



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DEL
ESTADO DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

EVALUACIÓN DE CONFIABILIDAD EN PILAS DE
PUENTES DE CONCRETO REFORZADO CON
CORROSIÓN ANTE CARGAS HIDRODINÁMICAS Y
VIVAS.

TESIS

Para obtener el grado de:

Maestro en Ciencias de la Ingeniería

Presenta:

Ing. Marco Alejandro Ramírez Lamas

Director de tesis:

Dr. David Joaquín Delgado Hernández



Toluca, México, agosto 2026

RESUMEN

En este trabajo se desarrolló una metodología para evaluar la confiabilidad de una pila de concreto reforzado la cual forma parte del sistema estructural de un puente vehicular representativo, con una configuración comúnmente empleada en México, sometido a cargas hidrodinámicas y cargas vivas, considerando además el deterioro por corrosión en el acero de refuerzo.

Para ello, se desarrolló un modelo estructural en SAP2000®, empleando como referencia la geometría de un puente vehicular existente. A partir de esta geometría se definieron las propiedades mecánicas de los materiales y la configuración del acero de refuerzo necesarias para realizar la evaluación estructural y probabilística.

Se recabaron y analizaron registros meteorológicos históricos de distintas estaciones ubicadas en zonas de alta precipitación en el Estado de México. A partir de dichos registros se determinaron distribuciones de probabilidad para simular eventos de lluvia y estimar los caudales asociados mediante el método racional. Posteriormente, con base en la teoría de Airy, se estimaron las demandas hidrodinámicas actuantes en la pila del puente vehicular.

Se desarrollaron rutinas de programación en MATLAB® para automatizar la modificación de variables de entrada, la interacción con SAP2000® mediante su API (Interfaz de Programación de Aplicaciones) y la recopilación de resultados estructurales. Estas herramientas permitieron realizar simulaciones considerando la variabilidad de las propiedades mecánicas de los materiales, las cargas vivas, la precipitación y el nivel de corrosión.

Una vez desarrolladas las rutinas para la interacción MATLAB®-SAP2000®, se realizaron múltiples simulaciones de Monte Carlo para generar una base de datos que ayude a analizar y estudiar la correlación entre las variables involucradas. Para llevar a cabo este análisis y ampliar el conjunto de datos, se utilizó la herramienta UNINET® para desarrollar una Red Bayesiana No Paramétrica.

Finalmente, con el conjunto de escenarios ampliados, se estima el deterioro por corrosión del acero de refuerzo para cada caso, se determina su diagrama de interacción y se evalúa la demanda. Como criterio de falla, si el punto de demanda en la pila se encuentra dentro de la curva del diagrama de interacción, se considera que la sección cumple; caso contrario, se considera que ocurre una falla.

A partir de la contabilización de los escenarios de falla se determina la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad.

CONTENIDO

CAPÍTULO 1.....	1
1.- Introducción.	1
1.1.- Planteamiento del problema.	1
1.2.- Justificación.....	2
1.3.- Hipótesis.....	3
1.4.- Objetivos.	4
1.5.- Alcances y limitaciones.....	5
1.6.- Metodología.	9
1.7.- Organización del documento.....	10
CAPÍTULO 2.....	12
2.- Antecedentes	12
2.1.- Marco teórico.	12
2.2.- Estado del arte.	20
CAPÍTULO 3.....	26
3.- Marco Metodológico.....	26
3.1.- Descripción de la metodología.....	26
3.2.- Puente de estudio.....	29
3.3.- Consideraciones para el modelado de las cargas vivas.	34
3.4.- Estaciones de registro pluvial.....	35
3.5.- Método racional para la estimación del gasto hidráulico.	38
3.6.- Teoría lineal de Airy para determinar fuerzas hidrodinámicas.	39
3.7.- Cálculo de la pérdida de acero de refuerzo debido a la corrosión.....	41
3.8.- Interacción entre MATLAB y SAP2000.....	45

3.9.- Simulación de Monte Carlo.....	45
3.10.- Redes Bayesianas.	47
CAPÍTULO 4.....	51
4.- Resultados y discusión.....	51
4.1.- Caracterización de las variables de entrada.....	51
4.2.- Pérdida de acero por corrosión.....	53
4.3.- Resultados de Monte Carlo y SAP2000®.....	57
4.4.- Resultados de la Red Bayesiana No Paramétrica (RBNP).....	61
4.5.- Evaluación de la probabilidad de falla y confiabilidad.	65
4.6.- Discusión de resultados.....	70
4.7.- Análisis complementario de la respuesta estructural ante el deterioro.	72
CAPÍTULO 5.....	80
5.- Conclusiones y recomendaciones.	80
5.1.- Conclusiones.	80
5.2.- Limitaciones del estudio.....	81
5.3.- Recomendaciones y trabajos futuros.....	82
Anexo I.- Código en MATLAB® determinar el periodo de inicio de la corrosión y la pérdida de acero de refuerzo por la propagación de la corrosión.	84
Anexo II.- Código de MATLAB® para modificación de cargas, geometría y propiedad de materiales en SAP2000®.....	85
Anexo III.- Rutina para análisis del modelo estructural en SAP2000® desde MATLAB®.	94
Anexo IV.- Rutina para calcular el diagrama de interacción de la pila del puente vehicular.....	96
Anexo V.- Rutina para evaluación del criterio de falla.	98
Anexo VI.- Rutina para el cálculo de la probabilidad de falla.....	101
REFERENCIAS.....	102

ÍNDICE DE FIGURAS.

Figura 2.1. Proceso de corrosión en el acero de refuerzo del concreto, Mehta 1993 [13].....	13
Figura 2.2: Cálculo de la función de desempeño.....	15
Figura 2.3: Geometría de las olas.	18
Figura 3.1: Diagrama de flujo del procedimiento metodológico aplicado en la investigación. ...	28
Figura 3.2: Detalle del apoyo central del puente, compuesto por dos pilas de concreto armado. 29	
Figura 3.3: Detalle longitudinal del puente vehicular de estudio.	30
Figura 3.4: Detalle de la sección de las pilas de concreto armado.	30
Figura 3.5: Definición de la sección de la trabe.....	31
Figura 3.6: Definición del tablero.	32
Figura 3.7: Definición del cabezal.	32
Figura 3.8: Definición de la pila.	33
Figura 3.9: Vehículo T3-S2-R4. Adaptado de NOM-012-SCT-2-2017 [37].	34
Figura 3.10: Histograma de los pesos totales de los vehículos T3-S2-R4.....	35
Figura 3.11: Estaciones meteorológicas que opera la CAEM. Precipitación media anual en la temporada de lluvias 2020. Fuente: CAEM.....	36
Figura 3.12: Distribuciones de probabilidad para estaciones ubicadas en zonas con alta precipitación.....	37
Figura 3.13: Interfaz para el módulo de olas en SAP2000®.	40
Figura 3.14: Distribución de esfuerzos en pilas debido a la demanda hidráulica.....	40
Figura 3.15: Carga hidrodinámica en vista transversal del puente vehicular.	41
Figura 3.16: Relación A-T para cada nivel de confianza (1- α) con pH=0.05.....	46
Figura 3.17: Conexión en serie.	48
Figura 3.18: Conexión divergente.....	48
Figura 3.19: Conexión convergente.	49

Figura 4.1: Comportamiento de los vehículos registrados en la base de datos, considerando el peso total por vehículo.	52
Figura 4.2: Distribución de probabilidad de la estación Tejupilco.	52
Figura 4.3: Variación del coeficiente de difusión durante el tiempo de servicio de la estructura.	54
Figura 4.4: Variación del área total de acero de refuerzo reducida en el tiempo de propagación de la corrosión (T_{prop}).....	55
Figura 4.5: Comparación entre el diagrama “momento-curvatura” de la sección inicial (sin deterioro por corrosión) y la sección dentro de 100 años de deterioro por corrosión.	56
Figura 4.6: Diagrama de interacción para la columna sin pérdida y con pérdida de acero de refuerzo transcurridos 100 años.	57
Figura 4.7: Distribuciones de algunas variables de respuesta obtenidas mediante el análisis estructural: a) MaxM3, b) MaxV2, c) U2.	60
Figura 4.8: Red Bayesiana realizada a partir de los datos obtenidos del modelo.	63
Figura 4.9: Matriz de correlación de las variables de la RBNP.	64
Figura 4.10: Proceso para aplicación de criterio de falla.	66
Figura 4.11: Diagrama de interacción de la pila crítica del puente vehicular para cada simulación.	67
Figura 4.12: Diagrama de interacción de la pila crítica del puente vehicular para cada simulación, con sección circular de diámetro de 45 cm y 20 varillas de refuerzo longitudinal.....	68
Figura 4.13: a) Cortante en dirección del eje X, b) Cortante en dirección del eje Y, c) Momento alrededor del eje Y, d) Momento alrededor del eje X, e) Fuerza axial resultante, f) Torsión resultante.	75
Figura 4.14: a) Desplazamientos en el eje x, b) Desplazamientos en el eje y, c) Desplazamientos en el eje z.	77
Figura 4.15: a) Rotaciones alrededor del eje X, b) Rotaciones alrededor del eje Y, c) Rotaciones alrededor del eje Z.	78

ÍNDICE DE TABLAS.

Tabla 2.1: Índices de confiabilidad de acuerdo con CSA S408-1981	16
Tabla 2.2: Índices de confiabilidad de acuerdo con AASHTO 1992 y OGBC 1992	16
Tabla 2.3: Índices de confiabilidad de acuerdo con distintos códigos.....	17
Tabla 3.1: Coeficientes de escurrimiento (C) para el Método Racional de acuerdo con la norma M-PROY-CAR-1-06-003/00.	38
Tabla 3.3.- Riesgo de corrosión en la barra de acero de refuerzo relacionada a los rangos de C_{cr} [45]......	42
Tabla 3.4.- Valores para C_o en porcentaje del peso del material cementante [45].	43
Tabla 4.1.- Datos para determinar el periodo de inicio de la corrosión (T_{corr}).	53
Tabla 4.2.- Datos para determinar la reducción del área de acero de refuerzo sujeto a corrosión.	54
Tabla 4.3.- Resumen de variables obtenidas en la simulación de Monte Carlo, con la interacción MATLAB®-SAP2000®.....	59
Tabla 4.4: Variables analizadas y correlacionadas para la Red Bayesiana.....	62
Tabla 4.5: Probabilidad de falla e índice de confiabilidad para las configuraciones de sección evaluadas.....	69
Tabla 4.6: Intervalos de valores de densidad de corriente de corrosión relacionados con su significado en términos de vida de servicio del acero de refuerzo [55]......	78

CAPÍTULO 1.

1.- Introducción.

1.1.- Planteamiento del problema.

La corrosión es un fenómeno químico en el cual las propiedades y la integridad de un material sólido se modifican debido a las reacciones electroquímicas que ocurren en su superficie al interactuar con el entorno. El material tiende a buscar una forma más estable o con un menor nivel de energía interna [1].

Este fenómeno afecta a las estructuras de concreto armado reduciendo el área del acero de refuerzo, mermando sus propiedades mecánicas y además la reacción química generada en este proceso origina “productos de corrosión”, los cuales, por su volumen, provocan agrietamientos en la estructura, dañando el recubrimiento que rodea al acero, y en casos más severos, dejando completamente expuesta la armadura de refuerzo.

Por otra parte, en México no existe una recopilación completa de información relacionada con la falla de puentes de concreto reforzado debido a este tipo de fenómeno. Aunque se sabe que existen 7 288 puentes, de acuerdo con la SCT [2], de los cuales la mayoría tienen edades de aproximadamente 50 años. Tomando en cuenta que el desgaste por corrosión incrementa conforme transcurre el tiempo, resulta importante poder hacer un estudio donde se realice el cálculo de probabilidad de falla para poder estimar la vida útil de la estructura o incluso prolongar su durabilidad.

Resulta evidente notar que este deterioro vuelve vulnerable a la estructura, sobre todo ante acciones accidentales, como lo son las debidas a impactos, sismos, aire o inundaciones. Proske [3] realizó una recopilación de distintos trabajos donde autores registraron las causas de colapsos en puentes en diferentes partes del mundo, con lo que concluyó que, en promedio, una de las causas principales del colapso de puentes son las inundaciones.

Existe evidencia de que las inundaciones pluviales provocan afectaciones y fallas en este tipo de infraestructura. Por ejemplo, en el 2013 los huracanes Ingrid y Manuel dejaron 91 carreteras y

autopistas federales dañadas por las lluvias, el puente Corona Poniente, ubicado en la autopista Ciudad Victoria-Monterrey, tuvo afectaciones debido a la creciente del río El Comandante. Además, en la carretera Jiquilpan-Colima, colapsó el puente Contla [4].

El problema que se desea estudiar consiste en determinar la probabilidad de falla de un puente vehicular, considerando el comportamiento en la pila debido al deterioro por corrosión y ante inundaciones pluviales. Se considerará además la carga provocada por el peso propio de la estructura y las cargas vivas. Se espera que la disminución del área de acero transversal contribuya a que ocurran fallas por compresión y por flexión, esto debido a la pérdida de confinamiento, por el deterioro del refuerzo transversal, y refuerzo longitudinal.

1.2- Justificación.

Los daños en puentes llevan a realizar reparaciones y trabajos de mantenimiento que encarecen el proyecto inicial, o en el peor de los casos, no es posible que siga dando servicio y es necesario prescindir de este, sustituyéndolo con la construcción de uno nuevo. Por lo que analizar el riesgo en estos sistemas debido a la corrosión puede ayudar a gestionar de una manera más consciente las inversiones en este tipo de obras.

El garantizar la vida útil de una infraestructura de este tipo servirá también a generaciones futuras, siguiendo de esta forma una filosofía sostenible, además el evitar fallas estructurales, como podría ser el colapso del sistema, puede garantizar la seguridad de los usuarios y mantener la comunicación que proporcionan estas estructuras, como, por ejemplo, en el caso de puentes carreteros que conectan diversas comunidades.

En investigaciones relacionadas se ha observado que la probabilidad de falla se obtiene a partir de considerar, a través de los años, cómo disminuye la confiabilidad de la estructura debido a la pérdida de acero de refuerzo, y de manera recíproca aumenta la probabilidad de falla, considerando variaciones en el momento resistente en vigas o cambios en los momentos de agrietamiento de las secciones transversales [5].

De acuerdo con Proske (2018), distintas publicaciones indican que la causa que provoca más colapsos en puentes son las inundaciones (25 %), seguido de impactos (19 %), socavaciones (17 %) y sobrecarga (13.5 %). Por lo que interesa analizar el comportamiento de los puentes ante inundaciones, considerando además un estado de deterioro, debido a la edad de los puentes en México, además se sabe que en el país existen 1374 puentes que atraviesan ríos o arroyos y estos fueron construidos entre 1940 y 1980 (Vázquez et al.), [6].

En distintas regiones alrededor del mundo, un puente estará sometido a múltiples peligros extremos durante su vida útil esperada [7]. Considerando las condiciones existentes en México, resulta interesante revisar la confiabilidad de puentes con niveles de deterioro significativos ante cargas hidrodinámicas provocadas por inundaciones.

Flint et al. [8], concluyen en su trabajo que es importante revisar el riesgo de colapso en puentes por acciones hidráulicas, debido a la creciente probabilidad de altos flujos provocados por el calentamiento global y cambio en el uso de tierras. Además, la falla hidrodinámica es crítica en las pilas de puentes cimentados sobre terreno firme (rocosos), donde es poco probable que la socavación cause la falla [9].

Para la realización de este estudio se planea hacer simulaciones para estimar de forma aleatoria las condiciones de interés, como lo es la carga viva de la estructura, su nivel de corrosión, la creciente del agua en el río y la resistencia de la estructura. Se propone realizar un *script* que facilite la operación del software de análisis estructural de manera externa, es decir, sin recurrir directamente a la interfaz de dicho programa. Con esto se espera proponer una metodología que sea además de ayuda para futuros trabajos.

1.3.- Hipótesis.

El deterioro por corrosión, acumulado en 100 años de su vida útil, en la pila de concreto armado de un puente vehicular provocará que su confiabilidad disminuya en un 20 % ante cargas hidrodinámicas originadas por inundaciones en comparación con una pila de concreto armado sin deterioro.

Operacionalización de variables:

A mayor corrosión menor resistencia en el elemento, por lo tanto, habrá una mayor probabilidad de falla, y con esto una menor confiabilidad ante impulsos hidrodinámicos. De tal forma que la resistencia de la pila, su probabilidad de falla y su confiabilidad serán variables que dependerán del efecto de la corrosión y la carga hidrodinámica (variables dependientes).

1.4.- Objetivos.

1.4.1.- Objetivo general:

Calcular la probabilidad de falla en una pila de concreto reforzado de un puente vehicular sometido a acciones hidrodinámicas mediante la determinación en la variación del comportamiento a flexocompresión debido al efecto de la corrosión a través del tiempo utilizando simulación de Monte Carlo y Redes Bayesianas No Paramétricas, con el fin de obtener el nivel de confiabilidad de la estructura.

1.4.2.- Objetivos específicos:

- 1.- Recabar información del puente de estudio para determinar las características geométricas, resistencia del concreto a compresión, configuración del armado de refuerzo, año de construcción, entre otros. Esto mediante consultas en el registro de SIPUMEX, con el fin de modelar el puente a analizar y calcular parámetros relacionados con su deterioro.
- 2.- Recabar registros de precipitaciones de estaciones cercanas al puente de estudio mediante la base de datos existente y realizar una comparación para determinar la más desfavorable con el fin de simular las acciones hidrodinámicas durante una inundación actuando sobre el puente vehicular.
- 3.- Obtener los parámetros probabilistas del registro de precipitaciones seleccionado para estimar el caudal en el río sobre el que pasa el puente de interés para diferentes periodos de retorno.

4.- Determinar el estado de deterioro por corrosión del puente para 100 años de vida útil, utilizando fórmulas existentes con base al deterioro uniforme, con el fin de determinar cómo disminuye su resistencia.

5.- Elaborar un código que facilite el análisis con un programa de cálculo estructural mediante la programación en MATLAB® para obtener valores de respuesta de la estructura aplicando diferentes demandas (carga viva e impulsos hidrodinámicos) de forma aleatoria.

6.- Calcular la probabilidad de falla determinando el total de eventos en los que la demanda actuante es mayor a la que puede resistir la pila y así obtener la confiabilidad de la estructura.

1.5.- Alcances y limitaciones.

1.5.1.- Alcances.

En el presente trabajo se desarrolla una metodología para evaluar la confiabilidad de una pila de concreto armado representativa de una tipología de puentes vehiculares utilizados en México. La estructura es sometida simultáneamente a cargas hidrodinámicas y cargas vivas, considerando el deterioro por corrosión del acero de refuerzo.

La metodología integra modelos de deterioro por corrosión, análisis estructural, simulación de Monte Carlo, Redes Bayesianas No Paramétricas y herramientas de automatización desarrolladas en MATLAB® y SAP2000®. La simulación de Monte Carlo es utilizada para representar diferentes escenarios que corresponden a las variaciones en los datos de entrada, mientras que en la Red Bayesiana No Paramétrica se modela la dependencia probabilista entre dichas variables y permite obtener un conjunto de escenarios consistentes con el comportamiento estadístico del sistema.

La respuesta estructural del puente se determina mediante un análisis lineal (SAP2000®), obteniendo los elementos mecánicos de la pila. Posteriormente, para cada escenario generado, la capacidad resistente de la sección se actualiza considerando el nivel de deterioro por corrosión y se compara con la demanda mediante el diagrama de interacción correspondiente. Finalmente, la

probabilidad de falla se estima a partir de la proporción de escenarios que no satisfacen el criterio de resistencia.

La metodología propuesta en este trabajo consiste en una herramienta para evaluar probabilísticamente el efecto en conjunto de las acciones hidráulicas, las cargas vivas y muertas, y el deterioro por corrosión sobre la confiabilidad estructural de pilas de concreto reforzado de puentes vehiculares con características similares.

1.5.2.- Limitaciones.

La investigación se limita al análisis de una pila de concreto armado representativa de una tipología de puentes vehiculares utilizados en México, por lo que la metodología propuesta aplica a sistemas estructurales con características similares y bajo las hipótesis adoptadas.

La respuesta de la estructura se obtiene a partir de un análisis lineal, por lo que no se consideran efectos no lineales del material o de la geometría, tales como plastificación, agrietamiento progresivo, efectos de segundo orden o redistribución de esfuerzos.

La condición de falla se establece mediante la comparación entre la demanda estructural (carga axial y momento flexionante) y la capacidad resistente determinada mediante diagramas de interacción actualizados con el nivel de corrosión. En consecuencia, el deterioro por corrosión se incorpora únicamente en la evaluación de la capacidad resistente de la sección y no modifica el análisis estructural global del puente.

Asimismo, el estudio considera únicamente la corrosión uniforme inducida por cloruros, el efecto del empuje hidrodinámico durante inundaciones pluviales y las variables probabilísticas incluidas en el modelo, sin contemplar otros mecanismos de deterioro o acciones que puedan influir en el desempeño estructural.

1.5.3.- Suposiciones de la metodología propuesta.

Para representar el comportamiento del puente y desarrollar la evaluación probabilística propuesta, se adoptan las siguientes hipótesis.

1.5.3.1.- Modelo estructural.

- El puente vehicular se modela usando elementos tipo *frame* y *shell*, de acuerdo con la geometría representativa adoptada para la investigación, con el programa SAP2000®.
- La geometría utilizada se basa en una tipología de puentes vehiculares utilizados en México para la representación estructural del sistema y la ejemplificación de la metodología propuesta.
- Se desprecia la interacción suelo-estructura, modelando la cimentación de las pilas como empotramientos.
- El análisis estructural es lineal, suponiendo pequeñas deformaciones y desplazamientos.
- No se consideran efectos de segundo orden, plastificación del acero, agrietamiento progresivo del concreto, redistribución de esfuerzos ni comportamiento no lineal de los materiales.
- Los materiales se consideran homogéneos e isotrópicos.
- La finalidad del análisis estructural es obtener los elementos mecánicos correspondientes a la demanda estructural sobre la pila.

Debido a que el análisis estructural es lineal, el deterioro por corrosión no se incorpora directamente en el modelo del puente. La demanda estructural se obtiene a partir del modelo estructural, mientras que la reducción de la capacidad resistente ocasionada por la corrosión se incorpora posteriormente durante la evaluación de la sección transversal mediante su correspondiente diagrama de interacción.

1.5.3.2.- Modelo de deterioro.

- La corrosión considerada es uniforme e inducida por la penetración de cloruros.
- El inicio y propagación del deterioro se estiman mediante modelos reportados en la literatura.
- El deterioro se representa exclusivamente mediante la reducción del área del acero de refuerzo longitudinal.

- No se consideran efectos asociados a pérdida de adherencia, fisuración por corrosión, desprendimiento del recubrimiento, disminución del módulo de elasticidad del acero o cambios en la rigidez del puente.
- La vida útil considerada es de 100 años.

1.5.3.3.- Modelo de cargas.

- Las cargas permanentes se consideran constantes.
- Las cargas vivas se representan mediante cargas estáticas equivalentes.
- Las acciones hidrodinámicas se calculan mediante la teoría lineal de Airy.
- Las fuerzas hidráulicas se aplican como cargas estáticas equivalentes.
- No se consideran efectos dinámicos fluido-estructura.

1.5.3.4.- Modelo probabilístico.

- La incertidumbre de las variables de entrada se representa inicialmente mediante simulación de Monte Carlo, generando un conjunto de escenarios que sirven como base para la construcción de una Red Bayesiana No Paramétrica.
- La Red Bayesiana No Paramétrica se emplea para representar las dependencias probabilísticas entre las variables del sistema y generar un mayor número de escenarios conservando dicha dependencia.
- La condición de falla de cada escenario se determina comparando la demanda estructural (carga axial y momento flexionante) con la capacidad resistente obtenida mediante el diagrama de interacción correspondiente a la sección deteriorada.
- La probabilidad de falla se estima como la relación entre el número de escenarios que incumplen el criterio resistente y el número total de escenarios analizados.

1.6.- Metodología.

Para desarrollar los objetivos generales y particulares, el presente trabajo consta de los siguientes pasos:

- 1.- Se realizará una revisión de la literatura disponible, relacionada con el tema de investigación.
- 2.- Se seleccionará el puente de estudio; para esto es importante tener en cuenta el interés por puentes vehiculares de concreto armado, que estén ubicados en el centro del país y que además presenten deterioro por corrosión debido a la humedad provocada por la presencia de cuerpos de agua cercanos.
- 3.- Se determina el tamaño de muestra para precipitaciones del sitio y se recopilan dichos datos de estaciones cercanas al sitio de interés.
- 4.- Se presentan las características del puente a estudiar el cual debe estar sometido a condiciones de deterioro por corrosión. Además, será necesario recabar información sobre algunas de sus especificaciones técnicas.
- 5.- Se recopila información sobre aforos vehiculares para el puente de estudio.
- 6.- Se determina y analiza la configuración del acero de refuerzo en la pila de concreto armado.
- 7.- Se realiza un análisis estadístico de los datos obtenidos en los puntos anteriores 2, 3, 4 y 5 para determinar su distribución de probabilidad y sus parámetros estadísticos.
- 8.- Utilizando formulaciones hechas por otros autores se determinan los periodos de inicio y propagación de la corrosión para saber cómo se comporta su resistencia a través del tiempo.
- 9.- Para estimar los impulsos hidrodinámicos se hará uso de la teoría lineal de Airy [10], sin embargo, es necesario conocer también el gasto, esto en función del área de la cuenca, la precipitación, rugosidad, pendiente, entre otros.

$$\eta = A_w * \cos(k * x - \omega * t) \quad (1.1)$$

Esta teoría asume que el comportamiento de las olas es lineal y con amplitudes pequeñas con respecto a su longitud de onda.

