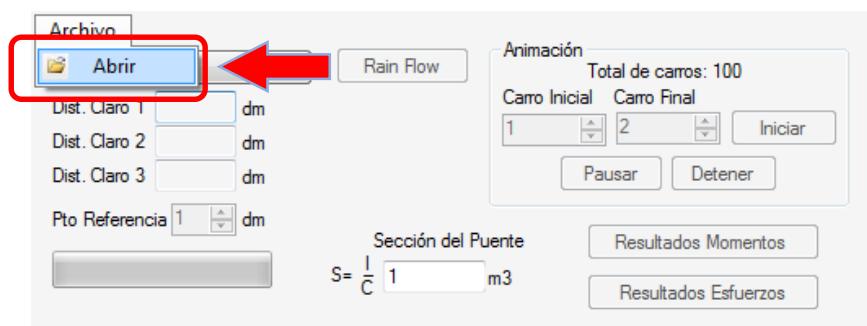
C.2 PROCESO PARA EVALUACIÓN DE VIDA A FATIGA

Para la evaluación de la vida a fatiga de un puente de concreto presforzado se deberá realizar el siguiente procedimiento:

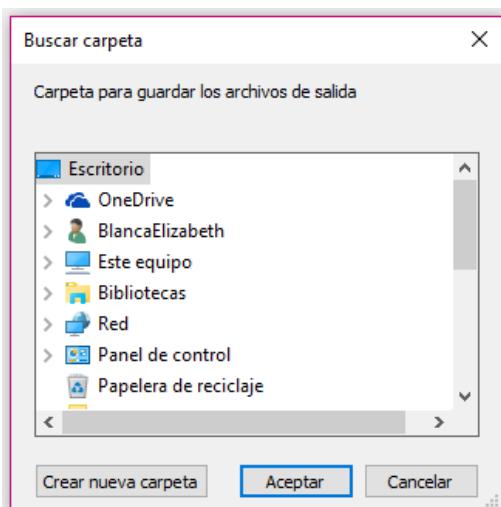
Paso 1.- Activar el módulo de líneas de influencia siguiendo la ruta: “Modelo de Interacción tráfico – puente → Líneas de Influencia”.



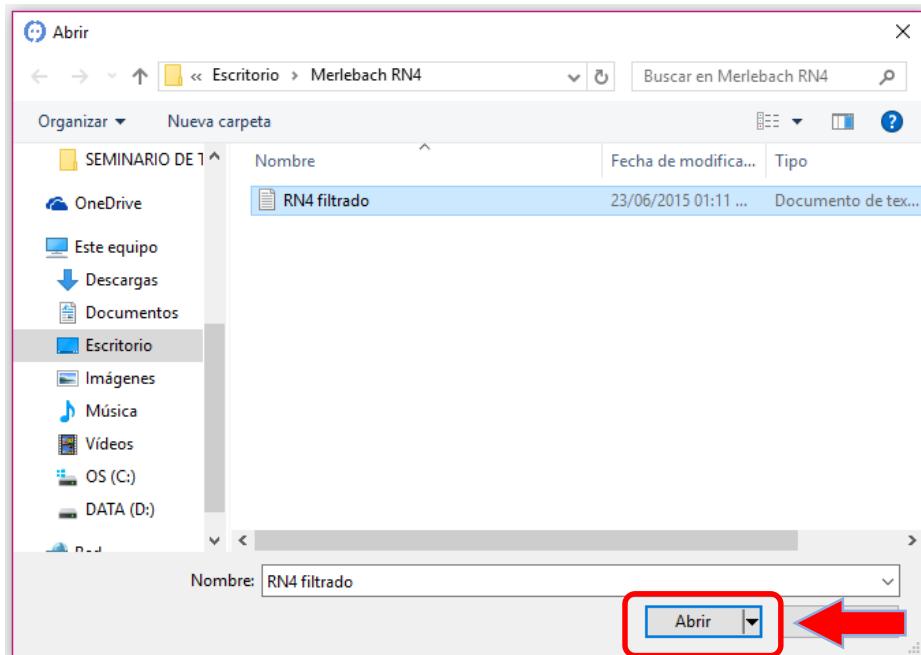
Paso 2.- Abrir el archivo de registro WIM.



El programa solicita la ubicación de una carpeta para guardar los archivos .txt que se generan debido a los cálculos.



A continuación se busca el archivo WIM para realizar nuestro análisis, se selecciona y se da clic en “abrir”.



Paso 3.- Definir el número y longitud de cada uno de los claros del puente a evaluar.