10.- Se realizan 1 500 simulaciones con el método de Monte Carlo y posteriormente se amplían los escenarios con la Red Bayesiana No Paramétrica, para determinar la probabilidad de falla, involucrando la variación de la resistencia de la pila y la variación de las cargas actuantes. La probabilidad de falla es igual a:

$$P_f = [\#G(x) \leq 0]/N \quad (1.2)$$

Donde:

N = Son los números aleatorios generados.

$G(x)$ = Es la función de estado límite que se evalúa mediante la resta de la resistencia $R(x)$ menos la sollicitud (carga actuante) $S(x)$.

Se propone usar un software para llevar a cabo las simulaciones, así como uno para realizar el análisis y diseño estructural (por ejemplo, MATLAB® y SAP2000®), con los cuales se realizará un modelo del puente de estudio para la simulación de las cargas actuantes, haciendo un algoritmo que conecte ambos programas.

11.- Finalmente se analizan los resultados obtenidos, se realiza un resumen y se elaboran las conclusiones y recomendaciones derivadas de la investigación.

1.7.- Organización del documento.

El presente trabajo contará con un apartado introductorio, en el cual se planteará el problema de investigación, comentando las razones por las que se considera importante el llevar a cabo el estudio, los objetivos a cumplir, la metodología a emplear para concretar cada objetivo, la hipótesis de la investigación, los alcances y limitaciones del proyecto.

En un primer capítulo se hará una revisión de los conceptos básicos implicados en la investigación, así como la revisión de métodos y formulaciones existentes para determinar la durabilidad de estructuras sometidas al fenómeno de corrosión y cómo se determina la durabilidad de estos elementos.

En el segundo capítulo se presentarán métodos existentes para el cálculo de la confiabilidad, el riesgo de la estructura y simulaciones, además se definirán conceptos básicos como estados límites, probabilidad de falla, costos admisibles, entre otros.

En el tercer capítulo se presentan las características del puente de estudio, los datos obtenidos en aforos y pruebas no destructivas, y su análisis estadístico. Además, se realizarán los cálculos correspondientes para determinar su probabilidad de falla.

En el último apartado se analizan los resultados obtenidos y se realiza un resumen de estos. Se comentan las conclusiones del estudio, así como recomendaciones para futuros trabajos y se muestran las referencias bibliográficas.

CAPÍTULO 2.

2.- Antecedentes

2.1.- Marco teórico.

Es de importancia comprender en qué consiste el efecto de la corrosión y cómo afecta a los elementos de concreto armado. Para estudiar este fenómeno se debe realizar un análisis con criterios probabilistas debido a que este tipo de deterioro involucra variables que generan incertidumbre, como las condiciones ambientales, la variación de cargas actuantes, la variación en la resistencia a la compresión del concreto, entre otras.

También, se muestran algunos conceptos para el desarrollo y cálculo de la probabilidad de falla, confiabilidad y riesgo. Finalmente, se anexa una revisión del estado del arte referente a los estudios que se han realizado en torno este tipo de desgaste y la confiabilidad de estructuras sometidas a este tipo de deterioro.

2.1.1.- Corrosión.

La corrosión es el proceso de deterioro que padece un material en consecuencia al ataque químico de su entorno [11]. Este fenómeno puede ser de naturaleza química, donde un material sólido es disuelto por un líquido corrosivo; y de naturaleza electroquímica, en la cual los átomos metálicos de un material sólido son removidos debido a que se produce un circuito eléctrico [1]. Este último es el que tiene mayor incidencia en ataque a los metales y, por ende, en las estructuras de concreto armado.

La de naturaleza electroquímica ocurre cuando los átomos metálicos liberan electrones y se transforman en iones. A medida que el metal se va deteriorando gradualmente se generan subproductos del proceso de corrosión. Este proceso electroquímico suele ocurrir en presencia de un medio acuoso, en el cual los iones se encuentran en la tierra, el agua o el aire húmedo. En este proceso se forma un circuito eléctrico, a dicho sistema se le conoce como celda electroquímica [1].

En el concreto armado, este desgaste ocurre cuando se tiene presencia de oxígeno (aire), humedad (agua) y la formación de una celda electroquímica, que sucede después de que el acero de refuerzo sufre una despasivación [12].

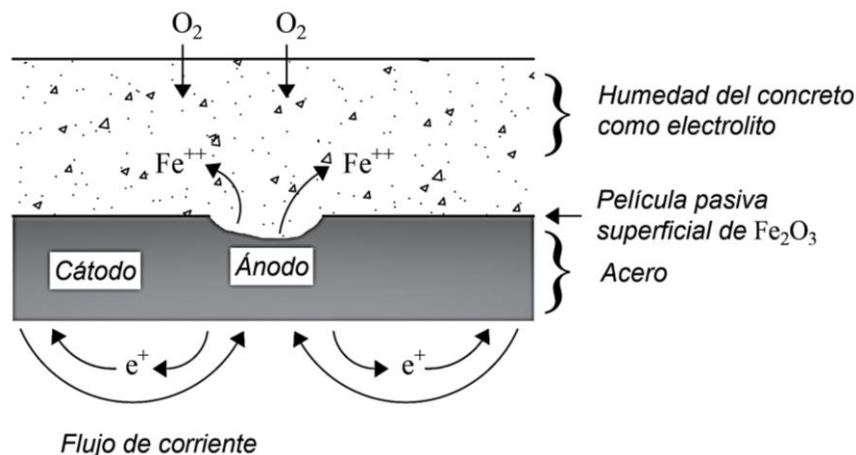


Figura 2.1. Proceso de corrosión en el acero de refuerzo del concreto, Mehta 1993 [13].

Cuando un concreto es diseñado, fabricado y colocado de manera correcta, presenta un ambiente alcalino que favorece la formación de una película pasiva sobre la superficie del acero de refuerzo, la cual lo protege contra la corrosión. Para lograr dicha pasividad es necesario que el concreto cuente con un nivel alto de pH, además de evitar, como se mencionaba anteriormente, la presencia de oxígeno y humedad. Las principales causas de este fenómeno en el concreto reforzado son: la inducida por carbonatación y la inducida por cloruros [1].

En la provocada por carbonatación el pH del concreto cambia debido a su porosidad pues permite el ingreso de dióxido de carbono (CO_2) que se encuentra de forma natural en el aire; de tal manera que cuando el pH alrededor del acero de refuerzo disminuye a un valor cercano al 9, la capa de óxido protector pierde su estabilidad y, por lo tanto, da paso a la corrosión [14].

Para el caso de la ocasionada por cloruros, esta ocurre cuando los iones de cloruro se introducen en el elemento de concreto, esto puede suceder debido a una fuente interna, es decir, que los materiales utilizados para la elaboración de la mezcla (agua, cemento y agregados pétreos) estén contaminados con cloruros. Sin embargo, este fenómeno también puede ocurrir a partir de una fuente externa, por ejemplo, por el uso de sales de deshielo o por la exposición al agua de mar. En

este caso la penetración de los iones cloruro hasta la superficie de acero se debe, principalmente, a la atracción capilar y la difusión iónica [15].

Tanto en la inducida por carbonatación como en la debida a cloruros se producen productos por corrosión mientras disminuye el acero de refuerzo, estos productos tienen un volumen considerablemente mayor al del acero y debido a esto se generan agrietamientos y desprendimientos del recubrimiento en el elemento de concreto armado por lo que la estructura se vuelve más vulnerable al deterioro ambiental.

La corrosión electroquímica puede tomar distintas formas, puede tener un ataque uniforme, esto ocurre cuando un metal es colocado en un electrolito y algunas regiones son anódicas a otras. Estas regiones se pueden mover e incluso invertir, debido a que las regiones anódicas y catódicas cambian continuamente se produce un desgaste uniforme [1].

De forma contraria, cuando las regiones siempre actúan como ánodos mientras otras actúan siempre como cátodos, se produce un ataque galvánico debido a la formación de las celdas galvánicas, dichas celdas se pueden dividir en tres tipos: celdas de composición, celdas de esfuerzo y celdas de concentración [1].

Además, el tipo de corrosión puede clasificarse de acuerdo a la forma o apariencia que toma en el metal, de acuerdo a Fontana [16], existen ocho tipos: ataque uniforme, galvánica, en grieta, picadura, intergranular, disolución selectiva, por erosión y de bajo esfuerzo.

2.1.2.- Confiabilidad.

En la ingeniería estructural se han aplicado de manera extensa metodologías deterministas, es decir, técnicas y formulaciones que no consideran la variación de las propiedades de los materiales, la magnitud de cargas o incluso los costos que se puedan ver involucrados en la construcción y mantenimiento de la estructura [17].

Por lo que, para poder determinar la probabilidad de falla y la confiabilidad de un puente vehicular en estado de deterioro es importante considerar la incertidumbre en torno a la variación de la resistencia de la estructura debido a la pérdida de acero de refuerzo por la corrosión, la variación

de las cargas actuantes y accidentales, así como los costos admisibles en caso de falla (empleado para el cálculo del riesgo).

Para este trabajo se pretende calcular la probabilidad de falla (P_f) utilizando el método de simulación de Monte Carlo, el cual consiste en simular las variables aleatorias involucradas en un problema mediante números aleatorios generados a partir de distribuciones de probabilidad. Para llevar a cabo este método, como se comentaba, es necesario conocer la distribución de probabilidades de las variables aleatorias a utilizar, las cuales se consideran en la función de estado límite (o función de desempeño):

$$G(x) = R(x) - S(x) \quad (2.1)$$

Donde $R(x)$ es la resistencia y $S(x)$ es la solicitud o carga actuante [18]. Como se puede observar en la figura 2.2, en el área de traslape ($G(x)$) corresponde a la probabilidad de que los datos de ambas muestras ($R(x)$ y $S(x)$) coincidan o sean iguales.

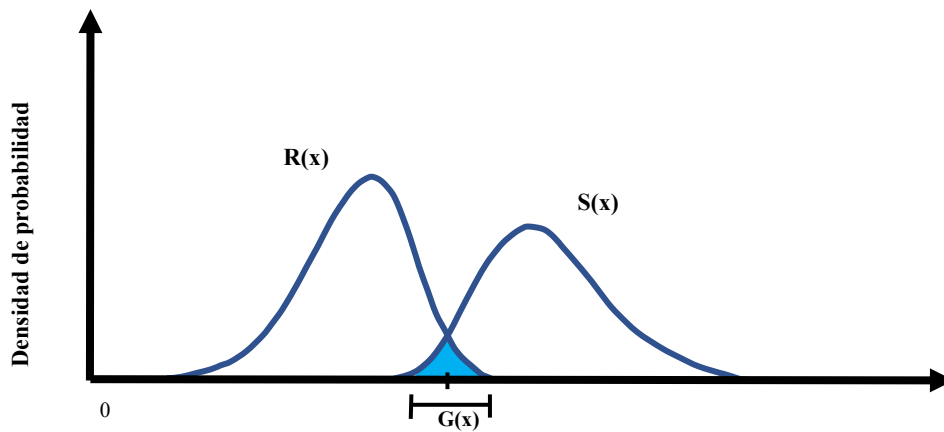


Figura 2.2: Cálculo de la función de desempeño.

Después se generan muestras para cada variable aleatoria de tamaño N , usando sus distribuciones de probabilidad y con ellas se evalúa la función de estado límite $G(x)$. Se procederá a contar el número de veces en las que no se cumple con la condición del estado límite, es decir, las veces que $G(x)$ sea menor o igual a 0, y con base a esto calcular la probabilidad de falla P_f .

$$P_f = (\Sigma G(x) \leq 0)/N \quad (2.2)$$

Donde N es igual a los números aleatorios generados.

Para el cálculo de la confiabilidad β se usa la expresión:

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (2.3)$$

Donde Φ es una función de distribución de probabilidad acumulada normal con media (μ) igual a cero y desviación estándar (σ) igual a uno. A partir de lo anterior y aplicando el procedimiento inverso se obtiene el valor de confiabilidad (β).

Existen diferentes valores admisibles para la confiabilidad (β), sin embargo, pueden llegar a variar dependiendo del uso y condiciones de servicio de la edificación, los materiales e incluso costos. Por lo que resulta útil tomar de referencia algunos códigos que especifican valores para β [19]:

El reglamento CSA S408-1981 (Canadian Standards Association) establece los siguientes índices de confiabilidad [20]:

Tabla 2.1: Índices de confiabilidad de acuerdo con CSA S408-1981

Clasificación de consecuencias	CSA S408 β_{30}	
	Falla dúctil	Falla frágil
Baja	2.5	3.0
Normal	3.5	4.0
Alta	4.0	4.5

En el caso de puentes los reglamentos AASHTO 1992 y OHBDC 1992 establecen los siguientes índices:

Tabla 2.2: Índices de confiabilidad de acuerdo con AASHTO 1992 y OGBC 1992

Reglamento	Índice
AASHTO 1992	$\beta_t=3.50$
OHBDC 1992	$\beta_{50}=3.75$

Además, Galambos [21] comenta los siguientes índices de confiabilidad de algunos códigos de diseño:

Tabla 2.3: Índices de confiabilidad de acuerdo con distintos códigos.

Estándar	Descripción	β
AISC, LRFD 1984, ANSI A 58.1 1982.	Cargas por peso propio, cargas vivas y provocadas por nieve.	3.00
	Cargas verticales y provocadas por el viento.	2.50
	Cargas verticales y provocadas por sismos.	1.75
Código canadiense para acero, estructuras de concreto y puentes.	Con períodos de diseño de 30 años.	3.50
Eurocódigo.	Construcción estándar.	3.50
Códigos nórdicos (Dinamarca, Finlandia, Groenlandia y Suecia).	-	4.30

2.1.3.- Método de análisis y diseño.

De acuerdo con Bazáez et al. [22], el código canadiense contiene dos metodologías para el diseño, la primera basada en un análisis lineal elástico para puentes simples ubicados en zonas de baja sismicidad, y otra basada en el diseño por desempeño, donde se toman en cuenta los esfuerzos y deformaciones no lineales. Se definen cuatro niveles de daño: mínimo, reparable, extensivo y probable remplazo.

Para el daño mínimo las deformaciones unitarias en estructuras de concreto armado, el concreto no debe sobrepasar el valor de 0.006, y el acero de refuerzo no excederá de 0.01. En el daño reparable la estructura puede incursionar en el rango no lineal, pero el daño en sus elementos primarios no debe tener una reparación compleja, de tal forma que no se interrumpan sus condiciones de servicio, además las deformaciones unitarias del acero de refuerzo no deben pasar de 0.025 [22].

En el daño extensivo, la estructura responderá en el rango no lineal, con daños visibles en los elementos, sin embargo, no se permite una pérdida importante de su resistencia. El núcleo de concreto confinado no debe exceder del 80% de la capacidad última de deformación. Además, la deformación unitaria del acero no debe exceder del 0.05. En el caso de tipo de daño “posible

remplazo”, existe un daño considerable en la estructura, pero no permite la caída de los vanos. Los elementos de concreto armado no deben alcanzar el nivel de aplastamiento y la deformación unitaria del acero de refuerzo no debe ser mayor a 0.075 [22].

2.1.4.- Teoría de ondas.

Como se mencionó anteriormente, las inundaciones provocan acciones hidráulicas que afectan al puente vehicular, como la socavación, la subpresión bajo el tablero y/o empujes hidrodinámicos. En este trabajo se analiza esta última acción, para ello es necesario obtener las fuerzas que se producen por la interacción entre el fluido y la estructura sobre los elementos, que para este caso se analizarán las pilas del sistema estructural. Para poder evaluar dichas fuerzas es necesario conocer el flujo que rodea al elemento [10].

Para poder modelar los empujes hidrodinámicos provocados por la corriente de agua, resulta conveniente idealizarlos como ondas o como oleaje, de forma similar a la conceptualización para el diseño de estructuras en alta mar.

Las olas están compuestas de las siguientes partes [23]:

Cresta: Punto máximo de elevación de la ola.

Valle: Punto más profundo de la ola.

Altura: Diferencia vertical entre la cresta y el valle de la ola.

Periodo: Intervalo de tiempo en el que dos crestas consecutivas pasan por un mismo punto fijo.

Longitud de onda: Distancia entre dos crestas consecutivas.

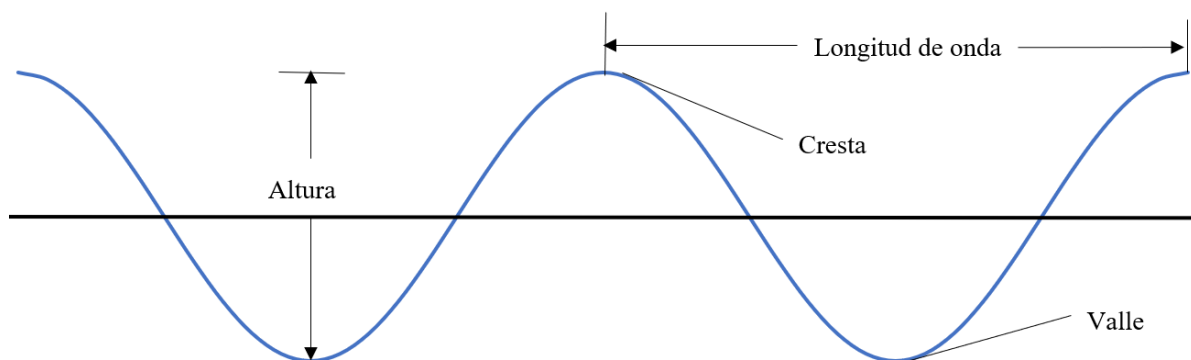


Figura 2.3: Geometría de las olas.

2.1.4.1.- Teoría lineal de Airy.

Para estudiar el movimiento del agua alrededor de una estructura es posible utilizar modelos matemáticos basados en la teoría lineal de Airy, pues permite analizar y cuantificar el efecto del oleaje actuando sobre los elementos estructurales empleando la siguiente ecuación [10]:

$$\eta = A_w * \cos(k * x - \omega * t) \quad (2.11)$$

Donde:

A_w = Amplitud de la onda.

ω = Frecuencia de oscilación de la ola.

k = Número de olas.

Esta teoría plantea que las olas son lineales y con una amplitud pequeña con respecto a su longitud de onda. Además, considera que las ondas no evolucionan en el tiempo ni en el espacio; que el fluido es incompresible y se desprecian los efectos de viscosidad, tensión superficial y turbulencia [23].

2.1.4.2.- Método de Morison para el cálculo de fuerzas de oleaje.

Morison *et al.* [24], a partir de estudios experimentales, describen las fuerzas hidrodinámicas provocadas por la acción del oleaje sobre una pila vertical que se extiende desde el lecho inferior hasta la superficie libre del agua. En su planteamiento se establece que la fuerza horizontal ejercida en la dirección del flujo puede interpretarse como la suma de dos componentes principales: la fuerza de arrastre y la fuerza relacionada a los efectos de la inercia [25].

$$f = \rho * C_M * \frac{\pi D^2}{4} * \ddot{u} + \frac{1}{2} * \rho * C_D * D * |\dot{u}| * \dot{u} \quad (2.12)$$

Donde:

f = Fuerza hidrodinámica normal al cilindro.

D = Diámetro exterior del elemento.

C_D = Coeficiente de arrastre.

C_M = Coeficiente de inercia.

ρ = Densidad del agua.

$\dot{u}$ = Velocidad de la partícula de agua.

$\ddot{u}$ = Aceleración de la partícula de agua.

El desplazamiento horizontal de una partícula de agua, para ondas de baja amplitud, se describe con la siguiente ecuación [24]:

$$u = \frac{H}{2} * \frac{\cosh \frac{2\pi}{\lambda}(z+d)}{\sinh \frac{2\pi D}{L}} \operatorname{sen} \frac{2\pi t}{T} \quad (2.13)$$

Derivando con respecto al tiempo se obtiene la velocidad:

$$\dot{u} = \frac{\pi H}{T} * \frac{\cosh \frac{2\pi}{\lambda}(z+d)}{\sinh \frac{2\pi D}{L}} \cos \frac{2\pi t}{T} \quad (2.14)$$

De igual forma la aceleración puede ser obtenida derivando nuevamente con respecto al tiempo:

$$\ddot{u} = \frac{-2\pi H}{T^2} * \frac{\sinh \frac{2\pi}{\lambda}(z+d)}{\sinh \frac{2\pi D}{L}} \operatorname{sen} \frac{2\pi t}{T} \quad (2.15)$$

La ecuación de Morison aplica para estructuras de diámetro pequeño comparado con la longitud de la onda [25], para esto se debe revisar que la división del diámetro de la pila sobre la longitud de la onda sea mayor a 0.2. Se propone utilizar este método pues las condiciones de aplicaciones son las del caso de estudio.

2.2.- Estado del arte.

Se han estudiado los factores relacionados a la corrosión del acero de refuerzo, así como propuestos métodos de confiabilidad para evaluar estructuras expuestas a dicho desgaste, sin embargo, la mayoría de las aplicaciones se han realizado en vigas (elementos sujetos a flexión), por lo que se considera importante hacer una aplicación a pilas (elementos sometidos a flexo compresión).

En 1993, Andrade, Alonso y Molina, realizaron un análisis de la evolución de las grietas debido a la corrosión en el acero de refuerzo, para eso llevó a cabo una investigación experimental empleando cuatro probetas de concreto reforzado con una varillas de acero y recubrimiento de 2 a 3 cm de espesor, el deterioro fue inducido aplicando una corriente eléctrica de manera artificial,

para medir la pérdida de acero y la evolución de las grietas en las probetas se emplearon medidores extensiométricos adheridos a la superficie del concreto [26].

Se determinó que la relación entre la evolución de las grietas y la pérdida de acero tenía un comportamiento lineal, por lo que finalmente se estableció una relación descrita por la función [27]:

$$\Delta W = \gamma * \Delta \emptyset \quad (2.4)$$

Donde:

γ = Factor calculado a partir de la corriente aplicada para acelerar el efecto de la corrosión y de la sección transversal del acero de refuerzo.

ΔW = Incremento en el ancho de la grieta.

$\Delta \emptyset$ = Pérdida de diámetro de la barra.

Se han realizado estudios enfocados a puentes, Carrión, Hernández y Acosta [28] realizaron una investigación experimental en la que se determinó el efecto que tiene la corrosión en la variación del pre-esfuerzo de un cable (utilizados comúnmente en las trabes pre esforzadas), para esto se seleccionó un cable de acero ASTM 648-94 grado 270 de 2.7 mm de diámetro. En este experimento se consideraron tres ambientes agresivos. Se diseñó un marco rígido, el cual era sometido a esfuerzos de tensión mediante un tornillo. Se medía del grado de tensión del cable y en la parte central del marco rígido se colocó una celda con solución corrosiva por donde pasaba el cable para garantizar su desgaste, además dicho efecto fue acelerado suministrando al cable de una carga eléctrica de 12 Volts con 3 Amperes. Finalmente se determinaron dos etapas en la variación de pre-esfuerzo del cable con respecto a su deterioro, la primera etapa tiene una variación lenta con una reducción del esfuerzo inicial de 8%. La segunda etapa presentó una variación amplia y una reducción de hasta más del 90% del esfuerzo inicial.

Por su parte, Thoft-Christensen [29], a partir de un modelo estocástico propone una ecuación para determinar la evolución de las grietas en el concreto reforzado debido a la corrosión del acero de refuerzo. Para esto consideró que, una vez que aparece la primera fisura, el incremento en la

abertura de las grietas es proporcional con el volumen de los productos generados por la corrosión, como se observa en dicha ecuación:

$$\frac{1}{2} \left[\frac{\phi/2}{\phi/2 + C} + 1 \right] * C * \Delta W = (\alpha - 1) * \pi * \phi * \left[\frac{\Delta \phi}{2} \right] \quad (2.5)$$

Donde:

C = Recubrimiento del concreto (mm).

ϕ = Diámetro de la barra de acero de refuerzo (mm).

α = Relación entre las densidades del acero de refuerzo y sus productos de corrosión.

Torres y Martínez [30] analizaron también la relación entre el agrietamiento en la superficie del concreto reforzado y la pérdida de acero de refuerzo, realizando un estudio experimental con doce prismas sometidos a niebla salina, además se perforaron en cuatro puntos y se rellenaron con mortero contaminado con cloruro de sodio. El experimento duró aproximadamente 700 días, posterior a esto se extrajeron las barras de acero de refuerzo para determinar la pérdida de masa. Se concluyó la investigación determinando la relación entre la profundidad de la corrosión en el acero y el ancho de las grietas, la cual es descrita por la siguiente fórmula:

$$P_{prom} = \frac{\Delta W * 10^3}{\pi * \rho * \phi * L} \quad (2.6)$$

Donde:

P_{prom} = Profundidad de la corrosión en el acero (mm).

ϕ = Diámetro de la barra de acero de refuerzo sin corroer (mm).

L = Longitud de contacto de la barra de acero con el concreto (mm).

ρ = Densidad del acero de refuerzo, esto es 7.8 g/cm³.

En el trabajo de Muñoz [31], también se determinó la relación entre el ancho de grietas y el nivel de corrosión mediante un estudio experimental en el cual los especímenes de concreto reforzado estuvieron expuestos a la intemperie durante 17 años. El agua empleada para la elaboración de la mezcla contenía un 3% de calcio hidratado, se emplearon cuatro especímenes, dos vigas “T” y dos

columnas de sección rectangular. Con este estudio también se logró analizar la velocidad de penetración de los agentes corrosivos en los elementos de concreto armado.

$$W = k * \left[\frac{P_x}{C/\emptyset} \right] \quad (2.7)$$

Vigas “T”:

$$k = \begin{cases} 14.24 & \text{si } I_{corr} = 1.5\mu\text{m/año} \\ 10.68 & \text{si } I_{corr} = 2.0\mu\text{m/año} \end{cases}$$

Columnas:

$$k = \begin{cases} 20.35 & \text{si } I_{corr} = 1.5\mu\text{m/año} \\ 15.26 & \text{si } I_{corr} = 2.0\mu\text{m/año} \end{cases}$$

Donde:

W = Ancho de la grieta (mm).