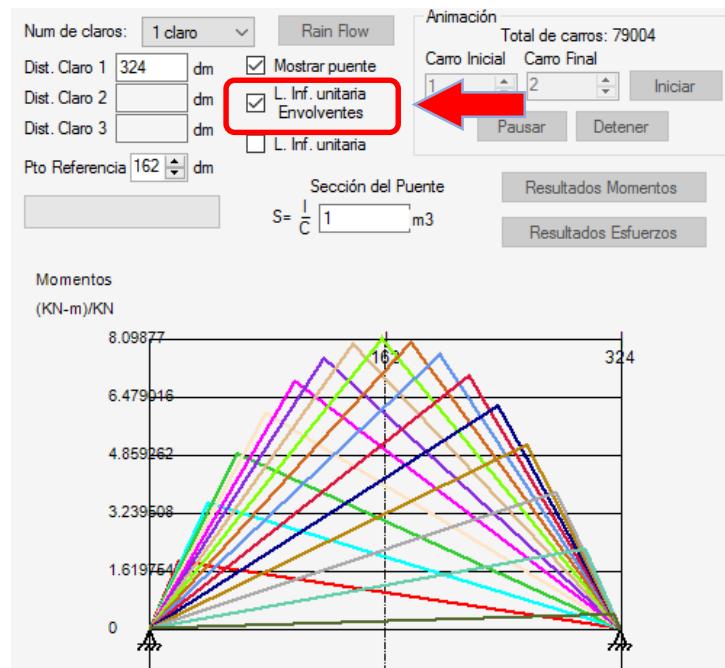


Paso 4.- Seleccionar la casilla “Mostrar puente”.

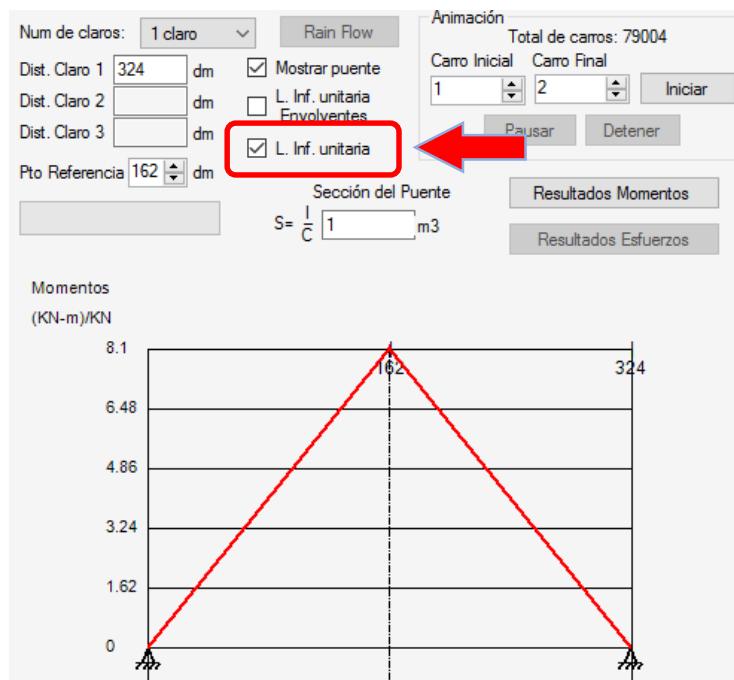


Realizado lo anterior, el programa muestra un esquema del puente.

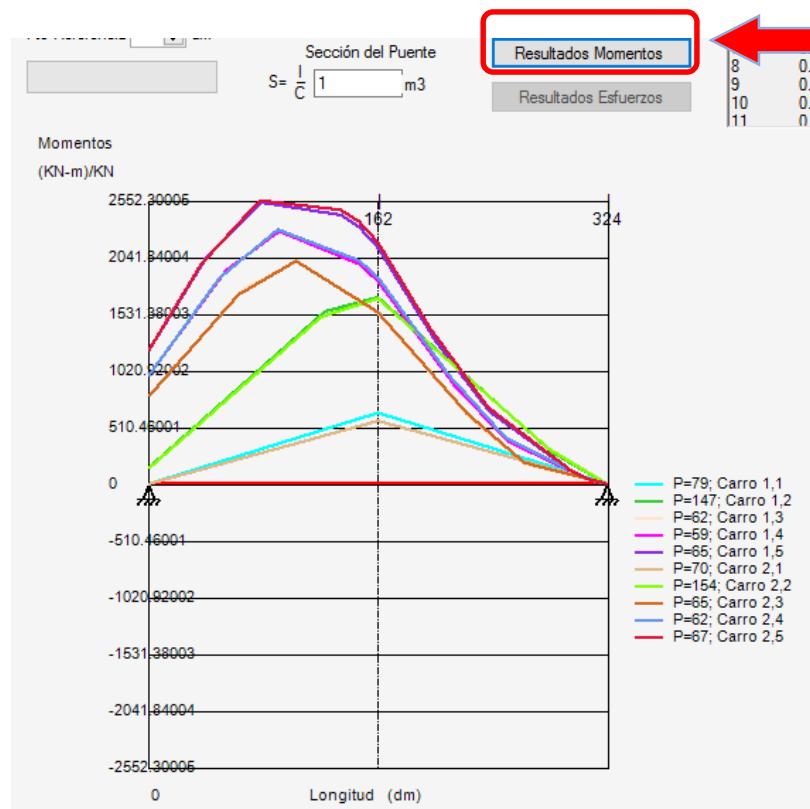
Paso 5.- Seleccionar la casilla “L. Inf. unitaria Envoltorios”, hecho esto el programa grafica algunas envolventes en la parte inferior.



Paso 6.- Seleccionar la casilla “L.Inf. unitaria”, realizado esto el programa grafica en la parte inferior y automáticamente se activa el botón de “Resultados Momentos”.

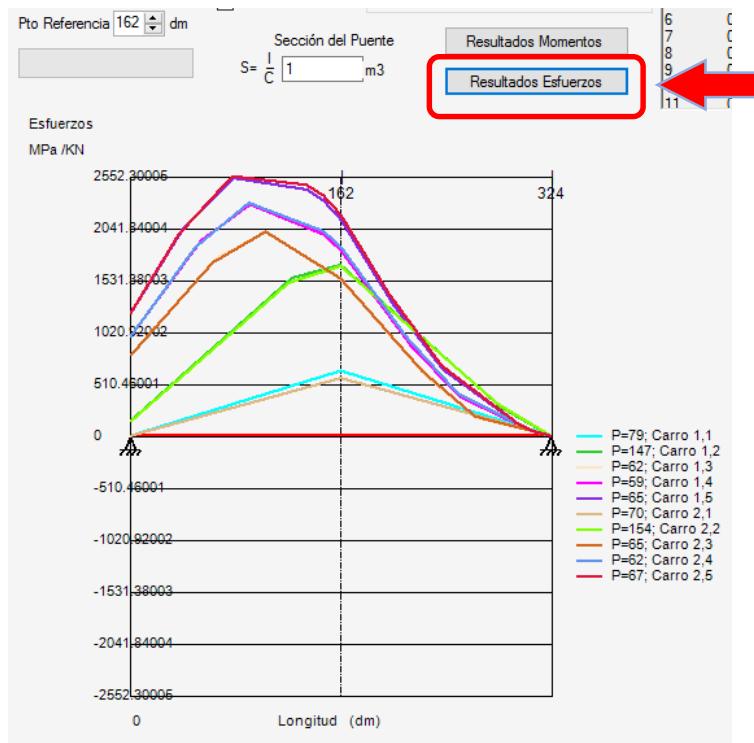


Paso 7.- Presionar el botón “Resultados Momentos”, al hacer esto el programa obtiene los momentos máximos en el claro, los cuales aparecen en el recuadro de resultados y en la parte inferior grafica los primeros 10.

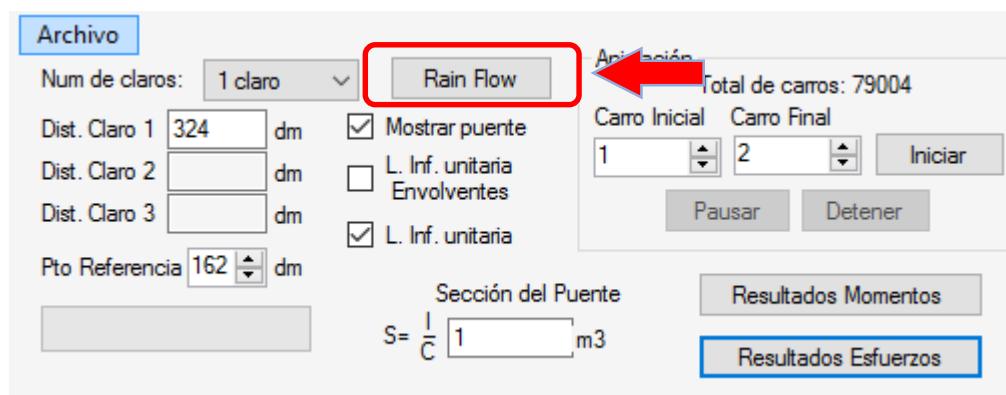


Paso 8.- Reescribir el valor de “1” en el módulo de sección del puente “S”, para activar el botón de “Resultados esfuerzos”.