C = Recubrimiento de concreto sobre la barra de acero de refuerzo (mm).

$\emptyset$ = Diámetro de la barra de acero de refuerzo (mm).

R₀ = Radio original de la barra de acero de refuerzo (mm).

k = Factor de proporcionalidad.

P_x = Penetración de la corrosión en el tiempo.

$$P_x = 0.0115 * I_{corr} * t \quad (2.8)$$

I_{corr} = Velocidad de corrosión (μm/año).

En un artículo, elaborado por Landa Ruiz et al. [32], se analizó como los efectos de la corrosión en el acero de refuerzo alteran la gráficas momento-curvatura de pilas de concreto reforzado. En este estudio se analizó una pila de sección rectangular, se obtuvieron gráficas para diferentes áreas de sección transversal de acero de acuerdo con la disminución de dicho material debido al desgaste.

De León, González y Díaz [5] desarrollaron un estudio en el que se determinó la variación del índice de confiabilidad de Cornell en función del tiempo para el caso de una viga presforzada de concreto simplemente apoyada perteneciente al sistema de un puente vehicular. Esto con base a la evaluación del comportamiento de los momentos de agrietamiento en las secciones transversales

del elemento estructural, los cuales son determinados a partir de los diagramas de momento-curvatura.

Asimismo, se aplicó un análisis probabilístico mediante el método de Simulación de Monte Carlo, donde las variables aleatorias usadas fueron: la resistencia a la compresión del concreto, el área transversal del acero de refuerzo y la carga viva; y en el caso de las variables deterministas se consideraron las dimensiones del elemento y la carga muerta.

Como resultado se obtuvo que después de cuatro años (una vez iniciada la corrosión) la variación del índice de confiabilidad no es relevante, sin embargo, después de seis años el valor disminuye a 1.75, por lo que se concluye que para esta edad no se garantizan condiciones de operación aceptables.

En 2012, Díaz Camacho realizó un estudio en el que se desarrolló un modelo, a partir del modelo estocástico de Thoft, para determinar la confiabilidad de una estructura de concreto reforzado expuesta a corrosión en su acero de refuerzo utilizando los datos obtenidos en el trabajo de Muñoz (2009), además se proponen dos ecuaciones para determinar el ancho de grieta dependiendo de su ubicación, si es en zona de borde o central del elemento [15]:

Zona en borde:

$$W = -2.73 \left[\frac{c}{\phi} \right]^{-1} - 6.89(Px) + 62.68 \left[\frac{Px}{c/\phi} \right] \quad (2.9)$$

Zona central:

$$W = 0.41 - 2.73 \left[\frac{c}{\phi} \right]^{-1} - 6.89(Px) + 62.68 \left[\frac{Px}{c/\phi} \right] \quad (2.10)$$

De León y Honorato [33] publicaron un artículo donde se analizó un puente ubicado en el Valle de Toluca aplicando criterios probabilistas, se estudió un elemento sometido a momentos flexionantes, viga de concreto reforzado, y su capacidad de carga debido a una corrosión por carbonatación, se determinó el periodo de inicio de deterioro, es decir el tiempo en el que los agentes externos llegan al acero de refuerzo de la estructura para que empiece a ser desgastada; una vez llegado a este punto se determina la pérdida de área de acero a través del tiempo con el modelo de Thoft-Christensen (1998, 2000, 2006), para esto se determina la profundidad de

penetración, la variación del ancho de grieta [15], la pérdida del área en función del tiempo y finalmente se utiliza el método de FORM (métodos de confiabilidad de primer orden, por sus siglas en inglés).

En el 2013, De León et al. [34], publicaron un artículo donde se propone una formulación basada en la confiabilidad para poder predecir de manera óptima cuando realizar una primera inspección considerando el deterioro por corrosión y la incertidumbre epistémica en el periodo de inicio de dicho fenómeno. En este estudio también se considera la reducción de momento resistente. Además, en este trabajo se contemplan los costos generados por las consecuencias que podría provocar la falla de la estructura. Dicha consideración es útil para calcular el riesgo, pues generalmente está en función de costos y/o porcentajes [34].

Con base en el objetivo de la investigación y apoyándose en las investigaciones previamente realizadas por los autores mencionados, se puede establecer la metodología que se presenta en el siguiente apartado, tal que nos permita desarrollar el trabajo.

CAPÍTULO 3.

3.- Marco Metodológico.

Para lograr los objetivos planteados en este trabajo es necesario realizar algunas suposiciones con el fin de poder conocer a fondo el comportamiento del puente de estudio, tanto por los daños provocados por el deterioro como las demandas provocadas por los caudales de agua en un río.

Por lo tanto, se supone que el sistema estructural cruza un río, de tal forma que esté sometido a condiciones de deterioro por corrosión y expuesto a avenidas importantes de agua. Para esto se analizan las zonas con mayor precipitación en el estado. Para la representación estructural se adopta una geometría basada en un puente vehicular existente, utilizada como referencia para ejemplificar la metodología propuesta.

Además, se capturan y analizan datos de aforos vehiculares para considerar las cargas vivas, dichos registros se obtienen de datos existentes, válidos para el Estado de México.

3.1.- Descripción de la metodología.

La metodología desarrollada en este trabajo tiene como objetivo evaluar la confiabilidad estructural de una pila de concreto reforzado de un puente vehicular, considerando la variación en las cargas vivas, provocadas por los vehículos, y el deterioro del acero de refuerzo debido al efecto de la corrosión. Para ello, se integran modelos probabilísticos, modelos de deterioro, análisis estructural y herramientas computacionales para generar y evaluar diferentes escenarios a los que puede estar sometida la estructura.

Para el análisis estructural, se utiliza una geometría representativa de puentes vehiculares existentes en México, el software utilizado para el análisis es el SAP2000®. El modelo considera cargas muertas, atribuidas al peso propio de la estructura, cargas vivas y acciones hidrodinámicas provocadas por un caudal de agua actuando sobre las pilas. La variabilidad de las cargas vivas se establece a partir de un aforo vehicular, mientras que las acciones hidrodinámicas se determinan a partir de registros de precipitación y de la estimación del caudal y la altura del tirante de agua.

Con las variables y sus distribuciones de probabilidad definidas, se realiza una simulación de Monte Carlo donde se generan 1 500 escenarios iniciales. Para cada escenario se determinan las cargas actuantes y se ejecuta el análisis estructural mediante la interacción entre MATLAB® y SAP2000®. De cada análisis se obtienen los principales elementos mecánicos, desplazamientos y rotaciones, generando una base de datos que relaciona las condiciones de carga con la respuesta estructural de la pila del puente vehicular.

Posteriormente, los escenarios obtenidos a partir de la simulación de Monte Carlo se utilizan para construir una Red Bayesiana No Paramétrica (RBNP) mediante el programa UNINET®. La RBNP relaciona las cargas vehiculares y la altura del tirante de agua con los elementos mecánicos, desplazamientos y giros obtenidos del análisis estructural. A partir de las dependencias probabilísticas entre las variables, se genera un conjunto ampliado de 50,000 escenarios, conservando dichas dependencias.

Para la evaluación de la condición de falla se consideran principalmente la carga axial y el momento obtenidos para cada simulación. Debido a que el análisis estructural considerado es elástico-lineal, el deterioro por corrosión se incorpora durante la evaluación de la capacidad resistente de la pila y no directamente en el modelo estructural. Para ello, se determina la pérdida de sección y la reducción del área del acero de refuerzo para cada escenario generado, y con estas características se obtiene el diagrama de interacción de la sección.

Finalmente, para cada simulación se compara la combinación de carga axial y momento flexionante con el diagrama de interacción correspondiente. Si el punto de demanda se encuentra dentro del diagrama, se considera que la sección cumple con el criterio resistente; en caso contrario, se considera que ocurre una falla. Una vez evaluados todos los escenarios, la probabilidad de falla se determina mediante la relación entre el número de casos que no cumplen con el criterio resistente y el número total de escenarios analizados.

En la Figura 3.1 se presenta de manera esquemática el procedimiento seguido en la investigación.

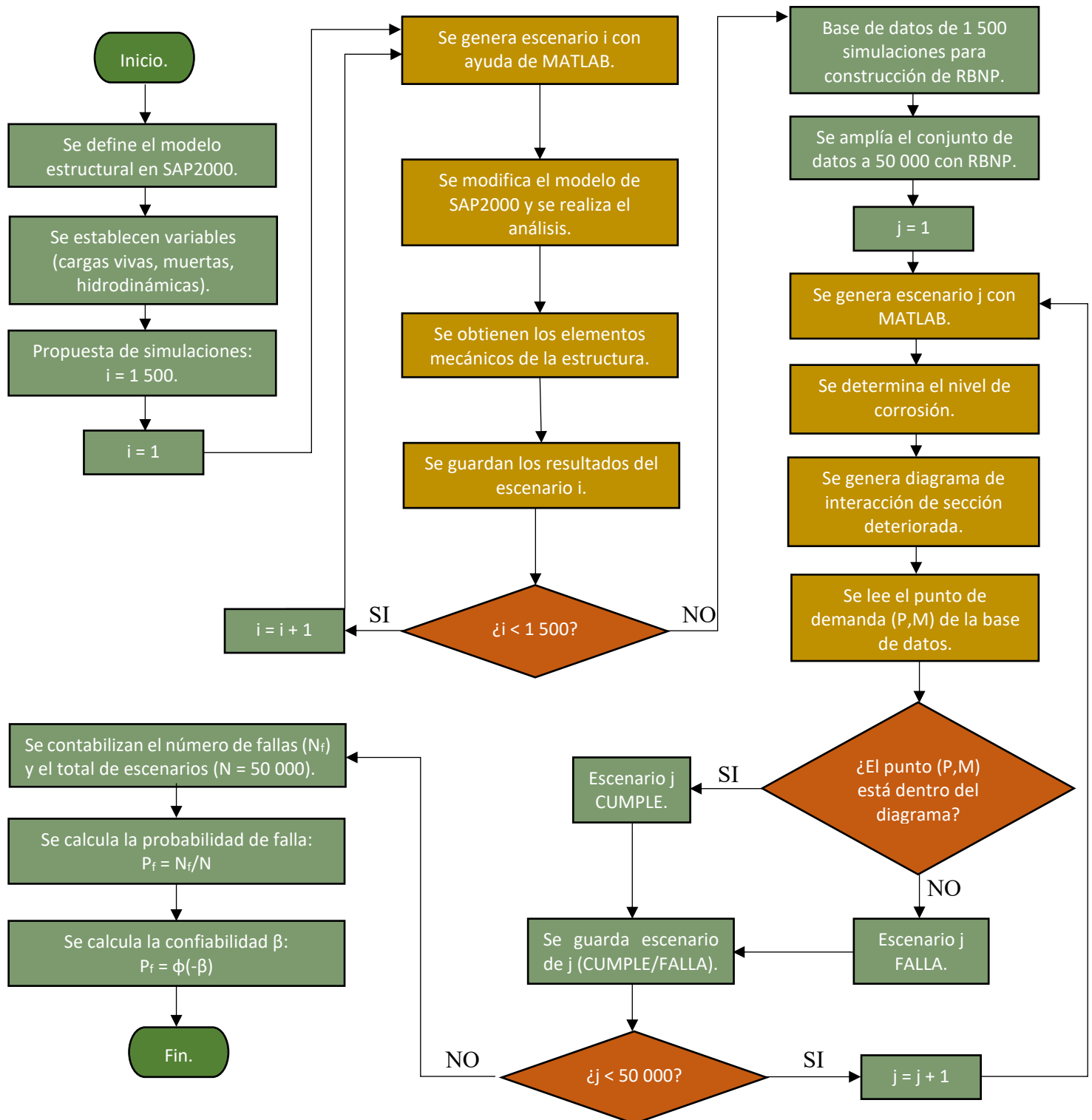


Figura 3.1: Diagrama de flujo del procedimiento metodológico aplicado en la investigación.

3.2.- Puente de estudio.

Se cuenta con información de un puente de concreto vehicular, el cual cuenta con dos claros de 35 m, el ancho de la superficie de rodamiento es de 11.90 m. El apoyo central está compuesto por un cabezal y dos pilas circulares con diámetro de 140 cm, las cuales están armadas con 37 varillas del no. 8 como acero de refuerzo longitudinal. El acero de refuerzo transversal es de tipo helicoidal, a cada 10 cm del no. 4.

El acero considerado para el refuerzo longitudinal y transversal tiene una resistencia a la fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y un módulo de elasticidad de $2\,038\,901.9 \text{ kg/cm}^2$. La resistencia a la compresión del concreto empleado en las pilas del puente es de $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ y un módulo de elasticidad de $242\,487 \text{ kg/cm}^2$.

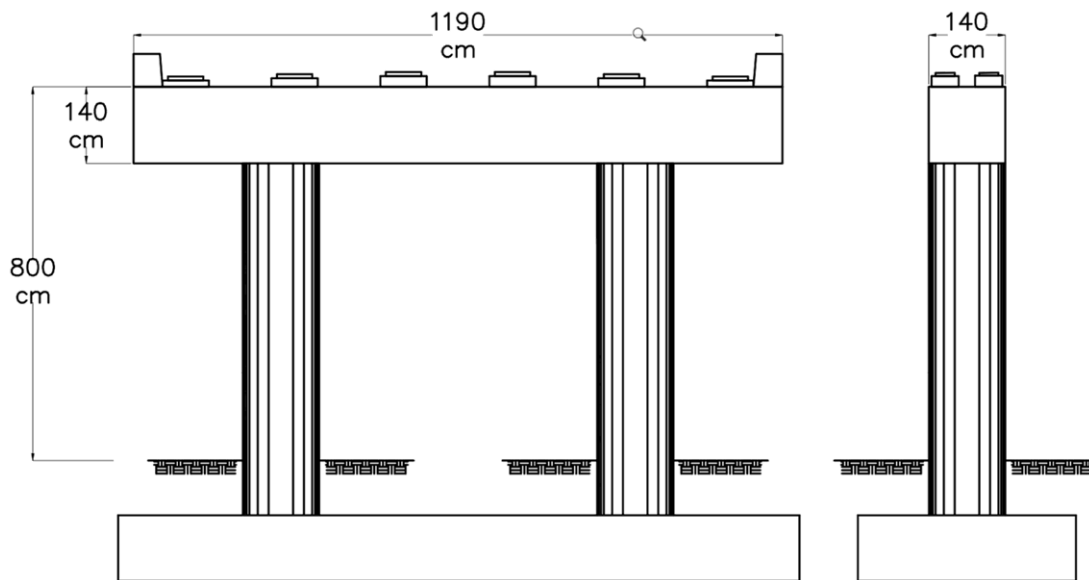


Figura 3.2: Detalle del apoyo central del puente, compuesto por dos pilas de concreto armado.

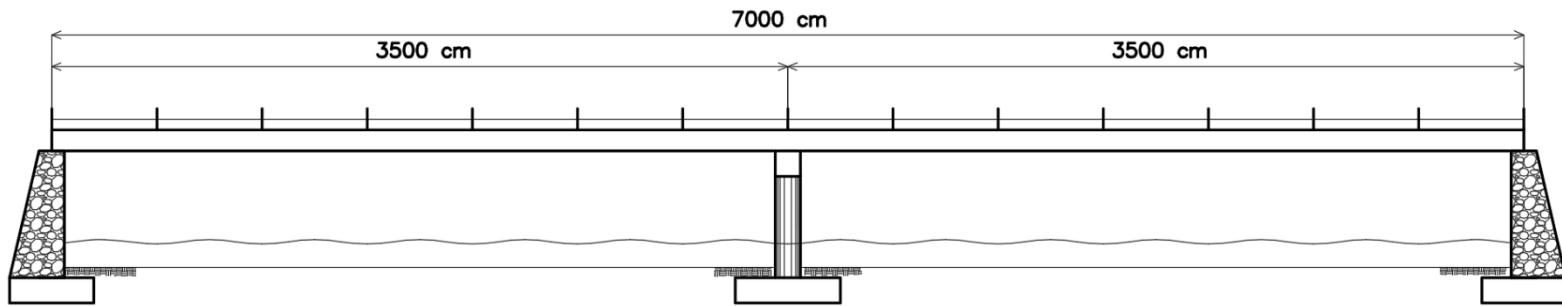


Figura 3.3: Detalle longitudinal del puente vehicular de estudio.

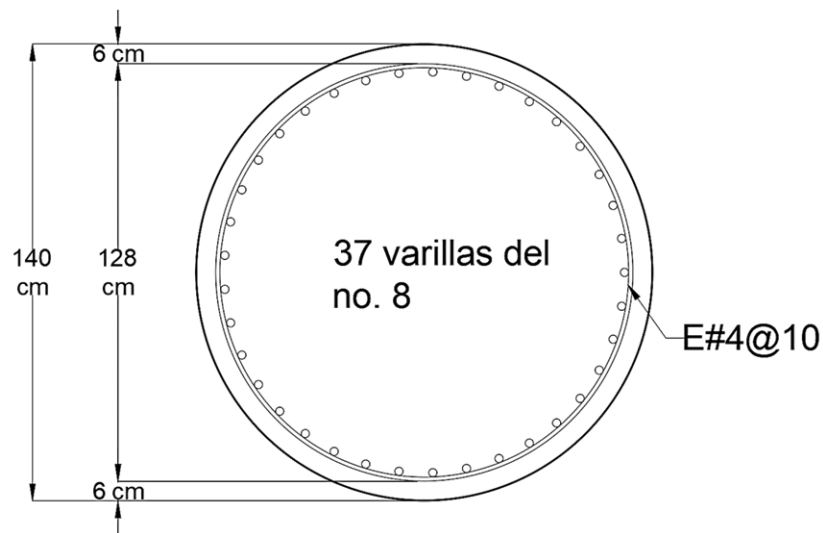


Figura 3.4: Detalle de la sección de las pilas de concreto armado.

3.2.1.- Modelo del puente de estudio en SAP2000®.

Para realizar los análisis estructurales se emplea el software SAP2000®, el modelo contempla al puente vehicular con todos elementos, es decir, dos pilas de apoyo al centro del claro, cabezales, vigas y losa de rodamiento. Sin embargo, y a pesar de que ambas columnas se modelan con el mismo nivel de corrosión, solo se obtendrán datos de la pila más crítica, la cual es la primera en recibir la carga hidrodinámica.

Como se comentó previamente, se consideran algunas suposiciones en el modelo, con el objetivo de desarrollar una metodología para estudiar el comportamiento estadístico entre las variables y la estructura, con esto en mente se hacen algunas simplificaciones:

- Las traveses longitudinales, tipo cajón, en la superestructura del puente vehicular son modeladas con base al catálogo incluido en el programa SAP2000®, en la sección *Precast Concret U Girder*.

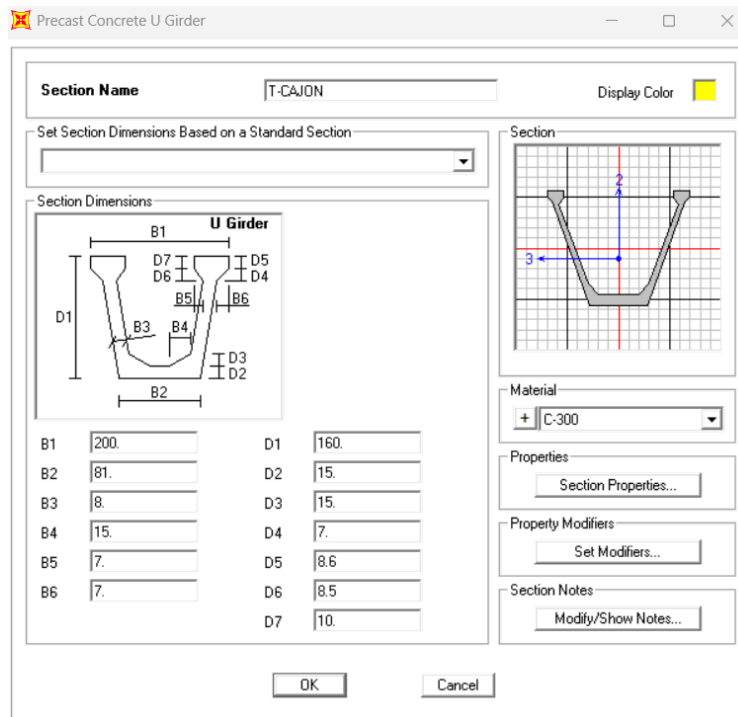


Figura 3.5: Definición de la sección de la trabe.

- Se define la losa sobre las traveses en la sección *Define Bridge Section Data*, donde se especifica la configuración geométrica del tablero, la separación entre las traveses, el ancho de la corona, entre otros.

Section Data

Item	Value
General Data	
Bridge Section Name	BSEC1
Slab Material Property	C-300
Number of Interior Girders	4
Total Width	1250.
Girder Longitudinal Layout	Along Layout Line
Constant Girder Spacing	Yes
Constant Girder Haunch Thickness (t2)	Yes
Constant Girder Frame Section	Yes
Slab Thickness	
Top Slab Thickness (t1)	25.
Concrete Haunch Thickness (t2)	0.
Girder Section Properties	
Girder Section	T-CAJON
Girder Modeling In Area Object Models	
Model Girders Using Area Objects	No
Fillet Horizontal Dimension Data	
t1 Horizontal Dimension	25.

OK Cancel

Figura 3.6: Definición del tablero.

- El cabezal se modela como una sección rectangular de concreto, con dimensiones de 140 x 140 cm. La sección está reforzada longitudinalmente con 12 varillas del no. 9 y transversalmente con varillas del no. 4 a cada 15 cm.

Rectangular Section

Section Name: CABEZAL

Section Notes: Modify/Show Notes...

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Material: + C-250

Dimensions:

Depth (t3): 140.

Width (t2): 140.

Concrete Reinforcement...

OK Cancel

Figura 3.7: Definición del cabezal.

- Para el modelado de la pila circular de concreto reforzado, se utilizó la sección *Section Designer*, del menú *Frame Properties*.

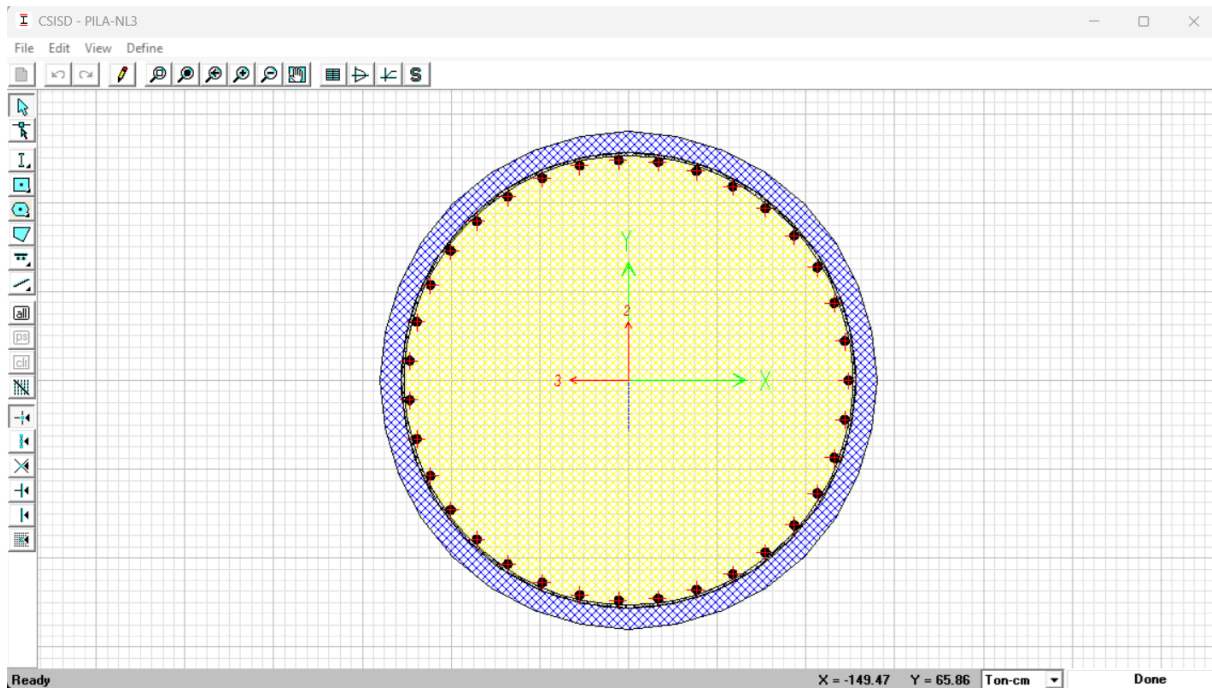


Figura 3.8: Definición de la pila.

- Los apoyos de neopreno donde descansan las trabes sobre los cabezales se idealizan como elementos tipo *link*, generados automáticamente por el módulo *Bridge Wizard*, los cuales se consideran adecuados por las condiciones de frontera para el puente, con rigidez vertical alta (1 805 tnf/cm), rigidez lateral baja con respecto a la vertical (3.6 tnf/cm) y no se consideran rigideces para las rotaciones.

3.3.- Consideraciones para el modelado de las cargas vivas.