Paso 9.- Presionar el botón “Resultado Esfuerzos”. El programa obtiene los esfuerzos máximos en el claro, los cuales aparecen en el recuadro de resultados y en la parte inferior grafica los primeros 10.



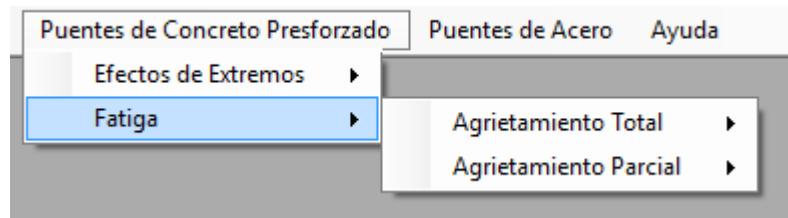
Paso 10.- Presionar el botón “Rain Flow”. El programa automáticamente escribe el archivo “Maximos.txt” con los momentos máximos que se presentan en el claro.



Además aparece una ventana con el conteo de ciclos.

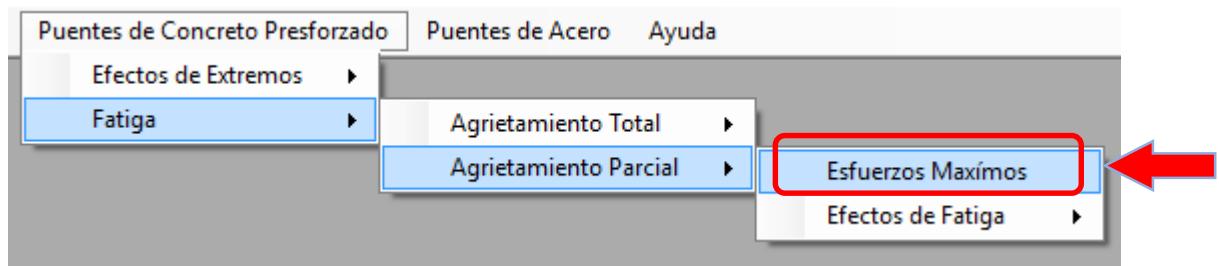
Paso 11.- Elegir metodología de agrietamiento a utilizar.

Cabe mencionar que para análisis por fatiga existen dos opciones en el programa: “Agrietamiento Total” y “Agrietamiento Parcial”. La pestaña de “Agrietamiento Total” incluye la metodología propuesta por Medina (2014) y la pestaña de “Agrietamiento Parcial” contiene una metodología que retoma lo propuesto por Medina (2014), pero además adiciona un modelo de propagación de grietas con la finalidad de obtener resultados más precisos en cuanto al tiempo de vida a fatiga del puente.



Queda claro que ambas opciones de agrietamiento contienen cálculos diferentes para llegar a un mismo fin, sin embargo, tales diferencias son internas en el programa, por lo cual indistintamente del tipo de agrietamiento que elija el usuario, los pasos que debe seguir para obtener la vida a fatiga del puente de concreto presforzado son los siguientes:

Paso 12.- Activar módulo para cálculo de esfuerzos en el cable de presfuerzo. En el ejemplo se eligió realizar el análisis utilizando “Agrietamiento parcial”, siguiendo la ruta: “Puentes de Concreto Presforzado → Fatiga → Agrietamiento Parcial → Esfuerzos Máximos”.



Paso 13.- Ingresar los datos del puente, las unidades están indicadas entre paréntesis en cada casilla. Cuando se selecciona el tipo de sección de la trabe a analizar el programa muestra la figura esquemática con las dimensiones que se deben de ingresar y desactiva las opciones innecesarias. El programa incluye tres tipos de secciones: AASHTO I-IV, AASHTO V-VI y Cajón.

Si se desean guardar los datos para utilizarlos en análisis posteriores, se debe escribir el nombre del puente en el recuadro ubicado en la esquina inferior como se muestra:

The screenshot shows the DEEFP software interface for bridge analysis. On the left, there's a sidebar with options like 'Tratamiento de Archivos', 'Depuración de Datos', etc. The main area has several sections: 'Propiedades geométricas' (Geometric properties) with fields for clear span length (32400 mm), slab thickness (180 mm), girder spacing (3500 mm), and girder overhang (0 mm); 'Propiedades mecánicas de los materiales' (Material mechanical properties) with various strength and modulus values; 'Cargas muertas' (Dead loads) with weight and distribution details; and 'Pérdidas de presfuerzo' (Losses in prestress). To the right, there's a diagram of a girder section labeled B1 through B6, and tables for AASHTO and Caja (Box) girder properties. A red box highlights the 'Nombre del Puente' (Bridge Name) input field, which contains 'Merlebach'. An arrow points from the bottom right towards this field.

Después dar clic en “Aregar Puentes”, ubicado en la esquina superior izquierda, hecho esto los datos del puente serán automáticamente guardados.

This screenshot shows a modal dialog box titled 'Agregar Puentes'. It has a 'Nuevo' button highlighted with a red box and arrow. Other buttons include 'Abrir' and 'Guardar Calculos'. The dialog contains fields for girder properties: slab thickness (180 mm), girder spacing (3500 mm), overhang (0 mm), section type (AASHTO I-IV), and location (Internal). Below these are material properties and a section diagram. The background of the main window shows the same bridge analysis interface as the previous screenshot.

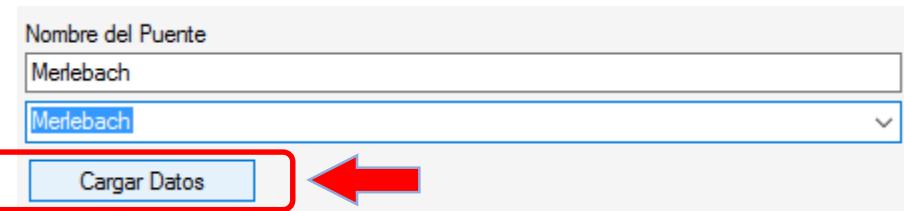
* Nota: Para utilizar los datos de un puente guardado anteriormente ir a la sección “Buscar Puente” y seleccionar la lista desplegable.

The screenshot shows a user interface with a "Nombre del Puente" input field and a "Buscar Puente" dropdown menu. A red box highlights the dropdown menu, and a red arrow points to it from the right.

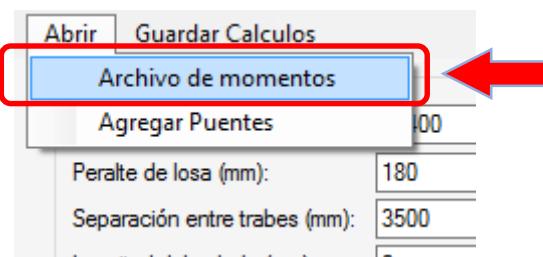
Una vez hecho esto se muestran los puentes guardados previamente, seleccionar el que se desee utilizar.



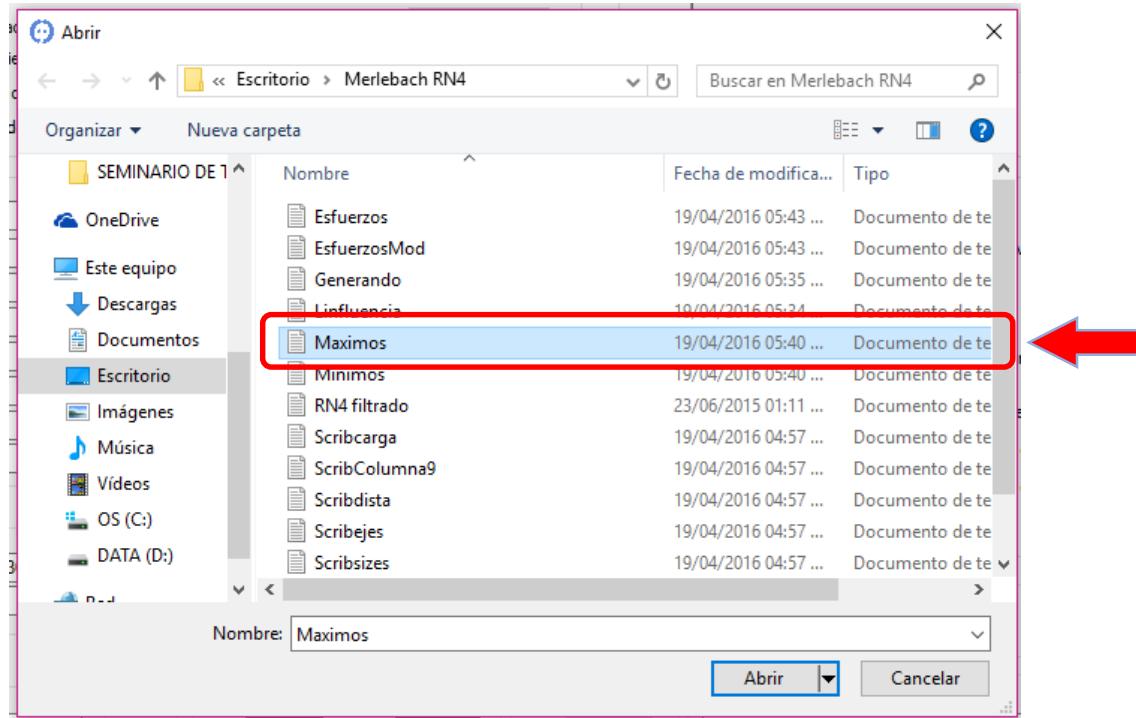
Finalmente dar clic en el botón “Cargar Datos”, con esta acción se llenarán las casillas correspondientes a los datos del puente.