En el trabajo de Rascón-Chavéz, se describen dos modelos de cargas vivas, uno es empleado para carreteras principales de tipo ET, A, B y C, mientras que el segundo modelo es para vías alimentadoras del tipo D, estos modelos llevan por nombre IMT 66.5 e IMT 20.5 [35].

Para este trabajo se usa como referencia el modelo IMT 66.5, el cual hace mención del vehículo T3-S2-R4 (tractocamión doblemente articulado), sin embargo, se sigue la metodología y la base de datos empírica utilizada en el trabajo de Delgado-Hernández et al. [36], en donde, se ha recabado la información de 790 vehículos.

NOMENCLATURA	NÚMERO DE EJES	NÚMERO DE LLANTAS	CONFIGURACIÓN DEL VEHÍCULO
T3-S2-R4	9	34	

*Figura 3.9: Vehículo T3-S2-R4.
Adaptado de NOM-012-SCT-2-2017 [37].*

En el trabajo de Delgado-Hernández et al. [36], se propone el uso de simulaciones de Monte Carlo para estudiar y predecir los valores máximos que pueden llegar a presentarse en los puentes vehiculares. Es por tal motivo que en el presente trabajo se sigue dicha metodología, pues se busca someter al puente vehicular a condiciones críticas para estudiar su comportamiento y desempeño.

En la simulación de Monte Carlo, para cada escenario se selecciona un vehículo de manera aleatoria de la base de datos compuesta por 790 registros observados. Para cada vehículo seleccionado se conservan los pesos correspondientes a sus nueve ejes, así como su posición con base en las distancias entre los ejes registrados en la base de datos [38]. En la figura 3.10 se muestra el comportamiento de los pesos totales correspondiente a los 790 registros de vehículos T3-S2-R4.

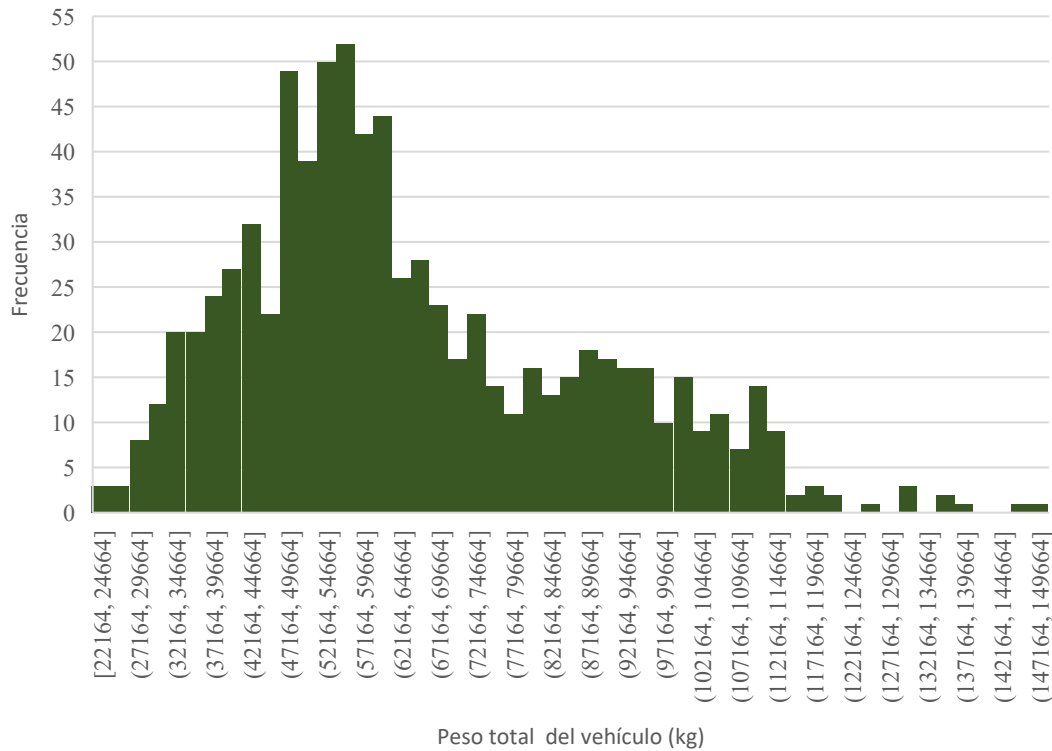


Figura 3.10: Histograma de los pesos totales de los vehículos T3-S2-R4.

3.4.- Estaciones de registro pluvial.

Con el objetivo de analizar la demanda provocada por las fuerzas hidrodinámicas en el puente vehicular se planteó seleccionar el registro pluvial de una estación ubicada en una región del Estado de México con una precipitación importante y con esto estimar la intensidad de la lluvia. De acuerdo con el CAEM [39], la zona con mayor precipitación media anual del año 2020 es la del sur del estado. INEGI [40], en el año 2001, reportó datos similares, por lo que resulta evidente que el comportamiento climatológico se ha mantenido. Debido a esto, la estación seleccionada pertenece a dicha zona.

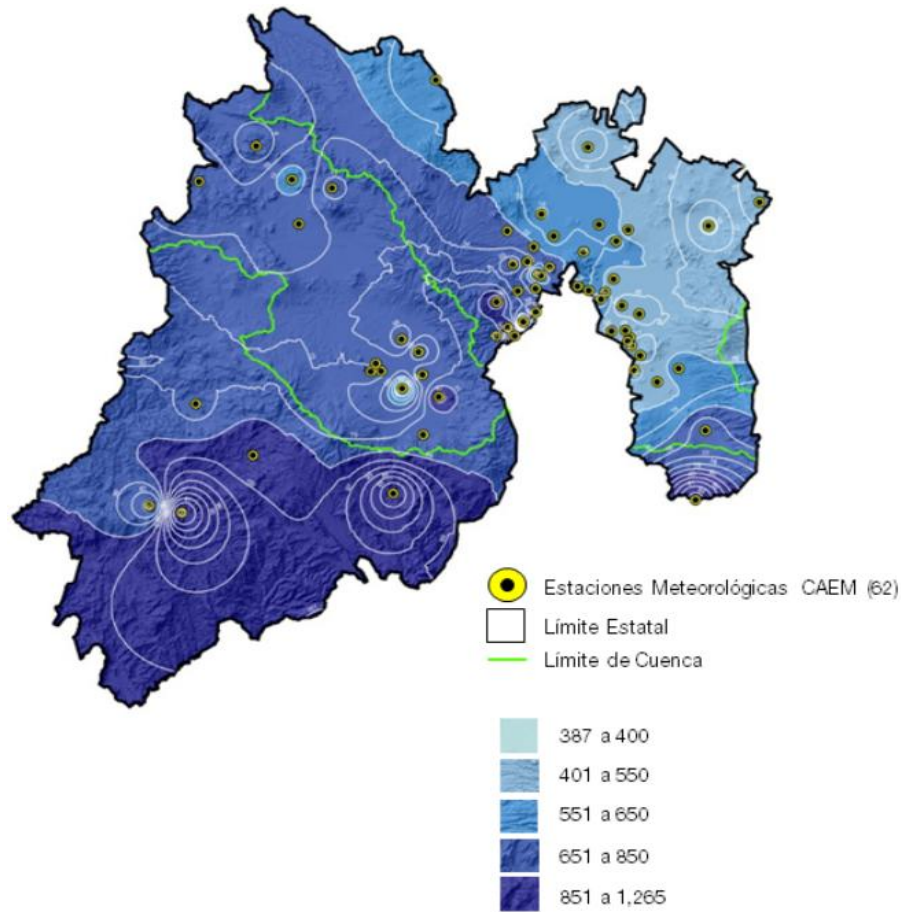
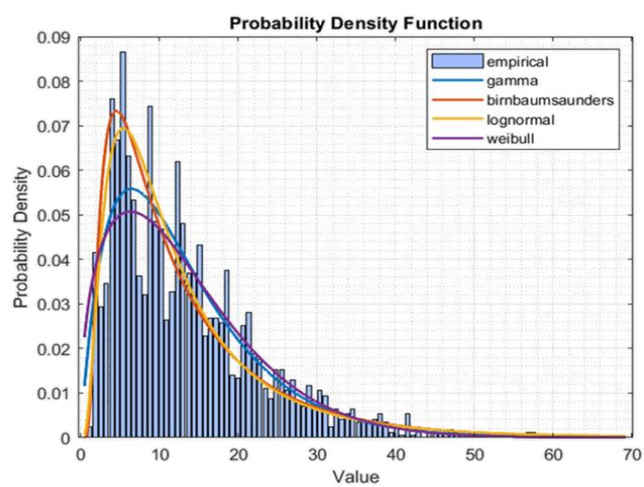


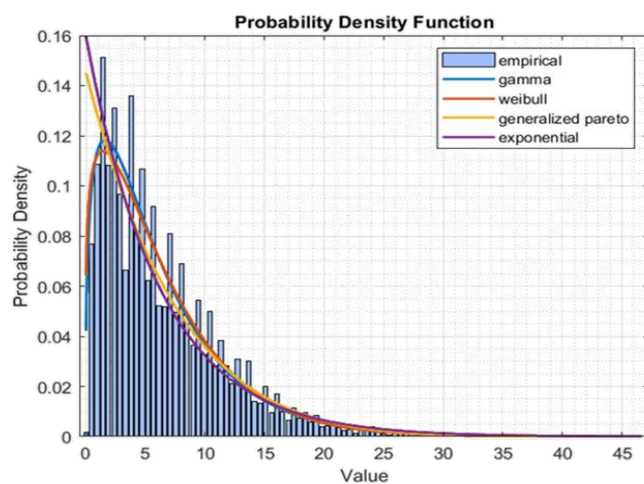
Figura 3.11: Estaciones meteorológicas que opera la CAEM. Precipitación media anual en la temporada de lluvias 2020. Fuente: CAEM.

Con la zona y estación seleccionadas se analizan sus datos para determinar su distribución probabilística, y así poder llevar a cabo simulaciones. La precipitación simulada se multiplica por el área envolvente de la cuenca por donde cruza el puente vehicular, determinando su pendiente y dimensiones se estiman datos como el caudal y la velocidad, esta información es de utilidad para poder determinar las fuerzas hidrodinámicas sobre la pila.

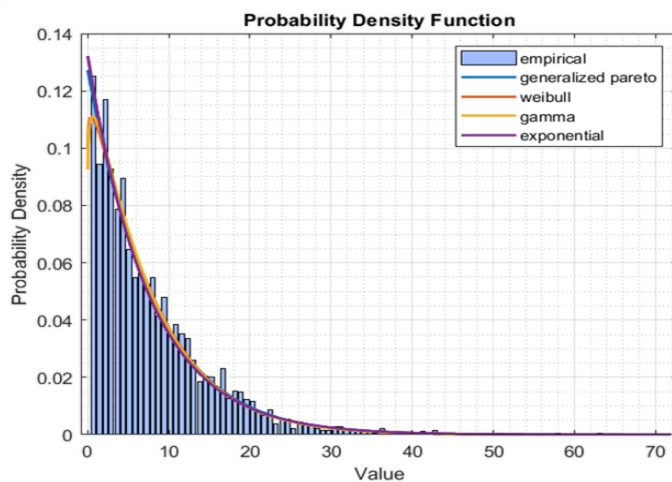
Se analizaron algunas estaciones ubicadas en zonas con alta precipitación (de 651 mm a 1265 mm media anual de acuerdo con la figura 3.11) del Estado de México, para esto se obtuvieron los datos del portal web de la CICESE [41]. A continuación, en la figura 3.12 se muestran las funciones de densidad de probabilidad para tres estaciones ubicadas en dichas zonas. Dichas funciones nos ayudarán a calcular las intensidades de lluvia para cada evento simulado.



Estación Tejupilco



Estación Nevado de Toluca



Estación Luvianos

Figura 3.12: Distribuciones de probabilidad para estaciones ubicadas en zonas con alta precipitación.

3.5.- Método racional para la estimación del gasto hidráulico.

El caudal de agua que actuará como demanda en el puente vehicular dependerá de la intensidad de la lluvia obtenida mediante los registros pluviales. Para estimar el gasto se empleará el método racional, el cual es ampliamente usado por su sencillez [42].

Este procedimiento considera que el máximo porcentaje del escurrimiento de una cuenca pequeña se presenta cuando toda su superficie contribuye de manera simultánea al flujo de salida. Además, dicho porcentaje es proporcional a la intensidad de la precipitación promedio [43].

$$Q = \frac{CIA}{3.6} \quad (3.1)$$

Donde:

Q = Gasto de la avenida estimada (m³/s).

C = Coeficiente de escurrimiento.

I = Intensidad de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración (mm/h).

A = Área de la cuenca (km²).

El coeficiente de escurrimiento (C) se determina en función de la pendiente del terreno, la vegetación y la textura de la superficie del terreno [42]. La norma M-PROY-CAR-1-06-003/00 indica valores para el coeficiente de escurrimiento en función de lo anterior (ver tabla 3.1).

Tabla 3.1: Coeficientes de escurrimiento (C) para el Método Racional de acuerdo con la norma M-PROY-CAR-1-06-003/00.

Tipo de superficie por drenar	Pendiente (%)	Coeficiente de escurrimiento (C)	
		Mínimo	Máximo
A) Praderas:			
1.- Suelo arenoso plano.	<2	0.05	0.1
2.- Suelo arenoso medio.	2 a 7	0.1	0.15
3.- Suelo arenoso empinado.	>7	0.15	0.2
4.- Suelo arcilloso plano.	<2	0.13	0.17
5.- Suelo arcilloso medio.	2 a 7	0.18	0.22
6.- Suelo arcilloso empinado.	>7	0.25	0.35
B) Zonas pavimentadas:			

1.- Pavimento asfáltico.	-	0.7	0.95
2.- Pavimento de concreto hidráulico.	-	0.8	0.95
3.- Pavimento adoquinado	-	0.7	0.85
4.- Estacionamientos.	-	0.75	0.85
5.- Patios de ferrocarril.	-	0.2	0.4
C) Zonas residenciales:			
1.- Unifamiliares.	-	0.3	0.5
2.- Multifamiliares, espaciados.	-	0.4	0.6
3.- Multifamiliares, juntos.	-	0.6	0.75
4.- Suburbanas.	-	0.25	0.4
5.- Casas habitación.	-	0.5	0.7
D) Zonas comerciales:			
1.- Zona comercial (áreas céntricas).	-	0.7	0.95
2.- Áreas vecinas.	-	0.5	0.7
E) Zonas industriales:			
1.- Construcciones espaciadas.	-	0.5	0.8
2.- Construcciones juntas.	-	0.6	0.9
F) Campos cultivados.	-	0.2	0.4
G) Zonas forestales.	-	0.1	0.3
H) Parques y cementerios.	-	0.1	0.25
I) Áreas de recreo y campos de juego.	-	0.2	0.35
J) Azoteas y techados.	-	0.75	0.95

3.6.- Teoría lineal de Airy para determinar fuerzas hidrodinámicas.

Esta teoría fue desarrollada en 1845, y permite aproximar razonablemente las características de las ondas de agua, permite analizar y cuantificar el efecto del flujo de agua en las estructuras [10]. Sin embargo, tiene algunas limitaciones que vale la pena mencionar [23].

- En esta teoría, las ondas son lineales y de amplitud pequeña con respecto a su longitud de onda.
- Las ondas no evolucionan con el tiempo ni el espacio.
- El fluido es incompresible.
- Se desprecian los efectos de viscosidad, tensión superficial y turbulencia.

Esta teoría es aplicada en el análisis con ayuda del módulo en el programa SAP2000®, donde los datos de entrada son el tirante de agua del caudal, el periodo de la onda y una profundidad (en caso de fenómenos pluviales) que puede ser mayor al tirante.

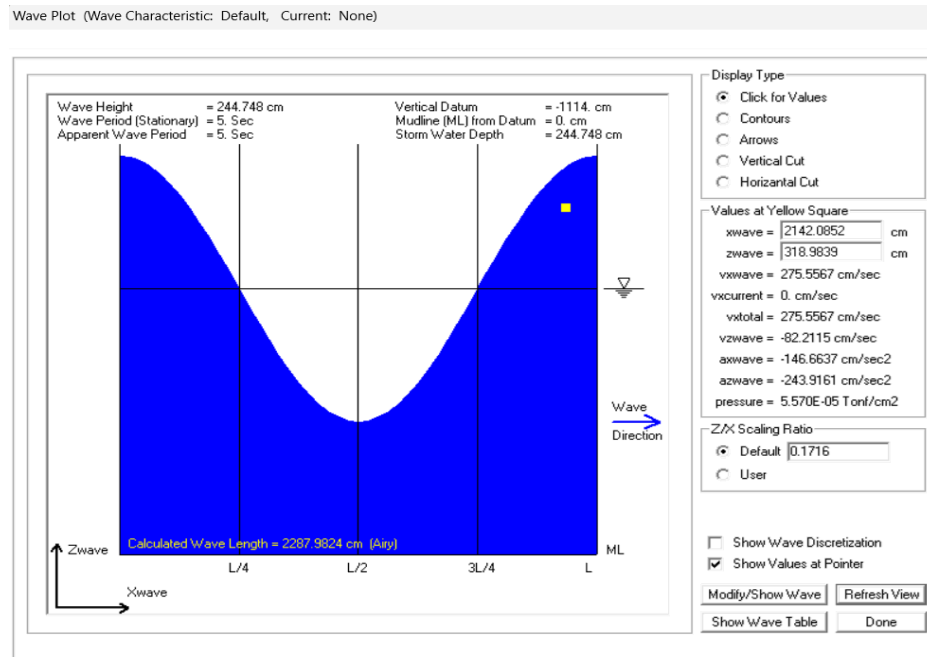


Figura 3.13: Interfaz para el módulo de olas en SAP2000®.

Una vez calculada la demanda por el flujo de las ondas, el programa asigna la distribución de esfuerzos sobre los elementos sometidos a la demanda de la carga hidráulica.

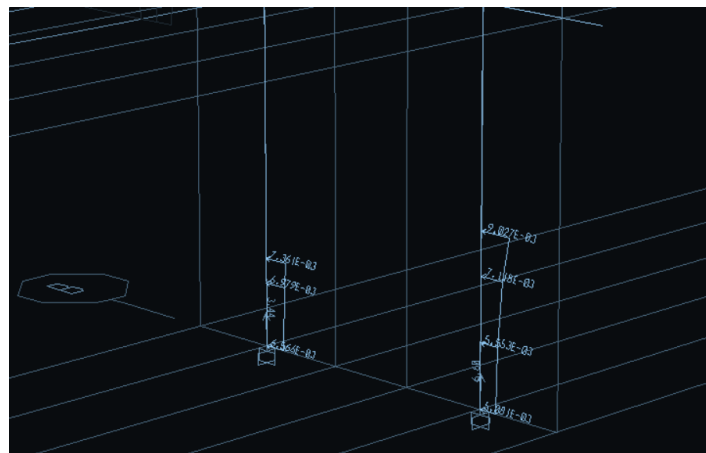


Figura 3.14: Distribución de esfuerzos en pilas debido a la demanda hidráulica.

Es importante mencionar que la respuesta determinada por el módulo es independiente del tiempo, por lo que solo se obtiene la respuesta para un instante dado, dicho instante es el que se considera de manera simultánea con las cargas aplicadas para una sola simulación [44].

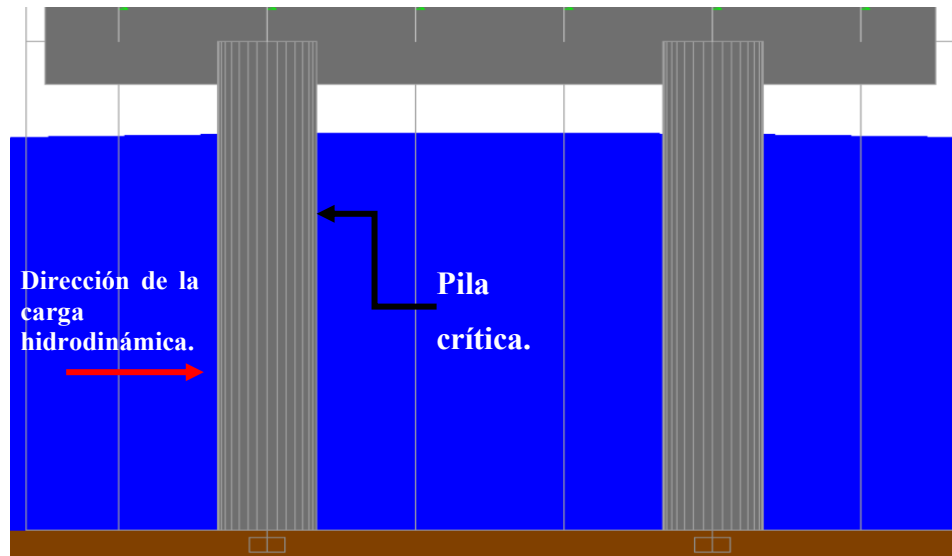


Figura 3.15: Carga hidrodinámica en vista transversal del puente vehicular.

3.7.- Cálculo de la pérdida de acero de refuerzo debido a la corrosión.

El periodo de corrosión en la estructura se puede dividir en dos, el primero corresponde al tiempo en el que los agentes externos penetran el recubrimiento de concreto en la pila y el segundo es el tiempo a partir del cual comienza a producirse la corrosión en el acero de refuerzo una vez concluido el primer periodo. Para calcular el periodo de servicio ($T_{servicio}$) del puente de estudio es necesario determinar el periodo en el que inicia la corrosión (T_{corr}) y el tiempo en el que se propaga la corrosión (T_{prop}):

$$T_{servicio} = T_{corr} + T_{prop} \quad (3.3)$$

Para determinar el periodo en el que inicia la corrosión se utiliza la ley de difusión de Fick, (esto para el caso de corrosión provocada por la penetración de cloruros) esta ley considera que la velocidad de penetración está en función de la profundidad (medida desde la superficie del recubrimiento de concreto al acero de refuerzo) y del tiempo.

$$\frac{C_{cr}-C_o}{C_i-C_o} = \text{erf}\left(\frac{c}{2\sqrt{D_c T_{corr}}}\right) \quad (3.4)$$

Donde:

C_{cr} = Cantidad crítica de cloruros presentes en el concreto a la profundidad de la barra de acero, expresado en términos de porcentaje del peso del cemento.

C_o = Cantidad de cloruros en la superficie del concreto una vez alcanzada una condición, expresado en términos de porcentaje del peso del cemento.

C_i = Cantidad de cloruros en el estado inicial presentes en el concreto, expresado en términos de porcentaje del peso del cemento.

c = Espesor del recubrimiento del concreto, expresando en centímetros (cm).

erf = Función de error.

D_c = Velocidad de difusión de los cloruros, expresado en centímetros cuadrados sobre segundo (cm^2/s), estimado a partir de la expresión empírica planteada por Torres y Martínez [30], la cual toma en cuenta las propiedades físicas del concreto:

$$D_c = \frac{0.68\left(\frac{a}{c}\right)^{0.73}}{C_f^{2.8} t^{0.4} (1+f_a)^{2.6}} \quad (3.5)$$

Donde:

a/c = Relación agua-cemento.

C_f = Cantidad de materiales cementantes en el concreto, expresado kilogramos sobre metro cúbicos (kg/m^3).

f_a = Cantidad de ceniza volante, cuando se utilizan cementos puzolánicos, expresado en términos de porcentaje del peso del cemento.

t = Tiempo en servicio de la estructura, expresado en años.

Tabla 3.3.- Riesgo de corrosión en la barra de acero de refuerzo relacionada a los rangos de C_{cr} [45].

Concentración de cloruro a la profundidad del acero (% en peso del cemento).	Riesgo de inicio de la corrosión.
<0.4	Insignificante
0.4-1.0	Posible
1.0-2.0	Probable

>2.0	Seguro
------	--------

Tabla 3.4.- Valores para C_o en porcentaje del peso del material cementante [45].

Ambiente	Material cementante	
	Cemento Portland	Cemento Puzolánico
Extremo	>0.75%	>0.90%
Severo	0.50% - 0.75%	0.60% - 0.90%
Moderado	0.25% - 0.50%	0.30% - 0.60%
Benigno	<0.25%	<0.30%

En el periodo donde se propaga la corrosión, el área de acero disminuirá conforme avanza el tiempo, para estimar esta pérdida, en trabajos previos, se determinó la relación del ancho de grieta en el elemento con la propagación de la corrosión en el acero de refuerzo, dicha relación está dada por la siguiente ecuación:

$$\Delta w(t) = -2.37 \left(\frac{c}{\phi} \right)^{-1} 6.89 P_x + 62.68 \left[\frac{P_x}{c} \right] \quad (3.6)$$

Donde:

c = Recubrimiento de concreto para la barra de acero, expresado en milímetros (mm).

ϕ = Diámetro de la barra de acero, expresado en milímetros (mm).

P_x = Penetración de la corrosión, expresado en milímetros (mm) [31].

$$P_x = 0.0115 I_{corr} t \quad (3.7)$$

Donde:

I_{corr} = Velocidad de la corrosión, de acuerdo con el estudio de Muñoz, se observaron valores entre 1.5 y 2.0 $\mu\text{m/año}$.

t = Tiempo de propagación en años.

La pérdida de área en la sección transversal del acero de refuerzo, relacionada con el ancho de grieta, está descrita en la ecuación 3.8:

$$\frac{1}{2} \left(\frac{\frac{\phi}{2}}{\frac{\phi}{2} + c} + 1 \right) c \Delta w = (\alpha - 1) \pi \phi \frac{\Delta \phi}{2} \quad (3.8)$$

Despejando dicha pérdida de área en el acero de refuerzo ($\Delta \phi$):

$$\Delta \phi = \frac{\left(\frac{\frac{\phi}{2}}{\frac{\phi}{2} + c} + 1 \right) c \Delta w}{(\alpha - 1) \pi \phi} \quad (3.9)$$

Donde:

Δw = Ancho de grieta en la superficie de concreto en mm.

α = Relación entre la densidad del acero y la densidad de los productos por corrosión. Los valores típicos están entre 2 y 4 [15].

$$\alpha = \frac{\rho_{acero}}{\rho_{herr}} \quad (3.10)$$

El área de la sección transversal del acero de refuerzo reducida durante la propagación de la corrosión se determina de la siguiente forma:

$$A_r(t) = A_o - \Delta A_s \quad (3.11)$$

Donde:

$A_r(t)$ = Área total reducida del acero longitudinal en el tiempo de propagación de la corrosión t en mm^2 .

A_o = Área inicial del acero de refuerzo longitudinal en mm^2 .

ΔA_s = Pérdida del área de las barras de acero de refuerzo en el tiempo en mm^2 .

$$\Delta A_s = \frac{\pi \Delta \phi^2}{4} \quad (3.12)$$

3.8.- Interacción entre MATLAB y SAP2000.

La manera en la que ocurre la interacción entre MATLAB® y SAP2000® es mediante la Interfaz de la Aplicación de Programación (API por sus siglas en inglés), esta herramienta permite ejecutar comandos desde programas terceros (C#, Python, Visual Basic for Applications (VBA) y MATLAB®) para automatizar el modelado de elementos, cargas y análisis en SAP2000®.

La primera rutina desarrollada para esta interacción modifica el archivo *.\$2k*, este archivo se genera automáticamente al modelar la estructura en SAP2000®. Mediante la rutina de MATLAB® se reescriben las variables de interés, para este trabajo se modificó el módulo de onda para hacer variar el tirante de la carga hidrodinámica y las cargas vivas atribuidas a los vehículos que transitan sobre el puente.

Una vez generado el archivo de texto editado, en la siguiente rutina se ejecutan los comandos de la API para analizar los nuevos modelos y guardar en variables los resultados de interés. Para este trabajo se consideran principalmente los elementos mecánicos de la pila más crítica, además de los desplazamientos y rotaciones en el nodo superior del elemento.

Finalmente, en la última rutina de esta interacción, se indica el número de simulaciones a realizar y crea un nuevo archivo de texto donde se van guardando los resultados de interés obtenidos en cada simulación.

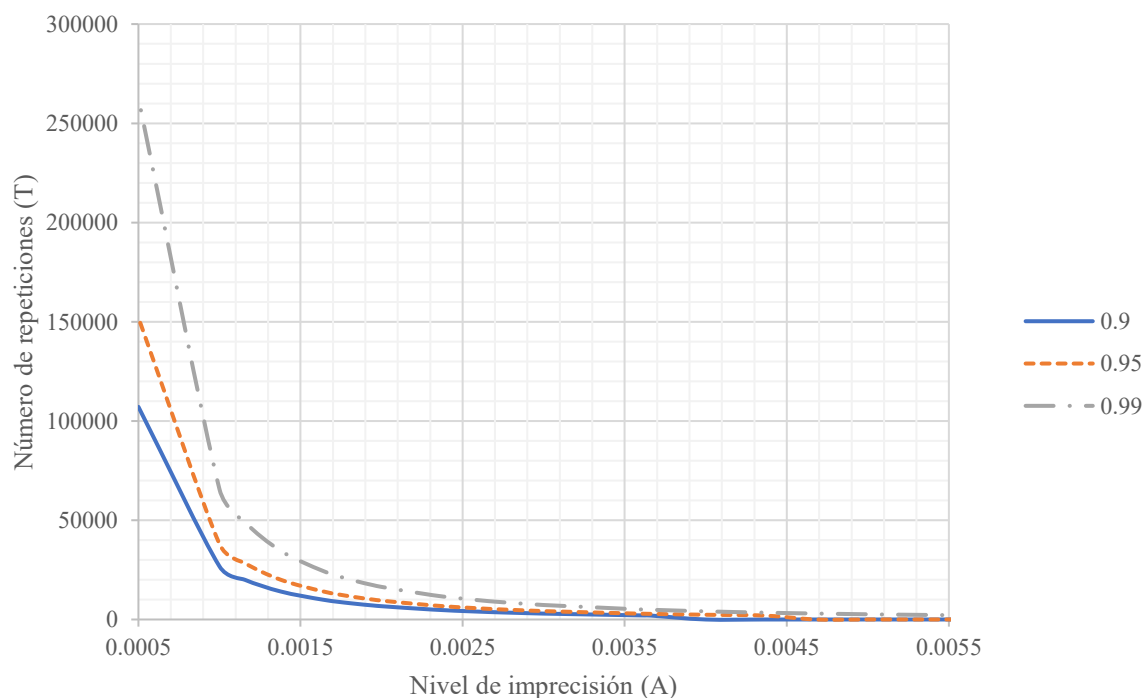
3.9.- Simulación de Monte Carlo.

Para el análisis y resolución de problemas relacionados con el desempeño y la respuesta de los sistemas, la simulación constituye una herramienta metodológica de gran utilidad. Esta técnica permite recrear y estudiar el comportamiento de fenómenos reales mediante el empleo de modelos matemáticos, supuestos teóricos y representaciones idealizadas de la realidad, con el propósito de comprender su dinámica, evaluar su desempeño y predecir su respuesta ante diferentes condiciones operativas [46].

La simulación de Monte Carlo es una técnica numérica basada en el uso de procesos aleatorios para resolver problemas matemáticos, estadísticos o de ingeniería que, de otra manera, serían difíciles o imposibles de abordar mediante métodos analíticos tradicionales.

El método de Monte Carlo consiste en utilizar el muestreo aleatorio para aproximar el valor esperado de una función o integral. De acuerdo con Rubinstein y Kroese [47], la técnica se basa en la interpretación probabilística de la integración, donde el valor de una integral puede estimarse como el promedio de los resultados obtenidos de un experimento estocástico repetido un número suficientemente grande de veces. El método de Monte Carlo permite estimar una cantidad de interés generando un conjunto de muestras aleatorias de las variables involucradas y evaluando la función objetivo para cada una de ellas. El promedio de esos resultados constituye una estimación estadística del valor buscado, cuya precisión mejora conforme aumenta el tamaño de la muestra.

En el trabajo de Díaz-Emparanza [48], se estudia el nivel de confianza de las simulaciones con base al número de repeticiones. En la siguiente imagen se observa el nivel de precisión de acuerdo con el número de repeticiones para tres niveles de confianza considerando un error del 5 %.



*Figura 3.16: Relación A-T para cada nivel de confianza (1-α) con pH=0.05.
Fuente: Díaz-Emparanza [48]*

3.10.- Redes Bayesianas.

Las redes bayesianas se han convertido en una herramienta bastante útil para el análisis de datos. Su capacidad de modelar la incertidumbre y las relaciones de causalidad entre variables las convierte en un recurso indispensable en múltiples campos como la medicina, la ingeniería, la biología computacional y las ciencias sociales [49].

Las redes bayesianas se basan en el teorema de Bayes, este teorema establece una relación entre la probabilidad de un evento A dado otro evento B, mediante la siguiente expresión:

$$P(A|B) = \frac{P(B|A) * P(A)}{P(B)}$$

Este teorema permite actualizar la probabilidad de una hipótesis a medida que se obtiene nueva evidencia o información [50].

Una red bayesiana es un modelo probabilístico que se apoya de un gráfico dirigido acíclico (DAG) para representar un conjunto de variables aleatorias y sus dependencias condicionales [51]. En este tipo de gráfico, los nodos corresponden a las variables y los arcos dirigidos a las influencias causales o relaciones de dependencia entre las variables.

En estos modelos probabilísticos, la relación entre nodos se denomina mediante una analogía familiar: cuando existe un arco dirigido desde el nodo A hacia el nodo B, se establece que A es el padre de B, y que B es el hijo de A.

De acuerdo con Jensen y Nielsen [50], existen tres configuraciones para una red bayesiana: en serie, divergente y convergente. Estas estructuras ayudan a entender cómo se propaga la información y cómo cambia la independencia condicional entre las variables.

3.10.1.- Conexión en serie

Tomando como referencia la Figura 3.17, se observa que el nodo A ejerce influencia sobre el nodo B, el cual, a su vez, influye en el nodo C. En este sentido, la información observada en A afecta el grado de certeza de B, y consecuentemente, modifica la certidumbre en C. De manera análoga, la

evidencia observada en C puede propagarse hacia A a través del nodo intermedio B. No obstante, cuando el valor de B es conocido, los nodos A y C se vuelven condicionalmente independientes.

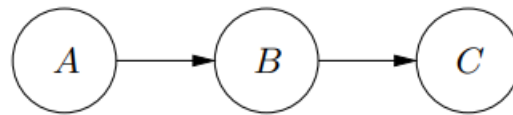


Figura 3.17: Conexión en serie.

3.10.2.- Conexión divergente

La información observada en el nodo A en sus nodos hijos (B, C, ..., E), afectando sus respectivos grados de certidumbre. Sin embargo, cuando el valor de A es conocido, sus nodos hijos se vuelven condicionalmente independientes entre sí, dado que la información proveniente de A ya no introduce incertidumbre adicional en el sistema.

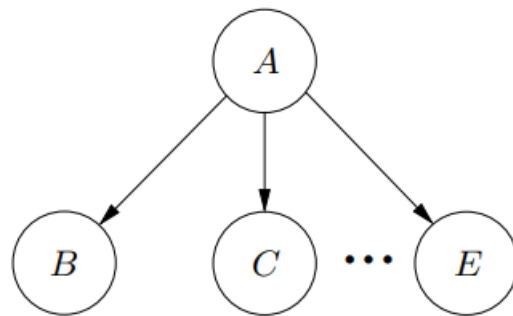


Figura 3.18: Conexión divergente.

3.10.3.- Conexión convergente

En este caso, no se dispone de información observada directamente sobre el nodo A; sin embargo, su estado puede inferirse a partir de la evidencia disponible en sus nodos padres (B, C, ..., E). Bajo esta condición, los nodos padres son mutuamente independientes, dado que la información observada en uno de ellos no afecta el grado de creencia asociado a los demás a través del nodo

hijo A. No obstante, cuando se dispone de evidencia observada en A, los nodos padres se vuelven condicionalmente dependientes, ya que la información de A introduce una relación de dependencia probabilística entre ellos.

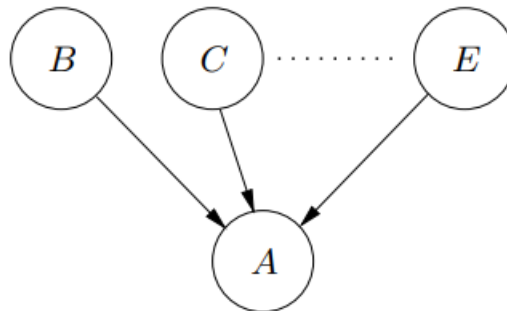


Figura 3.19: Conexión convergente.

3.10.4.- Redes Bayesianas No Paramétricas.

Estas redes son una variación de las Redes Bayesianas tradicionales, en dónde las distribuciones probabilísticas de las variables están asociadas a modelos paramétricos, por ejemplo, distribuciones normales, gamma o logísticas. Sin embargo, para las Redes Bayesianas No Paramétricas, al tener modelos no paramétricos, las distribuciones condicionales se determinan directamente de los datos, lo que permite representar fenómenos más complejos [52].

Las redes bayesianas no paramétricas tienen la capacidad de adaptarse al volumen y a la complejidad de los datos observados, evitando la necesidad de hacer suposiciones sobre la forma de las distribuciones. Por lo que es muy útil en contextos donde las relaciones entre variables no son conocidas en un inicio o donde las distribuciones tienen estructuras complejas de capturar mediante modelos paramétricos [53].



CAPÍTULO 4.

4.- Resultados y discusión.

4.1.- Caracterización de las variables de entrada.

Las condiciones que estuvieron variando en las simulaciones de los análisis mediante SAP2000® fueron las cargas vivas y la demanda hidráulica sobre la estructura debido al caudal de agua.

4.1.1.- Cargas vivas vehiculares.

Para representar las cargas vivas se utilizó una base de datos con 790 vehículos pesados correspondientes a una configuración T3-S2-R4. Cada registro tiene la información correspondiente a los pesos por eje y las distancias entre ejes del vehículo.

En las simulaciones de Monte Carlo no se ajustó a una distribución paramétrica para simular las cargas vehiculares. En su lugar, para cada escenario se seleccionó de forma aleatoria uno de los 790 vehículos de la base de datos para definir la carga aplicada sobre el puente. De esta forma, la variabilidad de la carga viva se representa a partir de la información empírica disponible, conservando la configuración conjunta de pesos por eje y separaciones entre los ejes de los vehículos.

Para cada carril se realiza una selección aleatoria de un vehículo de la base de datos, obteniéndose las cargas correspondientes a los carriles 1 y 2. A partir de éstas se determina la carga vehicular total utilizada posteriormente como una de las variables de entrada para el análisis estructural y para la construcción de la Red Bayesiana No Paramétrica.

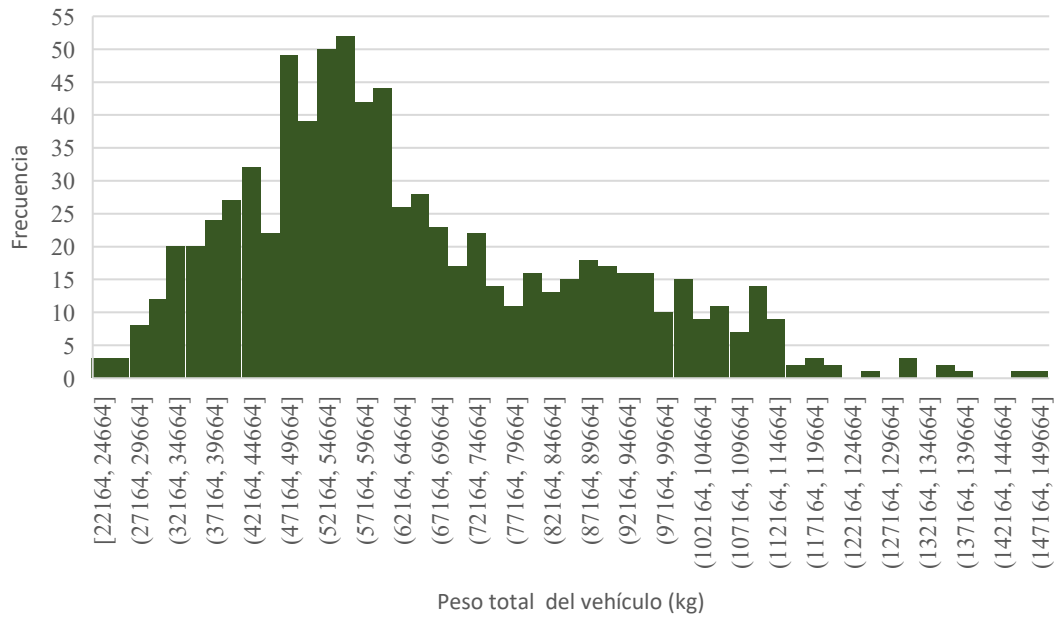


Figura 4.1: Comportamiento de los vehículos registrados en la base de datos, considerando el peso total por vehículo.

4.1.2.- Precipitación.

La estación seleccionada para realizar las simulaciones de la precipitación fue la estación “Tejupilco”.

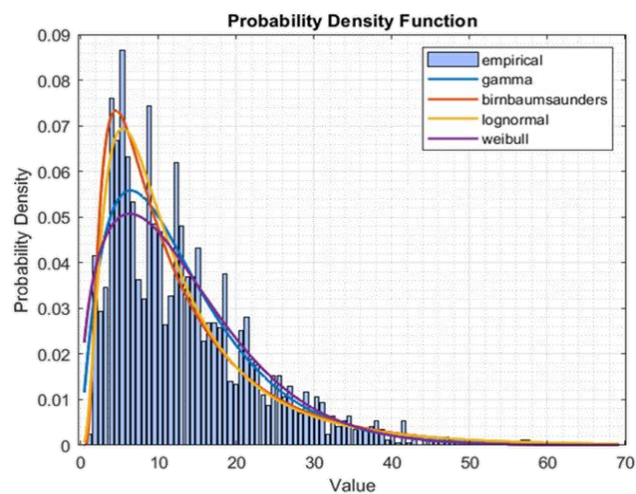


Figura 4.2: Distribución de probabilidad de la estación Tejupilco.

En la Figura 4.2 se observa que la distribución Gamma presenta un comportamiento similar al de los datos registrados en la estación Tejupilco. Esta distribución depende de los parámetros α y λ , cuyos valores para este caso son $\alpha = 2.2716$ y $\lambda = 5.2549$.

4.2.- Pérdida de acero por corrosión.

4.2.1.- Inicio de la corrosión.

Tomando en cuenta un riesgo *seguro* [15] para la iniciación de la corrosión, así como un ambiente *severo* de la zona de interés, se consideran los siguientes valores:

Tabla 4.1.- Datos para determinar el periodo de inicio de la corrosión (T_{corr}).

c	6.0 cm
C_{cr}	1.5 %
C_o	0.75 %
C_i	0.0 %
a/c	0.55 (estimada de acuerdo con un concreto con $f'c=300$ kg/cm ²)
C_f	351 kg/m ³ (estimada de acuerdo con un concreto con $f'c=300$ kg/cm ²)
f_a	0.0 %
t	1 a 100 años

Obtenidos los parámetros anteriores se calcula el coeficiente de difusión del cloruro (D_c), y a partir del D_c se obtiene un tiempo de inicio de la corrosión de 6.9 años.

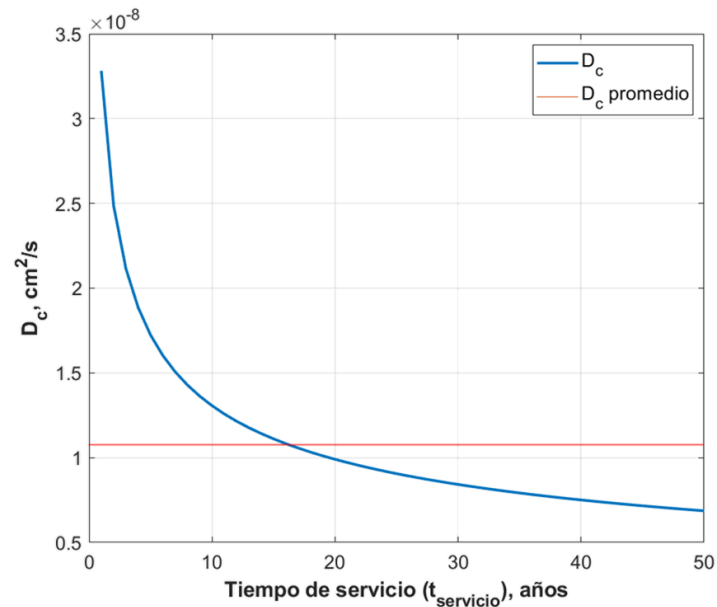


Figura 4.3: Variación del coeficiente de difusión durante el tiempo de servicio de la estructura.

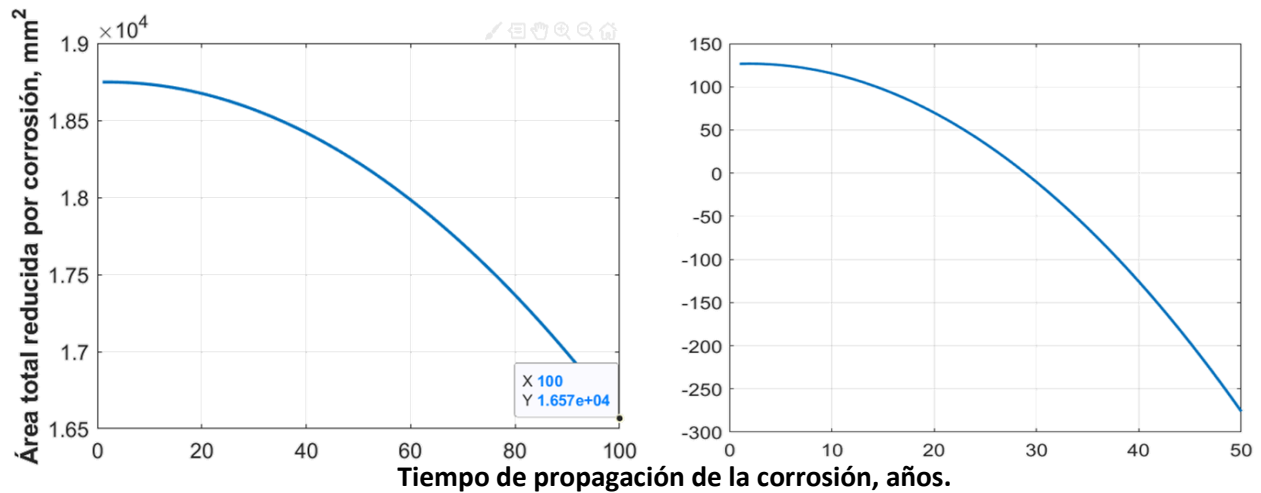
4.2.2.- Propagación de la corrosión.

Utilizando la ecuación 3.9 se estima la pérdida de acero de refuerzo $\Delta\emptyset$, los datos de entrada empleados son:

Tabla 4.2.- Datos para determinar la reducción del área de acero de refuerzo sujeto a corrosión.

Acero de refuerzo	Transversal (varilla del no. 4)	Longitudinal (varilla del no. 8)
Diámetro de la barra de acero de refuerzo, $\emptyset$ (mm).	12.7	25.4
Número de barras de acero de refuerzo.	1	37
Área total inicial de acero, A_o (mm ²).	126.68	18748.18
Velocidad de corrosión media anual, I_{corr} ($\mu\text{m}/\text{año}$).	1.75	1.75
Densidad de los productos de corrosión, ρ_{herr} .	3.6	3.6
Densidad del acero de refuerzo, ρ_{acero} .	8.0	8.0
Tiempo de propagación de la corrosión, t (años).	1 a 50	1 a 100

Aplicando las fórmulas presentadas en el capítulo anterior se obtienen las siguientes gráficas para la pérdida del acero de refuerzo:



a.- Acero de refuerzo longitudinal.

b.- Acero de refuerzo transversal.

Figura 4.4: Variación del área total de acero de refuerzo reducida en el tiempo de propagación de la corrosión (T_{prop}).

Aunque se estimó la pérdida de acero longitudinal y transversal, para la evaluación de la capacidad resistente mediante el diagrama de interacción se consideró la reducción del acero de refuerzo longitudinal.

4.2.3.- Efecto sobre la capacidad resistente.

El deterioro por corrosión provoca una reducción del área de acero de refuerzo y, en consecuencia, una disminución de la capacidad resistente de la sección. Inicialmente, este efecto puede observarse mediante la reducción del momento resistente; sin embargo, el criterio de falla empleado en este trabajo considera posteriormente la interacción entre la carga axial y el momento.

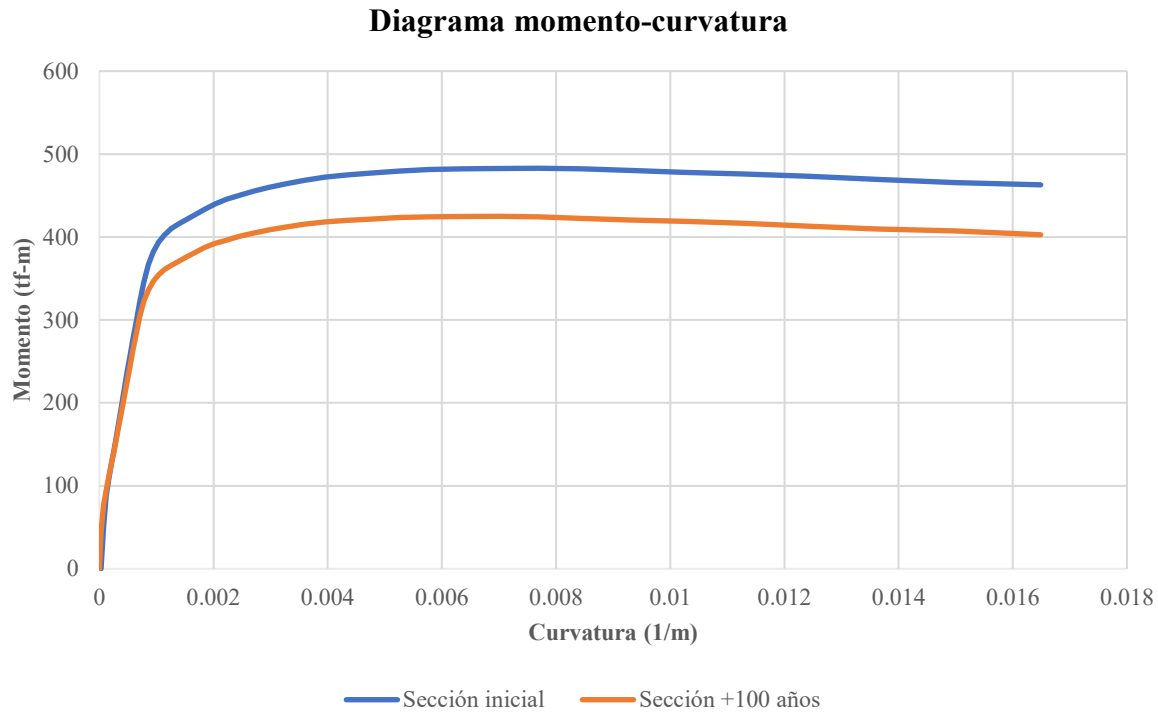


Figura 4.5: Comparación entre el diagrama “momento-curvatura” de la sección inicial (sin deterioro por corrosión) y la sección dentro de 100 años de deterioro por corrosión.