Paso 14.- Abrir el archivo que contiene los momentos máximos, el cual fue generado por el programa anteriormente, dando clic en “Abrir → Archivo de momentos”.



Paso 15.- Seleccionar la ubicación de la carpeta donde se guardará el archivo de resultados, posteriormente seleccionar y abrir el archivo de momentos llamado “Maximos.txt”



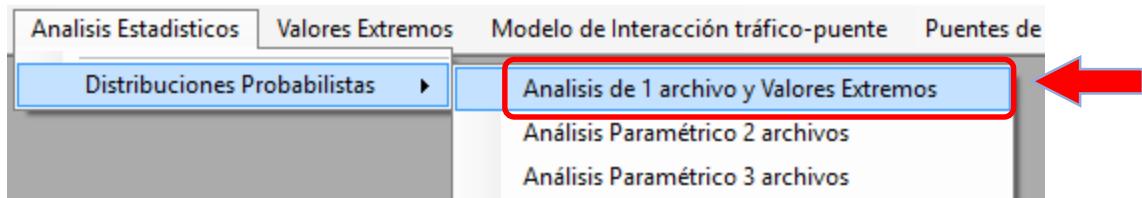
En la sección “Tabla de resultados” se muestra la totalidad de rangos de esfuerzo “ S_r ” que se presentan en la trabe en el punto analizado, de la misma manera indica si se presenta o no agrietamiento en la sección, así como el esfuerzo medio “ S_m ”. Escribe el archivo “Rango_Esfuerzos.txt.” con los resultados.

Tabla de resultados	
S_r	15.67
S_r	22.84
S_r	24.1
S_r	14.19
S_r	16.05
S_r	10.46
S_r	18.15
S_r	25.26
S_r	21.60

¿Se presenta agrietamiento en la sección de la trabe?: Si se presenta

Esfuerzo medio S_m : 946.1580786324

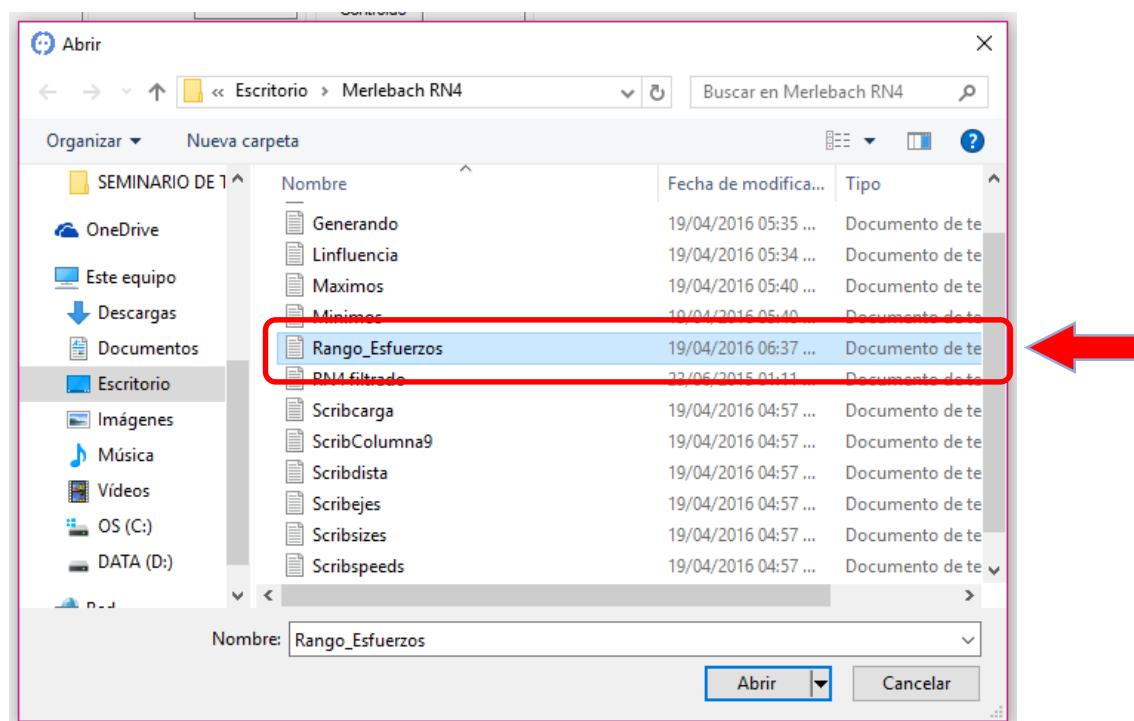
Paso 16.- Activar el módulo de “Análisis de 1 archivo y Valores máximos” siguiendo la ruta: “Análisis Estadísticos → Distribuciones Probabilistas → Análisis de 1 archivo y Valores Extremos”.