La reducción del área de acero produce una disminución de la capacidad resistente de la sección, como se puede observar en la figura 4.5, la condición deteriorada tiene una reducción del momento máximo. Sin embargo, la condición de falla utilizada posteriormente no se establece únicamente a partir del momento resistente, sino mediante la combinación de carga axial y momento flexionante respecto al diagrama de interacción correspondiente.

Además, se puede observar en la figura 4.6 cómo disminuyen las propiedades de la columna en su diagrama de interacción:

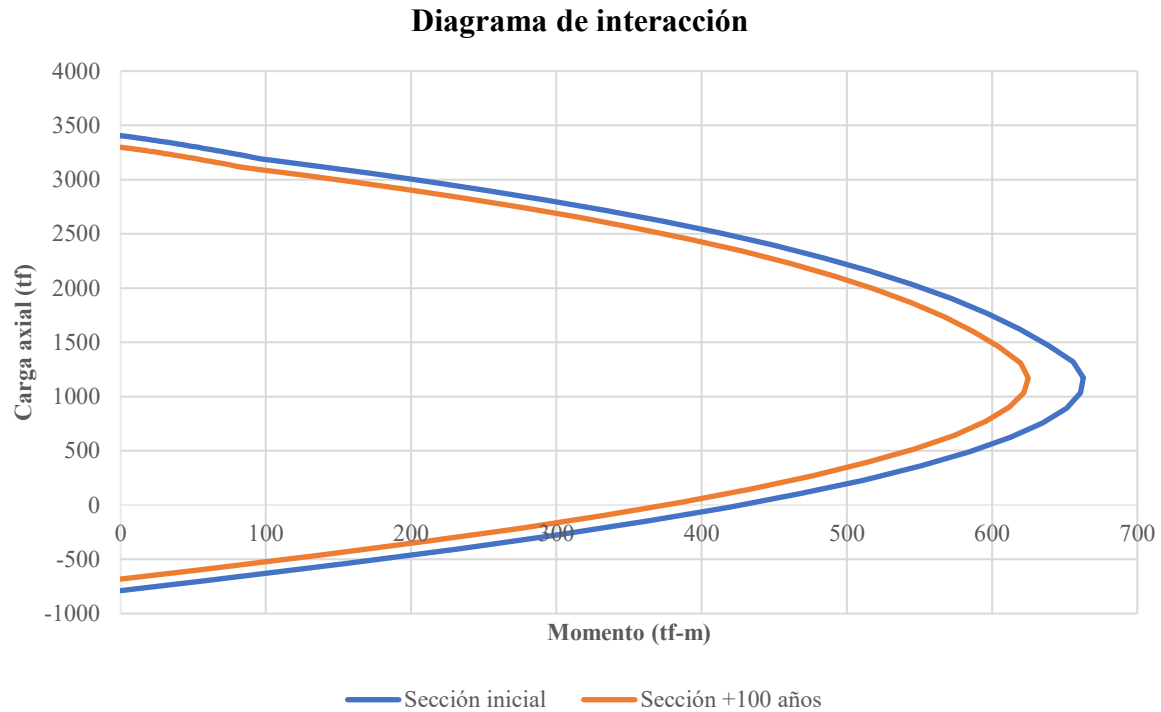


Figura 4.6: Diagrama de interacción para la columna sin pérdida y con pérdida de acero de refuerzo transcurridos 100 años.

4.3.- Resultados de Monte Carlo y SAP2000®.

Mediante la simulación de Monte Carlo se generaron 1 500 escenarios. Para cada simulación se modificaron las cargas vivas e hidráulicas, y se ejecutó el modelo estructural mediante la interacción MATLAB®–SAP2000®, obteniéndose los momentos máximos con sus respectivas cargas axiales máximas actuando en la pila.

Las cargas vivas corresponden a los carriles 1 y 2, las cuales se obtuvieron mediante la selección aleatoria de los vehículos de la base de datos disponible, conservando para cada vehículo los pesos y las distancias entre los ejes registrados. Por otra parte, la demanda hidrodinámica se determinó a partir de la altura del tirante de agua correspondiente a cada escenario simulado.

Para cada combinación de cargas se realizó un análisis estructural de tipo elástico-lineal. Como resultados se obtuvieron los elementos mecánicos de la pila, correspondientes a la carga axial máxima (MaxP), momento torsionante máximo (MaxT), fuerzas cortantes máximas (MaxV2 y

MaxV3) y momentos flexionantes máximos (MaxM2 y MaxM3). Asimismo, se obtuvieron los desplazamientos (U1, U2 y U3) y las rotaciones (R1, R2 y R3).

De esta manera, para cada simulación se obtuvo un conjunto de datos formado por las variables de entrada y las respuestas obtenidas mediante el análisis estructural. Esta información se utilizó posteriormente para la construcción de la Red Bayesiana No Paramétrica y para representar las dependencias existentes entre las condiciones de carga y la respuesta de la estructura.

4.3.1.- Respuesta estructural obtenida.

Como resultado del análisis estructural realizado para los escenarios generados mediante la simulación de Monte Carlo, se obtuvieron los valores máximos de los elementos mecánicos, desplazamientos y rotaciones correspondientes a la pila analizada. Los elementos mecánicos considerados fueron la carga axial (MaxP), el momento torsionante (MaxT), las fuerzas cortantes (MaxV2 y MaxV3) y los momentos flexionantes (MaxM2 y MaxM3). Asimismo, se obtuvieron los desplazamientos U1, U2 y U3 y las rotaciones R1, R2 y R3.

Para esta etapa del análisis, los resultados obtenidos representan la respuesta estructural asociada a los diferentes escenarios considerados. La variabilidad observada se encuentra relacionada con las diferentes combinaciones de las variables de entrada utilizadas en cada simulación. El deterioro por corrosión no se incorpora directamente en estos escenarios, ya que su efecto sobre la capacidad resistente se considera posteriormente mediante la reducción del área de acero de refuerzo y la construcción del diagrama de interacción correspondiente.

En la Tabla 4.3 se presenta un resumen estadístico de las variables obtenidas, considerando la media, desviación estándar y los percentiles 5, 50 y 95. Estos valores se utilizan únicamente para describir el conjunto de resultados y no implican la adopción de una distribución de probabilidad específica. El percentil 50 corresponde a la mediana, mientras que los percentiles 5 y 95 delimitan el intervalo que contiene el 90 % central de los valores obtenidos.

Tabla 4.3.- Resumen de variables obtenidas en la simulación de Monte Carlo, con la interacción MATLAB®-SAP2000®.

Variable	Unidad	Media	Desviación estándar	P5	P50	P95
MaxP	tf	-729.55	93.62	-771.55	-710.35	-682.18
MaxT	tf-cm	-24.77	94.70	-177.15	-22.44	135.17
MaxV2	tf	2.31	0.78	1.09	2.29	3.64
MaxV3	tf	-3.56	0.49	-4.15	-3.64	-2.76
MaxM2	tf-cm	-3 315.40	385.32	-3 666.40	-3 401.00	-2 865.9
MaxM3	tf-cm	94.80	338.03	-372.88	254.26	520.93
U1	cm	-0.83	0.14	-1.03	-0.84	-0.58
U2	cm	0.01	0.02	-0.02	0.02	0.04
U3	cm	-0.48	0.08	-0.54	-0.46	-0.43
R1	rad	0.001	1.55×10^{-4}	9.59×10^{-4}	9.78×10^{-4}	0.001
R2	rad	0.001	0.003	-0.003	7.21×10^{-4}	0.006
R3	rad	1.55×10^{-6}	1.28×10^{-5}	-2.70×10^{-5}	2.32×10^{-6}	2.22×10^{-5}

En los histogramas de las variables se observan comportamientos que no presentan una misma forma de distribución. Algunas variables muestran una mayor concentración alrededor de determinados valores, mientras que otras presentan distribuciones asimétricas o con más de un modo. Un caso particularmente representativo corresponde a MaxM3, donde se observan dos concentraciones principales de resultados, por lo que la media no representa por sí sola el comportamiento de esta variable. De manera similar, algunas variables presentan valores concentrados en intervalos específicos y observaciones alejadas de la mayor concentración de datos.

Debido a estas características, la descripción de las variables se complementa mediante los percentiles mostrados en la Tabla 4.3 y la representación gráfica de algunas de las respuestas consideradas de mayor interés. Las diferentes formas observadas en las distribuciones, en conjunto con la necesidad de representar las dependencias existentes entre las variables de entrada y las respuestas estructurales, fueron consideradas posteriormente para su representación mediante una Red Bayesiana No Paramétrica.

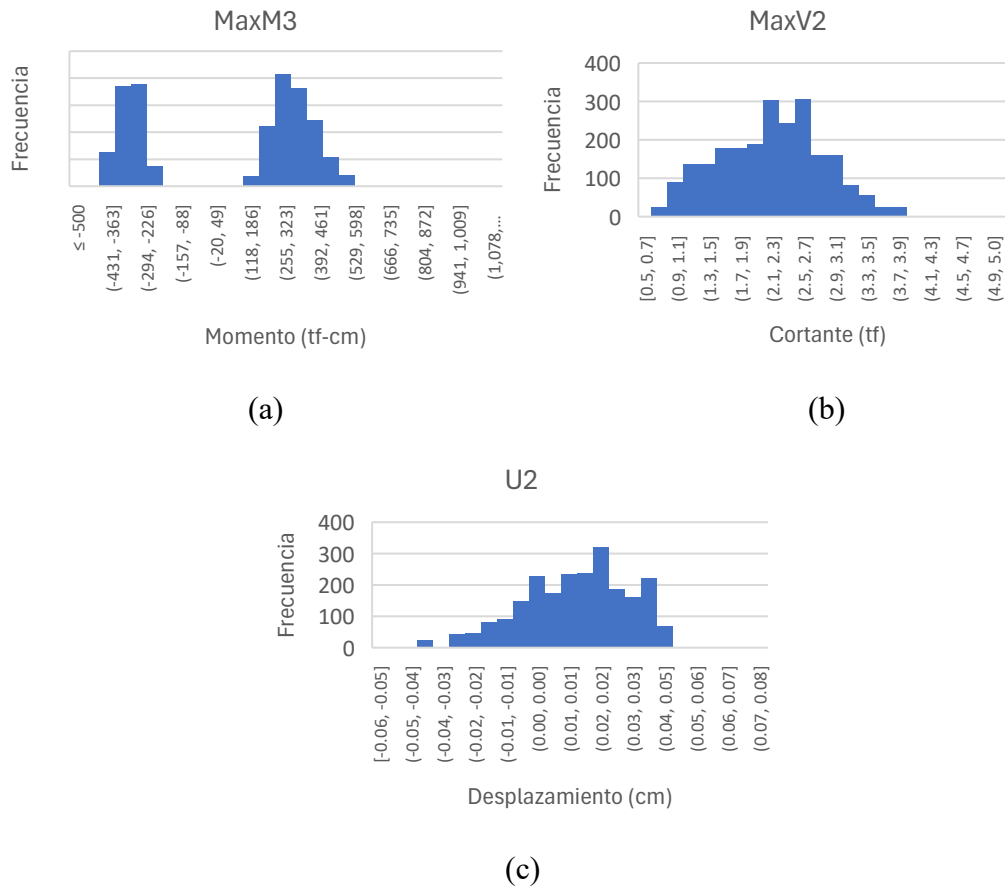


Figura 4.7: Distribuciones de algunas variables de respuesta obtenidas mediante el análisis estructural: a) MaxM3, b) MaxV2, c) U2.

4.3.2.- Base de datos para la Red Bayesiana No Paramétrica.

A partir de las 1 500 simulaciones se generó una base de datos con las variables de entrada y las respuestas obtenidas mediante el modelo estructural. Cada registro corresponde a una combinación de cargas, elementos mecánicos, desplazamientos y rotaciones resultantes de dicha condición.

La base de datos se integró con las cargas vehiculares de los carriles 1 y 2 (WTA1 y WTA2), la carga vehicular total (WT), la altura del tirante de agua (y_i), los elementos mecánicos MaxP, MaxT, MaxV2, MaxV3, MaxM2 y MaxM3, los desplazamientos U1, U2 y U3 y las rotaciones R1, R2 y R3.

Esta información fue utilizada como entrada en el programa UNINET® para la construcción de la Red Bayesiana No Paramétrica. La estructura y las dependencias establecidas entre estas variables se presentan en la siguiente sección.

4.4.- Resultados de la Red Bayesiana No Paramétrica (RBNP).

Con el fin de analizar el comportamiento observado y generar más información, se hace uso de las redes bayesianas, involucrando como nodos padres a las solicitaciones de la estructura, esto es carga viva y la carga hidrodinámica, provocada por el caudal de agua. Estos nodos se relacionan con los elementos mecánicos que actúan como respuesta en el sistema estructural, así como con los nodos que representan los desplazamientos en la estructura. Para el análisis de la red bayesiana se utilizó el software UNINET™ [54].

A diferencia de un procedimiento en el que se asigna una distribución paramétrica específica a cada variable, la RBNP permite representar las distribuciones de las variables a partir de los datos disponibles y conservar las dependencias establecidas entre ellas. Esta característica resulta de interés debido a que, como se observó en la sección anterior, las variables obtenidas del análisis estructural presentan diferentes formas de distribución, incluyendo comportamientos asimétricos y multimodales.

La estructura de la red se estableció considerando las relaciones físicas y estructurales existentes entre las variables de entrada y la respuesta del modelo. Posteriormente, a partir de la RBNP construida se generó un conjunto ampliado de 50 000 escenarios, utilizado para la evaluación de la probabilidad de falla de la pila.

4.4.1.- Estructura de la Red Bayesiana No Paramétrica.

Las cargas WTA1 y WTA2 se consideraron como variables padre de WT, debido a que la carga vehicular total depende de las cargas presentes en ambos carriles. A su vez, WT y y_i se establecieron como variables padre de los elementos mecánicos, desplazamientos y rotaciones, debido a que representan las principales acciones consideradas en el modelo estructural.

Los elementos mecánicos MaxP, MaxT, MaxV2, MaxV3, MaxM2 y MaxM3 también se establecieron como variables padre de los desplazamientos U1, U2 y U3 y de las rotaciones R1, R2 y R3. De esta manera, la estructura de la red permite representar las relaciones existentes entre las acciones aplicadas, los elementos mecánicos desarrollados y la respuesta de la pila.

Tabla 4.4: Variables analizadas y correlacionadas para la Red Bayesiana.

Variable	Descripción	Tipo de nodo
WTA1	Carga vehicular en carril 1.	Padre.
WTA2	Carga vehicular en carril 2.	Padre.
WT	Carga vehicular total.	Intermedio.
y_i	Altura del tirante.	Padre.
MaxP	Carga máxima axial.	Hijo/intermedio.
MaxV2	Fuerza cortante máxima en dirección del eje local 2.	Hijo/intermedio.
MaxV3	Fuerza cortante máxima en dirección del eje local 3.	Hijo/intermedio.
MaxM2	Momento máximo respecto al eje local 3.	Hijo/intermedio.
MaxM3	Momento máximo respecto al eje local 2.	Hijo/intermedio.
MaxT	Momento máximo torsionante.	Hijo/intermedio.
U1	Desplazamiento en dirección al eje local 1.	Hijo.
U2	Desplazamiento en dirección al eje local 2.	Hijo.
U3	Desplazamiento en dirección al eje local 3.	Hijo.
R1	Giro respecto al eje local 1.	Hijo.
R2	Giro respecto al eje local 2.	Hijo.
R3	Giro respecto al eje local 3.	Hijo.

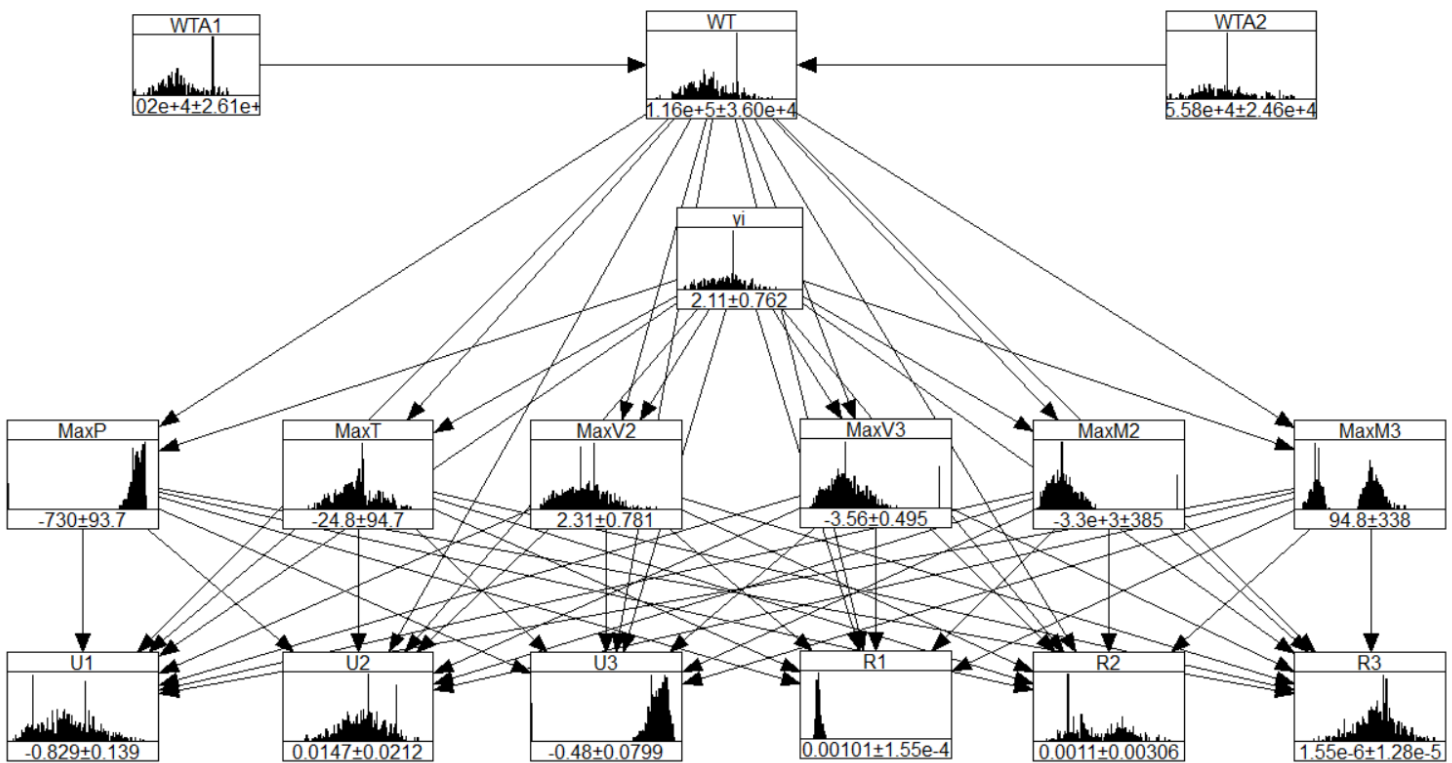


figura 4.8: Red Bayesiana realizada a partir de los datos obtenidos del modelo.

La estructura de la red sigue la secuencia general entre las acciones consideradas y la respuesta estructural obtenida. Las cargas vehiculares de ambos carriles determinan la variable WT, mientras que ésta y la altura del tirante y_i se relacionan con los elementos mecánicos, desplazamientos y rotaciones. Asimismo, los elementos mecánicos presentan relaciones con las variables de desplazamiento y rotación, incorporándose de esta manera las dependencias identificadas entre las diferentes respuestas del modelo.

4.4.2.- Dependencia entre variables.

La RBNP permite analizar las dependencias entre las variables. La figura 4.9 muestra la matriz de correlación obtenida a partir de los datos utilizados en la RBNP.

Bayes Net Rank Correlation Matrix of the Bayes Net

	WTA1	WTA2	MaxP	MaxV2	MaxV3	MaxM2	MaxM3	U1	U2	U3	WT	MaxT	R1	R2	R3	yi
WTA1	1	0	-0.401	-0.0253	0.119	0.181	-0.0546	0.313	0.0384	-0.365	0.701	-0.0173	0.166	0.147	0.0214	0
WTA2	0	1	-0.381	-0.024	0.113	0.172	-0.052	0.297	0.0365	-0.347	0.665	-0.0164	0.158	0.14	0.0204	0
MaxP	-0.401	-0.381	1	0.00263	-0.0961	-0.146	0.0362	-0.164	-0.144	0.856	-0.563	0.0102	-0.809	-0.0999	0.308	-0.0183
MaxV2	-0.0253	-0.024	0.00263	1	-0.0181	-0.0259	0.416	-0.112	0.0197	0.0579	-0.0352	0.195	0.0325	-0.0924	0.0924	0.971
MaxV3	0.119	0.113	-0.0961	-0.0181	1	0.044	-0.0187	0.263	-0.188	-0.167	0.166	-0.00675	0.166	-0.238	0.161	-0.0124
MaxM2	0.181	0.172	-0.146	-0.0259	0.044	1	-0.0276	0.263	0.104	-0.351	0.253	-0.00992	0.181	0.318	-0.173	-0.0171
MaxM3	-0.0546	-0.052	0.0362	0.416	-0.0187	-0.0276	1	-0.00692	-0.297	0.05	-0.0761	0.0896	0.244	-0.0439	-0.144	0.424
U1	0.313	0.297	-0.164	-0.112	0.263	0.263	-0.00692	1	-0.212	-0.181	0.438	0.126	0.09	0.00714	0.0399	-0.126
U2	0.0384	0.0365	-0.144	0.0197	-0.188	0.104	-0.297	-0.212	1	-0.189	0.0535	-0.655	-0.0328	0.448	-0.0809	0.0836
U3	-0.365	-0.347	0.856	0.0579	-0.167	-0.351	0.05	-0.181	-0.189	1	-0.512	0.00844	-0.736	-0.127	0.279	-0.00819
WT	0.701	0.665	-0.563	-0.0352	0.166	0.253	-0.0761	0.438	0.0535	-0.512	1	-0.0241	0.231	0.205	0.0299	0
MaxT	-0.0173	-0.0164	0.0102	0.195	-0.00675	-0.00992	0.0896	0.126	-0.655	0.00844	-0.0241	1	0.0889	-0.543	0.12	0.199
R1	0.166	0.158	-0.809	0.0325	0.166	0.181	0.244	0.09	-0.0328	-0.736	0.231	0.0889	1	-0.0193	-0.375	0.0531
R2	0.147	0.14	-0.0999	-0.0924	-0.238	0.318	-0.0439	0.00714	0.448	-0.127	0.205	-0.543	-0.0193	1	-0.153	-0.0911
R3	0.0214	0.0204	0.308	0.0924	0.161	-0.173	-0.144	0.0399	-0.0809	0.279	0.0299	0.12	-0.375	-0.153	1	0.103
yi	0	0	-0.0183	0.971	-0.0124	-0.0171	0.424	-0.126	0.0836	-0.00819	0	0.199	0.0531	-0.0911	0.103	1

Figura 4.9: Matriz de correlación de las variables de la RBNP.

4.4.3.- Generación del conjunto ampliado de escenarios.

La RBNP permitió generar un conjunto ampliado de 50 000 escenarios para la evaluación de la probabilidad de falla y la confiabilidad, manteniendo las dependencias probabilísticas entre las variables.

Los escenarios generados incluyen valores de las variables de carga y de respuesta estructural consistentes con la estructura de dependencia establecida en la RBNP. De esta manera, la generación de nuevos datos no se realizó considerando cada variable de forma independiente, sino a partir de la relación conjunta representada por la red.

Para cada escenario generado se recuperaron las variables necesarias para la evaluación de la demanda estructural. Posteriormente, estos resultados fueron utilizados en la rutina desarrollada en MATLAB® para realizar la comparación entre la demanda y la capacidad resistente de la sección correspondiente y determinar si cada escenario cumplía o no con el criterio de falla establecido.

4.5.- Evaluación de la probabilidad de falla y confiabilidad.

Una vez generado el conjunto ampliado de escenarios mediante la Red Bayesiana No Paramétrica, se realizó la evaluación de la probabilidad de falla de la pila. Para ello, se desarrolló una rutina en MATLAB® que permite comparar, para cada escenario, la demanda estructural con la capacidad resistente correspondiente a la sección analizada.

La demanda estructural se representa mediante la combinación de carga axial y momento obtenido para cada escenario, mientras que la capacidad se determina mediante el diagrama de interacción de la sección. Para la determinación de este último se consideran las propiedades geométricas y mecánicas correspondientes, así como la reducción del área del acero de refuerzo ocasionada por el deterioro por corrosión.

La evaluación de la falla se realiza de manera independiente para cada escenario, considerando la variabilidad de las demandas y la variación de la capacidad resistente de la sección. A partir del número de escenarios que no satisfacen el criterio establecido se determina la probabilidad de falla y, posteriormente, el índice de confiabilidad.

4.5.1.- Criterio de falla.

La condición de cumplimiento se establece comparando el punto de demanda (P, M) con el diagrama de interacción. Cuando el punto se encuentra dentro de la región delimitada por el diagrama, se considera que la sección cuenta con capacidad suficiente para resistir la combinación de acciones y el escenario se clasifica como cumplimiento. Por el contrario, cuando el punto se localiza fuera del diagrama de interacción, la demanda supera la capacidad resistente de la sección y el escenario se clasifica como falla.

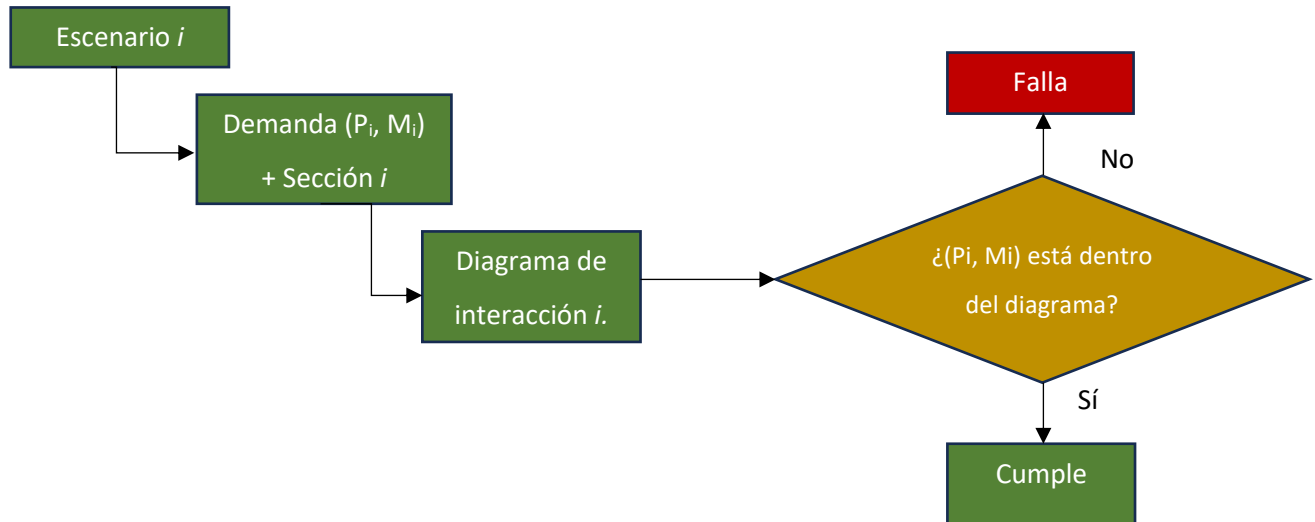


Figura 4.10: Proceso para aplicación de criterio de falla.

Este procedimiento se repite para la totalidad de los escenarios generados. Finalmente, la probabilidad de falla se estima mediante la relación entre el número de escenarios clasificados como falla y el número total de escenarios evaluados:

$$P_f = \frac{N_f}{N} \quad (4.1)$$

Donde N_f es el número de escenarios clasificados como falla y N el número total de escenarios evaluados.

A partir de la probabilidad de falla se determina el índice de confiabilidad β , utilizando la relación definida en el marco teórico.

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (4.2)$$

4.5.2.- Resultados para la pila representativa.

El procedimiento descrito anteriormente se aplicó inicialmente a la configuración representativa de la pila utilizada en el modelo estructural. Para cada uno de los escenarios generados se determinó el punto correspondiente a la carga axial y el momento, y se comparó con el diagrama de interacción asociado a las propiedades de la sección.

En la Figura 4.11 se presentan los puntos de demanda obtenidos y su posición respecto a la capacidad resistente de la sección. Como puede observarse, para las condiciones consideradas en el análisis, los escenarios evaluados permanecen dentro de la región de capacidad definida por el diagrama de interacción.

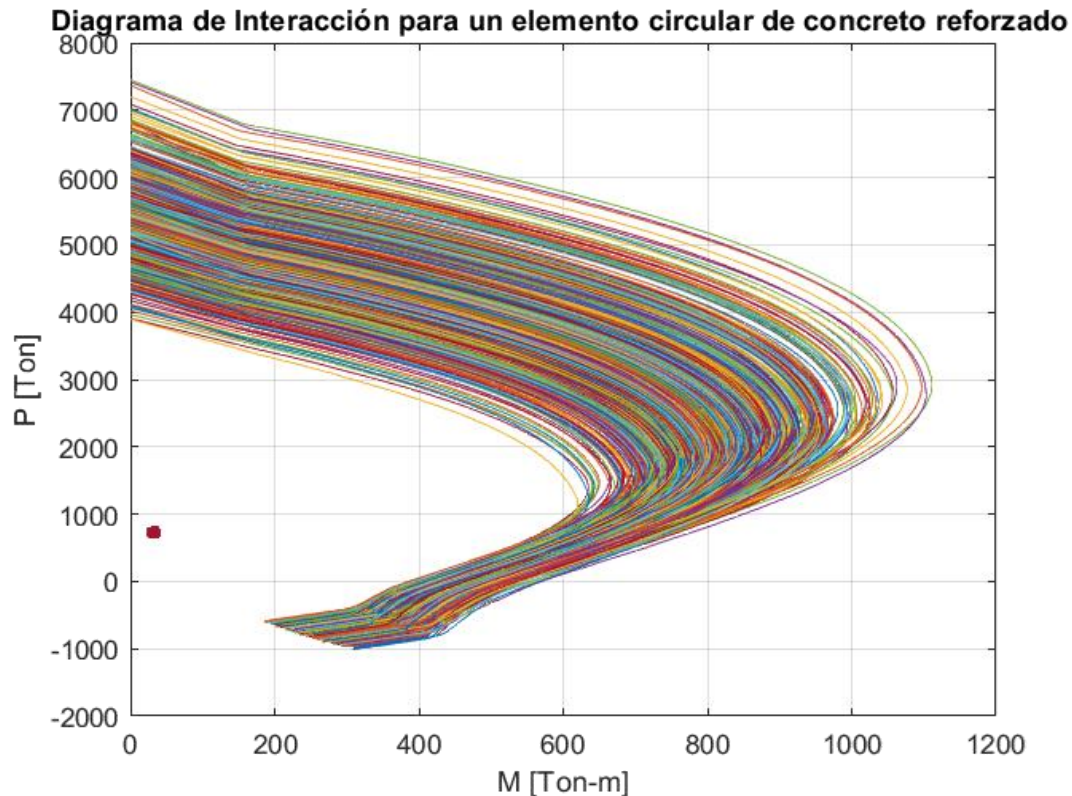


Figura 4.11: Diagrama de interacción de la pila crítica del puente vehicular para cada simulación.

Para la configuración representativa de la pila no se observaron eventos de falla dentro de los 50 000 escenarios evaluados, debido a que las combinaciones de demanda consideradas permanecieron dentro de la capacidad resistente de la sección. Este resultado indica que, bajo las condiciones, variables y supuestos adoptados en la presente investigación, la pila presenta una reserva de capacidad suficiente frente a las demandas generadas.

4.5.3.- Evaluación de configuraciones críticas.

Debido a que para la configuración representativa de la pila no se observaron eventos de falla en los escenarios evaluados, se realizó un análisis adicional mediante la modificación de las características resistentes de la sección. El propósito de este análisis fue evaluar la respuesta del procedimiento de confiabilidad ante configuraciones con una menor capacidad resistente y observar la variación de la probabilidad de falla y del índice de confiabilidad.

Para ello, se analizaron diferentes combinaciones de diámetro de la sección y cantidad de acero longitudinal, manteniendo las demandas generadas previamente. Para cada configuración se construyeron los diagramas de interacción correspondientes y se repitió el procedimiento de clasificación para los 50 000 escenarios.

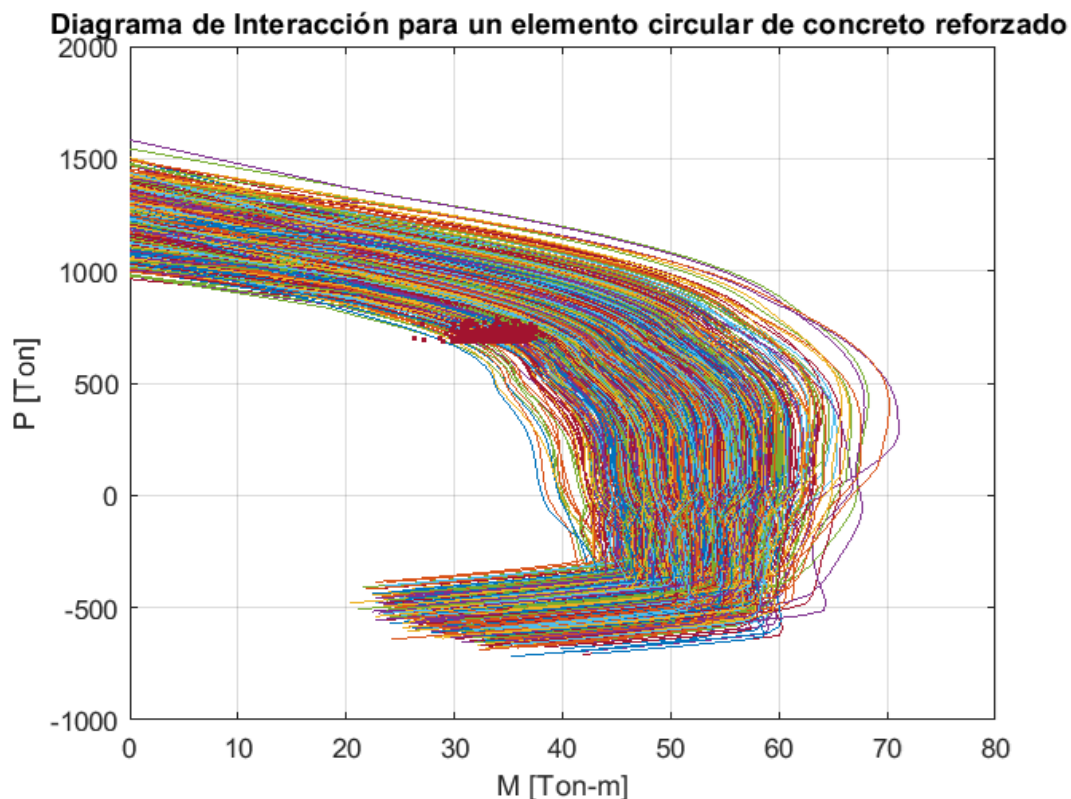


Figura 4.12: Diagrama de interacción de la pila crítica del puente vehicular para cada simulación, con sección circular de diámetro de 45 cm y 20 varillas de refuerzo longitudinal.

Para el caso presentado en la Figura 4.12, se observa un número considerable de simulaciones en las que la sección y el refuerzo de la pila no satisfacen la demanda generada por las cargas vehiculares e hidrodinámicas. Para esta configuración, la probabilidad de falla obtenida es de 0.0481.

Analizando diferentes secciones y números de varillas de refuerzo longitudinal (del número 8) se generó la siguiente tabla:

Tabla 4.5: Probabilidad de falla e índice de confiabilidad para las configuraciones de sección evaluadas.

Número de varillas longitudinales (no. 8)	Diámetro de la sección confinada (cm)	P_f	β
20	45	0.04809	1.6637
20	55	0.010807	2.2971
20	65	0.00002069	4.0997
15	65	0.00027542	3.4547

Los resultados muestran que la probabilidad de falla varía de manera importante entre las configuraciones analizadas. Para las secciones con menor capacidad resistente se obtuvo una mayor cantidad de escenarios fuera del diagrama de interacción, mientras que al incrementar el diámetro de la sección y/o el área de acero longitudinal disminuyó la proporción de escenarios clasificados como falla.

Los valores obtenidos fueron utilizados posteriormente para determinar el índice de confiabilidad, permitiendo comparar las diferentes configuraciones bajo un mismo criterio probabilístico.

4.6.- Discusión de resultados.

Los resultados obtenidos permiten analizar de manera conjunta la influencia de las acciones consideradas, el deterioro por corrosión y la variabilidad de las propiedades de la estructura sobre la confiabilidad de la pila. La metodología desarrollada permitió separar la determinación de la demanda estructural de la evaluación de la capacidad resistente, para posteriormente integrar ambas mediante un criterio de falla basado en los diagramas de interacción de la sección.

4.6.1.- Influencia de las acciones consideradas sobre la demanda estructural.

Los resultados de la matriz de correlación muestran que la influencia de las acciones consideradas depende de la componente de respuesta analizada. La carga vehicular total presenta una asociación importante con la carga axial y determinadas componentes de desplazamiento, mientras que la altura del tirante de agua presenta su mayor asociación con la fuerza cortante MaxV2.

Particularmente, el coeficiente de correlación de 0.971 entre y_1 y MaxV2 evidencia que la variación de la acción hidrodinámica se refleja principalmente en la respuesta cortante de la pila en dicha dirección. Por otra parte, WT presenta coeficientes de -0.563 con MaxP, 0.438 con U1 y -0.512 con U3, mostrando una mayor relación con otras componentes de la respuesta estructural.

Estos resultados indican que las cargas vivas y la acción hidrodinámica no influyen de la misma manera sobre todas las variables estructurales. Mientras la acción hidrodinámica presenta una influencia particularmente marcada sobre una componente de cortante, la carga vehicular se relaciona con la respuesta axial y con determinadas componentes de desplazamiento.

4.6.2.- Influencia del deterioro por corrosión sobre la capacidad resistente.

Para la configuración representativa de la pila no se observaron eventos de falla dentro de los 50 000 escenarios evaluados, lo que indica que, bajo las condiciones y supuestos considerados, la sección conserva una capacidad suficiente frente a las demandas generadas. Este resultado no

implica que la corrosión carezca de efecto, sino que la pérdida de capacidad estimada no fue suficiente para alcanzar el estado límite establecido.

Adicionalmente, el análisis de configuraciones con menor capacidad resistente permitió observar un incremento en el número de escenarios que exceden el diagrama de interacción. Estos resultados muestran que la influencia del deterioro sobre la confiabilidad adquiere mayor importancia conforme disminuye la reserva de capacidad de la sección.

4.6.3.- Probabilidad de falla y confiabilidad.

Los resultados obtenidos para la configuración representativa de la pila no mostraron eventos de falla dentro de los 50 000 escenarios evaluados, debido a que las combinaciones de demanda permanecieron dentro de los diagramas de interacción correspondientes. Este resultado indica que, bajo las condiciones y supuestos considerados en el estudio, la sección mantiene una capacidad suficiente frente a las demandas generadas.

Para las configuraciones con menor capacidad resistente se observó un incremento en la probabilidad de falla y una disminución del índice de confiabilidad. Como se presentó en la sección 4.5.3, para la configuración con 20 varillas de refuerzo longitudinal, el incremento del diámetro de la sección confinada de 45 a 65 cm redujo la probabilidad de falla (P_f) de 0.04809 a 0.00002, mientras que el índice de confiabilidad (β) aumentó de 1.664 a 4.099.

Asimismo, para un diámetro de sección confinada de 65 cm, la reducción de 20 a 15 varillas incrementó la probabilidad de falla (P_f) de 0.00002 a 0.00027 y redujo el índice de confiabilidad (β) de 4.099 a 3.455. Por lo tanto, los resultados muestran que tanto las dimensiones de la sección como la cantidad de acero longitudinal influyen en el nivel de confiabilidad obtenido.

Los valores de P_f y β permiten expresar estas diferencias en términos probabilísticos y comparar las configuraciones analizadas bajo un mismo criterio. Sin embargo, los resultados obtenidos corresponden específicamente a las condiciones de carga, modelos, variables y supuestos

establecidos en esta investigación, por lo que deben interpretarse dentro de los alcances definidos para el estudio.

4.6.4.- Integración de los resultados.

Para la configuración representativa de la pila no se observaron eventos de falla dentro de los 50 000 escenarios evaluados, aun considerando el deterioro estimado para el periodo de análisis. Por otra parte, la evaluación de configuraciones con menor capacidad resistente mostró que, conforme disminuye la reserva de capacidad de la sección, aumenta la probabilidad de falla y disminuye el índice de confiabilidad.

Estos resultados son consistentes con el planteamiento general de que el deterioro puede afectar la confiabilidad de la pila; sin embargo, no permiten comprobar de manera directa la disminución del 20 % establecida en la hipótesis, debido a que para la configuración representativa no se observaron eventos de falla dentro del conjunto de escenarios analizados. Por lo tanto, bajo las condiciones y supuestos considerados en esta investigación, no se obtuvo evidencia suficiente para confirmar cuantitativamente la magnitud de reducción planteada en la hipótesis.

Para la geometría representativa seleccionada, la capacidad resistente fue suficientemente grande para que el deterioro estimado a 100 años no produjera eventos de falla dentro de los escenarios analizados.

4.7.- Análisis complementario de la respuesta estructural ante el deterioro.

De manera complementaria a la metodología utilizada para la evaluación de la confiabilidad, durante el desarrollo de la investigación se realizó un análisis comparativo con el propósito de observar las diferencias en la respuesta estructural de la pila al considerar el deterioro por corrosión. Este análisis corresponde a una etapa previa del desarrollo metodológico y sus resultados no fueron utilizados directamente para la estimación final de la probabilidad de falla.

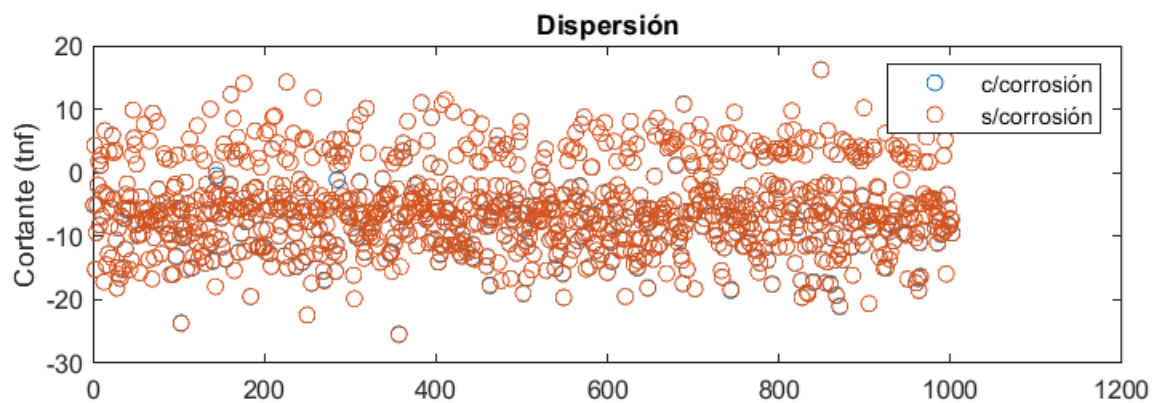
Para este análisis se compararon escenarios correspondientes a una condición sin deterioro y a diferentes condiciones de corrosión. En cada caso se consideró la variabilidad de las propiedades

mecánicas del concreto, modificando la resistencia a compresión f'_c y su módulo de elasticidad E_c asociado, así como la reducción del área de acero de refuerzo correspondiente al nivel de deterioro considerado.

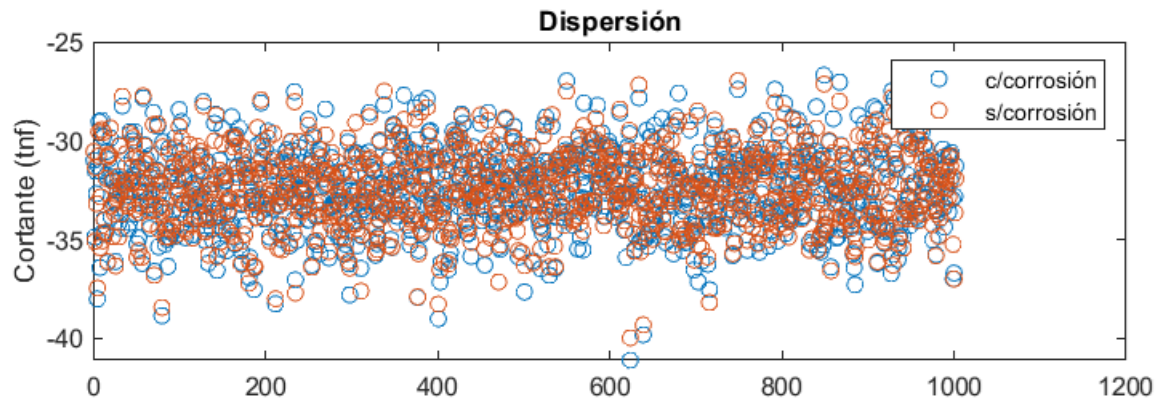
Aunque el análisis estructural se realizó dentro del régimen elástico-lineal, la variación del módulo de elasticidad E_c modifica la rigidez de los elementos y, por consiguiente, puede producir diferencias en los desplazamientos y rotaciones obtenidos. Por otra parte, la pérdida de área de acero tiene una influencia directa sobre la capacidad resistente de la sección, efecto que posteriormente fue incorporado de manera explícita en la metodología final mediante los diagramas de interacción.

4.7.1- Comparación de los elementos mecánicos.

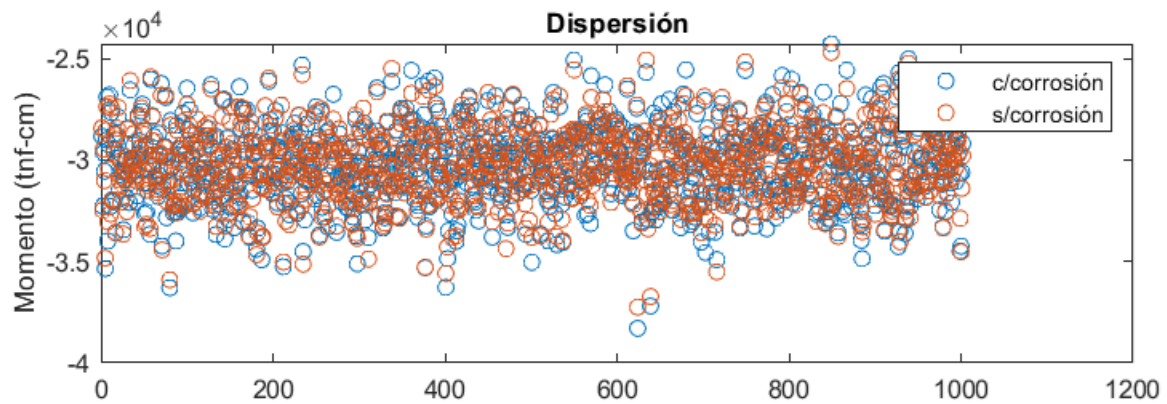
En la Figura 4.13 se presenta la comparación de los elementos mecánicos obtenidos para las condiciones sin deterioro y con deterioro consideradas en el análisis complementario. Las diferencias observadas se encuentran asociadas a las variaciones introducidas en las propiedades del modelo y a las distintas condiciones generadas durante las simulaciones.



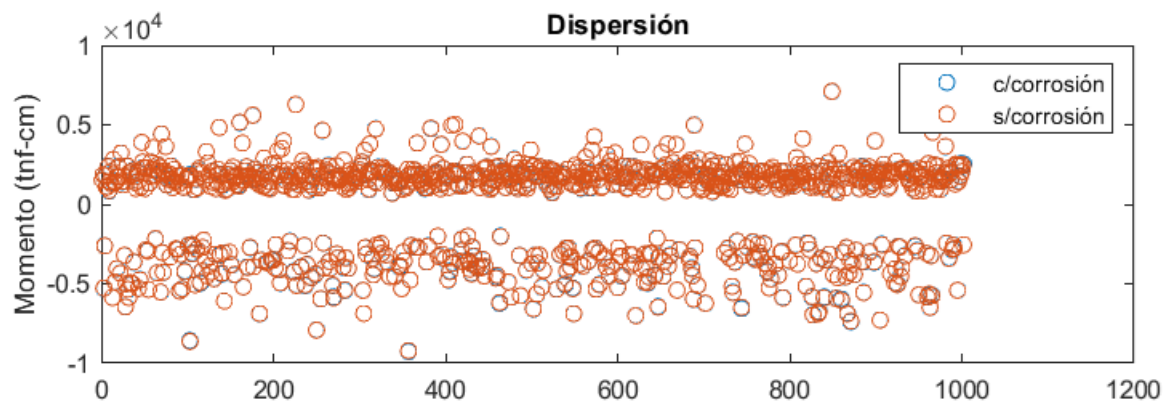
a) Gráfica de dispersión para cortante en dirección del eje X.



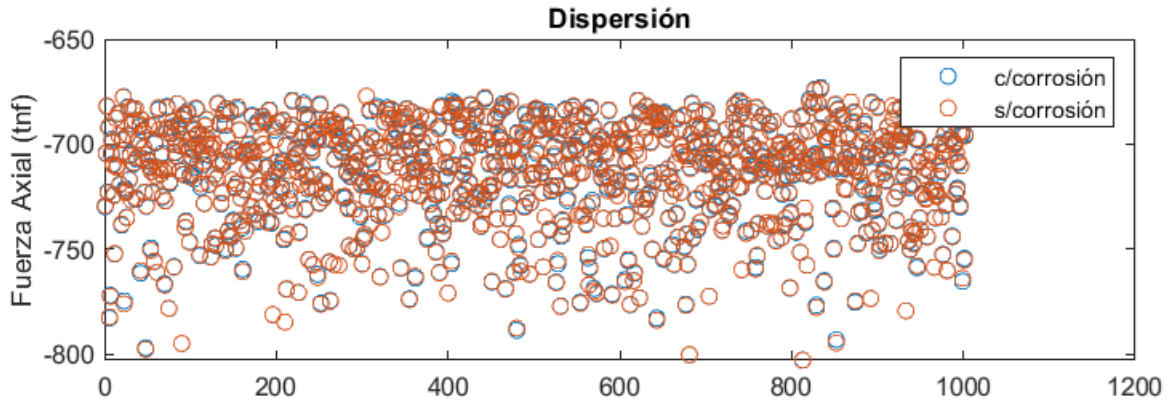
b) Gráfica de dispersión para cortante en dirección del eje Y.