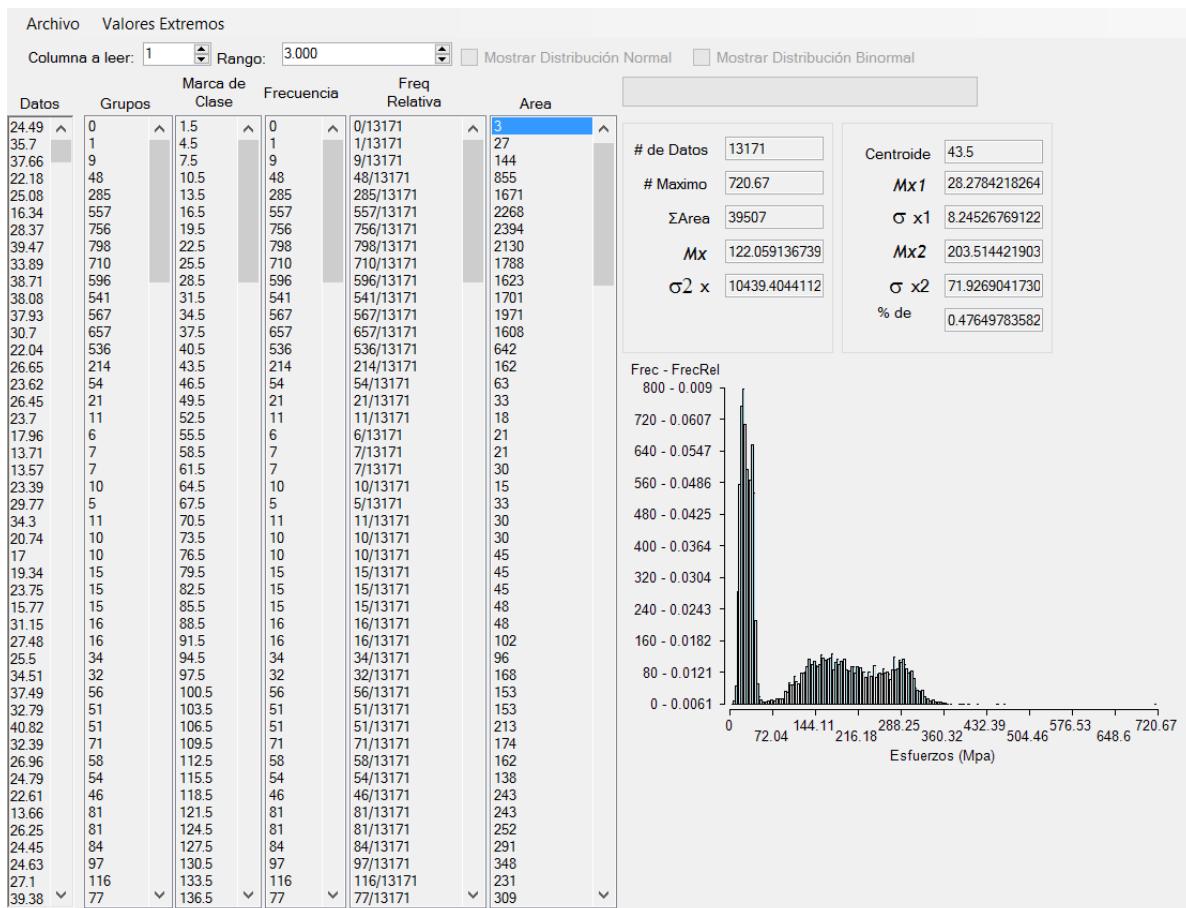
Paso 17.- Ingresar el número 1 en la casilla “Columna a leer” e ingresar el rango deseado para que se cuantifiquen los ciclos de esfuerzos, se recomiendan valores de 1 a 10 MPa, dependiendo de la precisión con que se desee realizar el análisis.



Paso 18.- Abrir el archivo que contenga los rangos de esfuerzos, dando clic en “Archivo → Análisis de 1 archivo”, después seleccionar la carpeta donde se deseen guardar los archivos de salida, finalmente seleccionar y abrir el archivo llamado “Rango_Esfuerzos.txt”.



El programa carga y procesa los datos, al mismo tiempo escribe el archivo “Histograma.txt” donde contiene el histograma de rango de esfuerzos con su respectivo número de ciclos que se presentan en la estructura.



Paso 19.- Activar el módulo “Regla de Miner”. El ejemplo utiliza agrietamiento parcial, siguiendo la ruta: “Puentes de Concreto Presforzado → Fatiga → Agrietamiento Parcial → Efectos de Fatiga → Regla de Miner”.



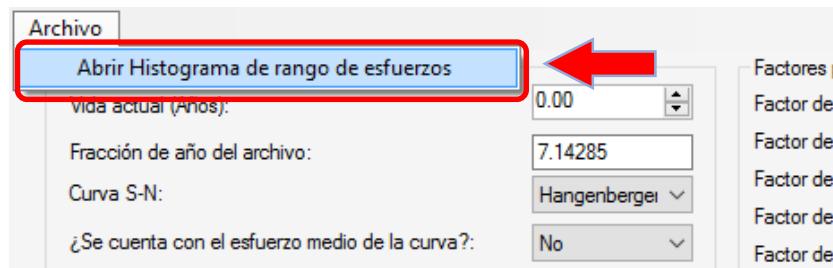
Paso 20.- Ingresar la vida en días del puente en la casilla, además de la fracción del año que representa el archivo de registro WIM y la curva S-N que se utilizará para evaluar la estructura.

Paso 21.- (OPCIONAL). En caso de contar con datos para obtener el esfuerzo medio de las pruebas realizadas para obtener la curva S-N usada, se aplica lo siguiente: contestar Si a la pregunta realizada, se activaran las casillas en el recuadro negro en donde se ingresaran los datos solicitados, el esfuerzo medio de los esfuerzos aplicados se obtiene del sub-módulo 3A.

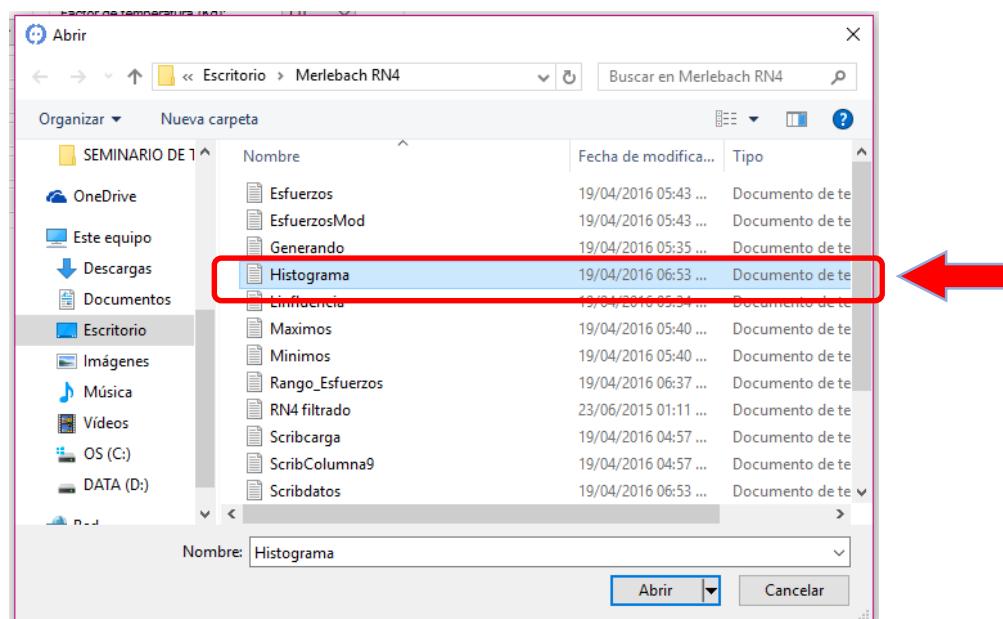
Paso 22.- (OPCIONAL). En caso de contar con los datos necesarios para evaluar los factores que afectan la fatiga estos serán ingresados en el siguiente recuadro, en caso contrario basta con introducir 1 en todos los valores.

Factores para la resistencia a fatiga	
Factor de superficie (Ka):	1
Factor de tamaño (Kb):	1.0
Factor de confiabilidad (Kc):	1.0
Factor de temperatura (Kd):	1.0
Factor de efectos varios (Ke):	1
Factor de carga (Kcar):	1.0

Paso 23.- Abrir el archivo que contiene el histograma de rango de esfuerzos, dando clic en “Archivo → Abrir histograma de rango de esfuerzos”



A continuación seleccionar y abrir el archivo llamado “Histograma.txt”



El programa realiza los cálculos correspondientes y muestra el número de Miner y la vida remanente a fatiga en años.