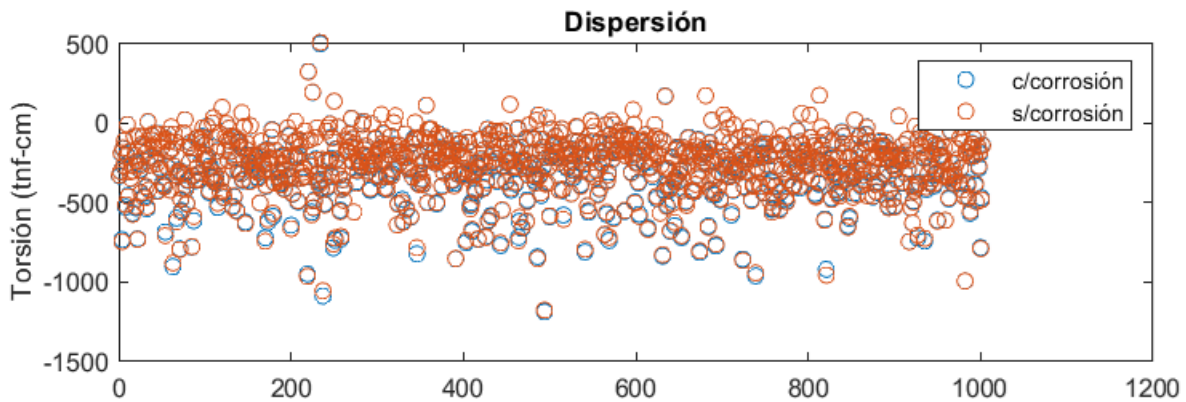
c) Gráfica de dispersión para momentos alrededor del eje Y.



d) Gráfica de dispersión para momentos alrededor del eje X.



e) Gráfica de dispersión para fuerza axial resultante.



f) Gráfica de dispersión para torsión resultante.

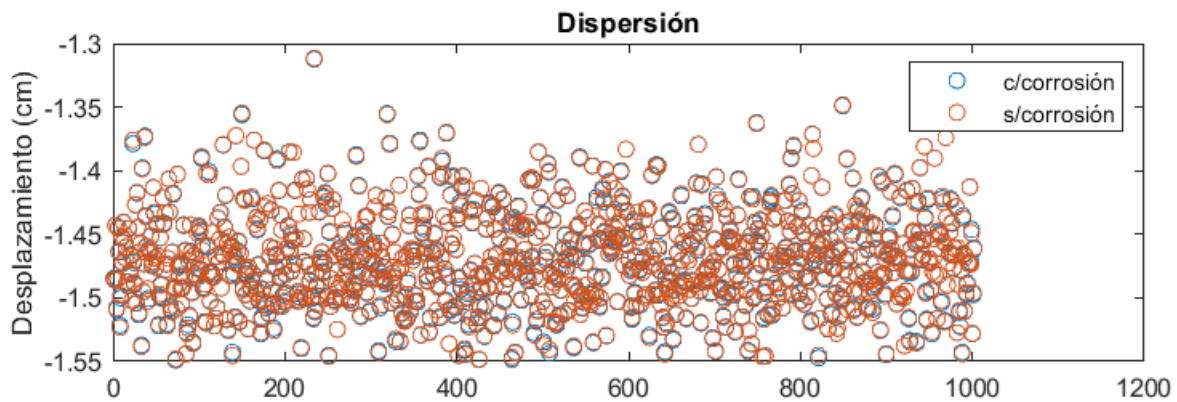
Figura 4.13: a) Cortante en dirección del eje X, b) Cortante en dirección del eje Y, c) Momento alrededor del eje Y, d) Momento alrededor del eje X, e) Fuerza axial resultante, f) Torsión resultante.

En términos generales, los elementos mecánicos presentan pequeñas diferencias entre las condiciones analizadas. La magnitud de estas diferencias varía dependiendo de la componente de respuesta considerada, por lo que posteriormente se realizó una comparación estadística para determinar si las variaciones observadas resultaban significativas.

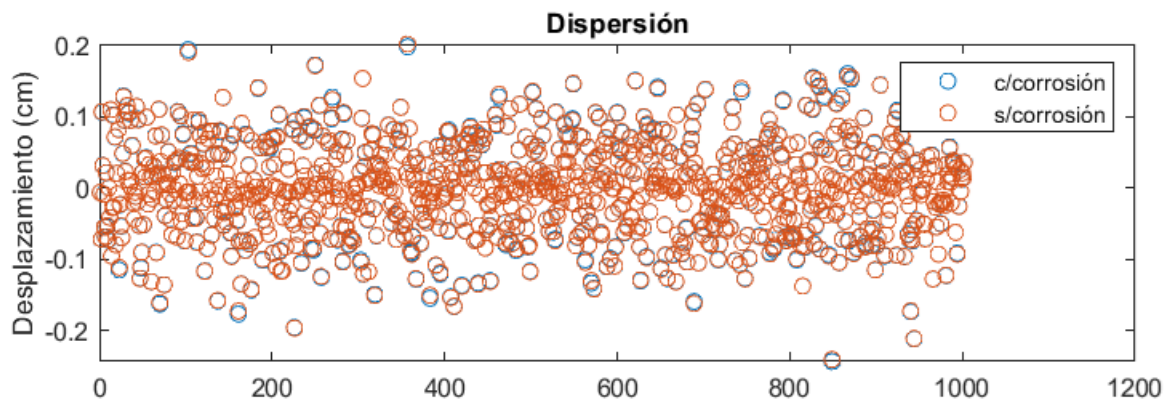
4.7.2.- Comparación de desplazamientos y rotaciones.

En las Figuras 4.14 y 4.15 se presentan los desplazamientos y rotaciones obtenidos para las condiciones analizadas. A diferencia de la capacidad resistente, estas variables se encuentran relacionadas directamente con la rigidez utilizada en el modelo estructural. Debido a que durante estas simulaciones se modificó el módulo de elasticidad E_c de acuerdo con el valor de f'_c considerado, pueden presentarse diferencias en la respuesta aun cuando el análisis se mantenga dentro del régimen elástico-lineal.

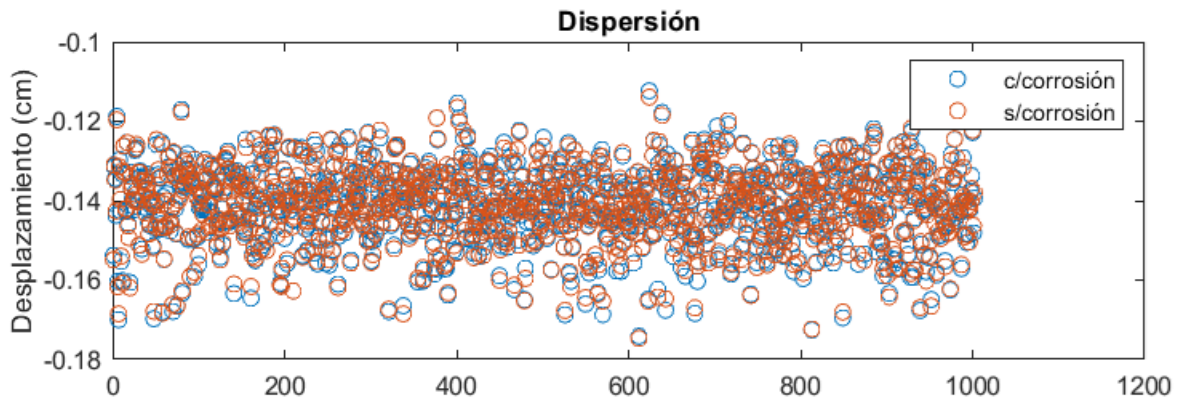
Por lo tanto, las variaciones observadas en los desplazamientos y rotaciones no deben interpretarse como resultado exclusivo de la pérdida de acero por corrosión, sino como la respuesta del modelo ante el conjunto de modificaciones consideradas durante esta etapa del análisis.



a) Gráfica de dispersión para desplazamiento en X.

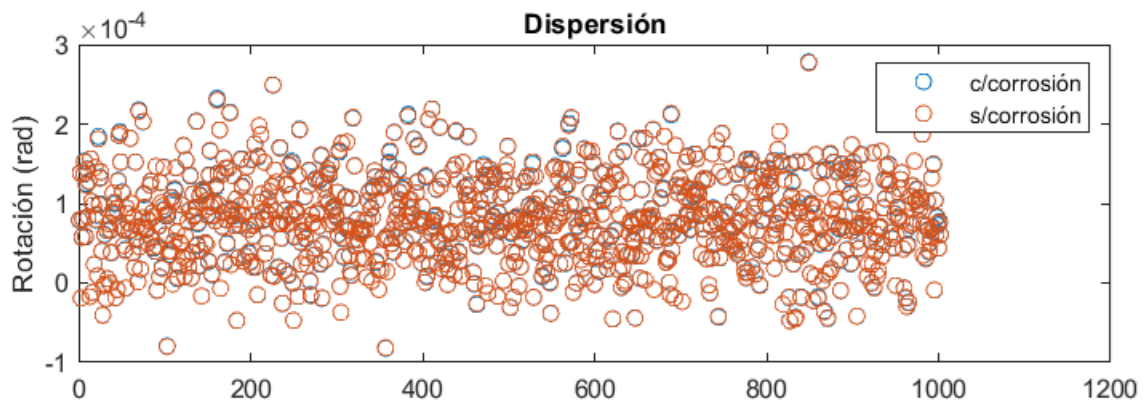


b) Gráfica de dispersión para desplazamiento en Y.

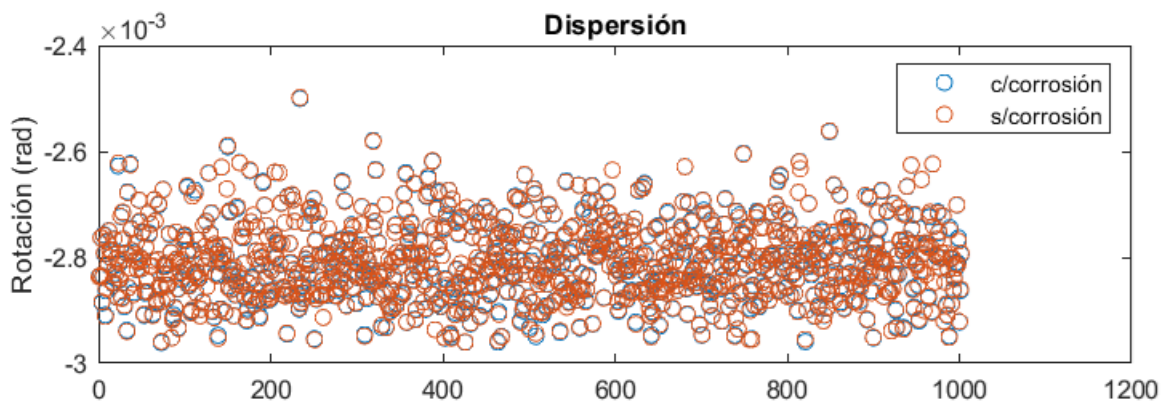


c) Gráfica de dispersión para desplazamiento en Z.

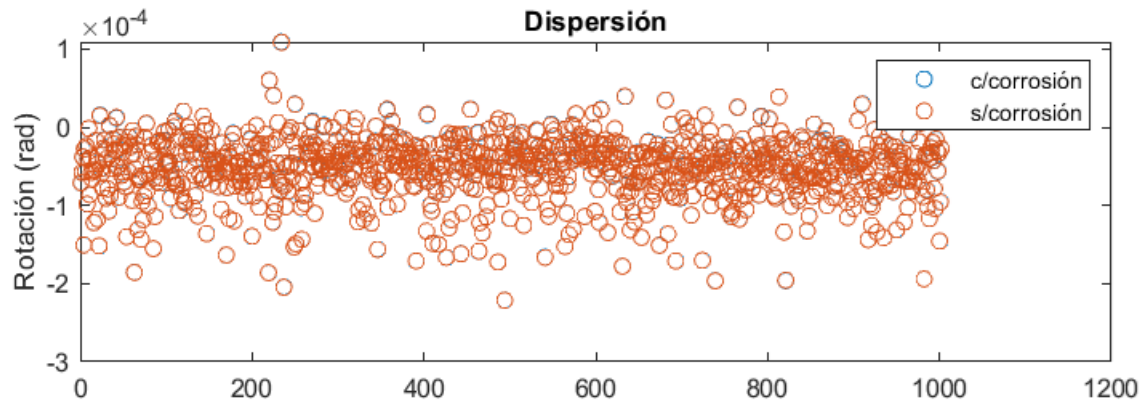
Figura 4.14: a) Desplazamientos en el eje x, b) Desplazamientos en el eje y, c) Desplazamientos en el eje z.



a) Gráfica de dispersión para las rotaciones alrededor del eje X.



b) Gráfica de dispersión para las rotaciones alrededor del eje Y.



c) Gráfica de dispersión para las rotaciones alrededor del eje Z.

Figura 4.15: a) Rotaciones alrededor del eje X, b) Rotaciones alrededor del eje Y, c) Rotaciones alrededor del eje Z.

Es importante destacar que en las simulaciones anteriores se utiliza una velocidad de propagación de la corrosión (I_{corr}) de aproximadamente $1.75 \mu\text{m/año}$. Sin embargo, una revisión posterior sugiere velocidades mayores:

Tabla 4.6: Intervalos de valores de densidad de corriente de corrosión relacionados con su significado en términos de vida de servicio del acero de refuerzo [55].

i_{corr} ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	I_{corr} ($\mu\text{m/año}$)	Nivel de corrosión
≤ 0.1	≤ 1.0	Despreciable
0.1-0.5	1.0-5.0	Bajo
0.5-1.0	5.0-10.0	Moderado
> 1.0	> 10.0	Alto

Andrade y Alonso (2004) establecieron los valores mostrados en la tabla 4.6 con base en sus pruebas experimentales en sitio para estructuras existentes con presencia de corrosión. Considerando un nivel de corrosión moderado con una velocidad de corrosión aproximada de $5.0 \mu\text{m/año}$ se obtuvieron resultados distintos.

En conjunto, los resultados de este análisis permiten observar las variaciones en la respuesta estructural obtenidas para las diferentes condiciones consideradas. En el caso de los

desplazamientos y rotaciones, estas diferencias se encuentran relacionadas con las variaciones en la rigidez del modelo, particularmente con la modificación del módulo de elasticidad del concreto. Por su parte, las variaciones observadas en los elementos mecánicos dependen de las condiciones consideradas durante cada simulación. Estos resultados se presentan como complemento al análisis de confiabilidad, permitiendo observar el comportamiento de la respuesta estructural ante las variaciones consideradas en el modelo.

CAPÍTULO 5

5.- Conclusiones y recomendaciones.

El objetivo de este trabajo fue evaluar la confiabilidad de una pila de concreto reforzado de un puente vehicular representativo, considerando el deterioro por corrosión y su respuesta ante cargas hidrodinámicas y vivas. Para ello, se desarrollaron rutinas en MATLAB® que permiten automatizar las simulaciones y los análisis estructurales realizados en SAP2000®, así como recopilar los resultados obtenidos.

5.1.- Conclusiones.

En este trabajo se desarrolla y aplica una metodología para evaluar la confiabilidad de la pila del puente vehicular. A partir de los resultados obtenidos se llega a las siguientes conclusiones:

1. La metodología desarrollada permitió integrar la variabilidad de las acciones, la respuesta estructural y el deterioro de la capacidad resistente para estimar la probabilidad de falla de la pila. La simulación de Monte Carlo permitió obtener los escenarios iniciales, mientras que con la Red Bayesiana No Paramétrica se representaron las dependencias entre las variables y se amplió el conjunto de datos para determinar la probabilidad de falla.
2. Las cargas vivas y la acción hidrodinámica influyen de manera diferente sobre las componentes de la respuesta estructural. La altura del tirante presentó su mayor asociación con la fuerza cortante MaxV2, con un coeficiente de correlación de 0.971, mientras que la carga vehicular total presentó correlaciones de -0.563 con MaxP y -0.512 con U3. Estos resultados muestran que la influencia de las acciones depende de la componente estructural analizada.
3. Para la configuración representativa de la pila no se observaron eventos de falla en los 50 000 escenarios evaluados. Bajo las condiciones, variables y supuestos considerados, las demandas generadas se mantuvieron dentro de la capacidad resistente de la sección, mostrando una capacidad resistente suficiente para el nivel de deterioro analizado.
4. La reducción de la capacidad resistente incrementa la probabilidad de falla y disminuye el índice de confiabilidad. Para la configuración con 20 varillas longitudinales, el incremento

del diámetro de la sección confinada de 45 a 65 cm redujo la probabilidad de falla (P_f) de 0.04809 a 0.00002069, mientras que el índice de confiabilidad (β) aumentó de 1.664 a 4.099. Este resultado muestra cuantitativamente la sensibilidad de la confiabilidad ante cambios en la capacidad resistente de la sección.

5. La cantidad de acero de refuerzo longitudinal también refleja una influencia importante en la confiabilidad. La reducción de 20 a 15 varillas de refuerzo longitudinal incrementó la probabilidad de falla (P_f) de 0.00002 a 0.00027 y redujo el índice de confiabilidad (β) de 4.099 a 3.455, demostrando la influencia del área de acero disponible sobre la capacidad de la sección.
6. La disminución del 20 % en la confiabilidad planteada en la hipótesis no fue comprobada para la configuración representativa de la pila analizada. La ausencia de eventos de falla para dicha configuración no permitió establecer cuantitativamente una reducción de la confiabilidad de la magnitud propuesta. Sin embargo, los análisis realizados muestran que la disminución de la capacidad resistente incrementa la probabilidad de falla y reduce el índice de confiabilidad.

5.2.- Limitaciones del estudio.

Los resultados obtenidos deben interpretarse considerando las simplificaciones adoptadas en la investigación. El análisis se realizó para una pila representativa de un puente vehicular y mediante un modelo estructural elástico-lineal. El deterioro por corrosión se representó principalmente mediante la reducción del área del acero de refuerzo, sin considerar efectos como pérdida de adherencia, agrietamiento y desprendimiento del recubrimiento.

Asimismo, las acciones hidrodinámicas fueron representadas mediante cargas estáticas equivalentes, sin considerar la interacción dinámica fluido-estructura, la socavación ni otros mecanismos asociados a inundaciones. Finalmente, la estimación de la probabilidad de falla se encuentra condicionada por las variables, distribuciones, dependencias y número de escenarios considerados en el análisis.

5.3.- Recomendaciones y trabajos futuros.

A partir de los resultados y limitaciones identificadas, se recomienda que trabajos posteriores consideren modelos estructurales no lineales que permitan representar con mayor detalle la pérdida de rigidez, el agrietamiento del concreto y otros efectos asociados al deterioro por corrosión. Además, sería conveniente incorporar otros mecanismos de deterioro y fenómenos asociados a inundaciones, particularmente la socavación y la interacción suelo-estructura.

También se recomienda ampliar la metodología hacia la evaluación del sistema completo del puente, considerando las dependencias entre sus diferentes componentes estructurales. Utilizar las redes bayesianas puede resultar de interés para este propósito, al permitir incorporar nueva información y realizar inferencias sobre el estado del sistema a partir del comportamiento de sus elementos.

Finalmente, se recomienda evaluar un mayor número de geometrías, condiciones de exposición y niveles de deterioro, con el propósito de establecer relaciones más generales entre la pérdida de capacidad resistente, la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad.



Anexo I.- Código en MATLAB® determinar el periodo de inicio de la corrosión y la pérdida de acero de refuerzo por la propagación de la corrosión.

```
clear all;
clc;
% Cálculo del coeficiente de difusión del cloruro, Dc (cm^2/s)
ac=0.55; %relación agua/cemento (a/c)
Cf=351; %cantidad de material cementante
t=1:1:100; %tiempo de servicio de la estructura, de 1 a 50 años.
fa=0; %cantidad de ceniza volante
Ccr=1.5; %concentración de cloruros
Co=0.75; %porcentaje del peso del material cementante
Ci=0; %concentración cloruro inicial
c=6; %recubrimiento concreto en cm
year=3.156e+7; %segundos en un año
dim1=25.4; %diámetro de la barra de acero en mm (#8)
% dim1=12.7; %diámetro de la barra de acero en mm (#4)
A0=18748.18; %20253.5; %área inicial de las barras mm2.
for i=1:50;
    Dc(i)=(0.68*(ac)^0.73)/((Cf^2.8)*(t(i)^0.4)*((1+fa)^2.6));
end
Dcp=mean(Dc);
plot(t,Dc,t,Dcp)
hold on
yline(Dcp);
grid on
ylabel('D_{c}, cm^{2}/s')
xlabel('Tiempo de servicio (t_{servicio}), años')
legend('D_{c}', 'D_{c} promedio')
hold off
x=(Ccr-Co)/(Ci-Co);
x2=0.0788*(x^3)-0.5642*(x^2)+1.3156*x;
Tcorr2=(c/(2*x2*sqrt(Dcp)))^2;
Tcorr=Tcorr2/year;
Icorr=1.75;
Px=0.0115*Icorr*t;
dwt=-2.37*((c/dim1)^-1)-6.89*Px+62.68*(Px/(c/dim1));
a=8/3.6;
ddim=((((dim1/2)/((dim1/2)+c))+1)*c*dwt)/((a-1)*pi()*dim1);
dAs=pi()*(ddim.^2)/4;
Art=A0-dAs;
plot(Art)
xlabel('Tiempo de propagación de la corrosión, años')
ylabel('Área total reducida por corrosión, mm^{2}')
grid on
```

Anexo II.- Código de MATLAB® para modificación de cargas, geometría y propiedad de materiales en SAP2000®.

```
%Longitud del claro
B=3500;
% Longitud del camión más largo
Lmax=2742;
%% Copiado de archivos
% Borrar ambos archivos COPIA
syscmdBorrar='del PUENTE2022_COPIA_CORR.$2k';
system(syscmdBorrar);
syscmdBorrar='del PUENTE2022_COPIA.$2k';
system(syscmdBorrar);
% Copia el archivo original a otro llamado copia
% Este archivo será el que tendrá los efectos la corrosión.
syscmdCopiar='copy PUENTE2022_MOD2.$2k PUENTE2022_COPIA_CORR.$2k';
system(syscmdCopiar);
%% Abrir archivo $2k
fin = fopen('PUENTE2022_MOD2.$2K');
fout = fopen('PUENTE2022_COPIA_CORR.$2k', 'at');
%% Agregar al final del archivo modificado las cargas aleatorias
ss=""
fprintf(fout, '\n%s', ss);
s='TABLE: "FRAME LOADS - POINT"'
fprintf(fout, '%s\n', s);
% Vector auxiliar para nombrar los ejes
JJJ=[1; 2; 3; 4; 5; 6; 7; 8; 9];
%% Cargas
load('Nine_axles_bridge')
A = axlevehicles16L;
clear axlevehicles16L
%% Cargas primer carril
%Posicion aleatoria del eje 1
Po = rand*B;
%Selecciona un vehículo de los 790 para obtener pesos y distancias por ejes
v = randi(length(A));
%Axle Weight, vector de pesos
AW1 = A(v,1:9);
Pos1 = [Po Po+A(v,10)/1 Po+sum(A(v,10:11))/1 Po+sum(A(v,10:12))/1,...
Po+sum(A(v,10:13))/1 Po+sum(A(v,10:14))/1 Po+sum(A(v,10:15))/1,...
Po+sum(A(v,10:16))/1 Po+sum(A(v,10:17))/1]
K1=find(Pos1>B);
Pos1(K1)=Pos1(K1)-B;
K3=find(Pos1>B);
d1(1)=Pos1(1); % 1m de distancia del inicio de la barra al Eje 1
d1(2)=Pos1(2); % distancia del inicio de la barra al Eje 2
d1(3)=Pos1(3); % distancia del inicio de la barra al Eje 3
d1(4)=Pos1(4); % distancia del inicio de la barra al Eje 4
```

```

d1(5)=Pos1(5); % distancia del inicio de la barra al Eje 5
d1(6)=Pos1(6); % distancia del inicio de la barra al Eje 6
d1(7)=Pos1(7); % distancia del inicio de la barra al Eje 7
d1(8)=Pos1(8); % distancia del inicio de la barra al Eje 8
d1(9)=Pos1(9); % distancia del inicio de la barra al Eje 9
% Dividir las distancias entre el total para obtener la distancia relativa (DistRel)
d11=d1/B
PesoEje1(1)=AW1(1)/1000; %Peso del eje 1 [Kg]
PesoEje1(2)=AW1(2)/1000; %Peso del eje 2 [Kg]
PesoEje1(3)=AW1(3)/1000; %Peso del eje 3 [Kg]
PesoEje1(4)=AW1(4)/1000; %Peso del eje 4 [Kg]
PesoEje1(5)=AW1(5)/1000; %Peso del eje 5 [Kg]
PesoEje1(6)=AW1(6)/1000; %Peso del eje 6 [Kg]
PesoEje1(7)=AW1(7)/1000; %Peso del eje 7 [Kg]
PesoEje1(8)=AW1(8)/1000; %Peso del eje 8 [Kg]
PesoEje1(9)=AW1(9)/1000; %Peso del eje 9 [Kg]
if rand<0.5; %Elige aleatoriamente la barra a cargar primero, ya sea 9 o 10
    if numel(K1)==0;
        for k=1:9; %Ciclo para asignar las cargas de los ejes a la barra 9
            formatSpec= ' Frame=2 LoadPat=EJE1%i CoordSys=GLOBAL Type=Force Dir=Gravity
DistType=RelDist RelDist=%.4f AbsDist=%.4f Force=%.4f\n'
            fprintf(fout, formatSpec, JJJ(k), d11(k), d1(k), PesoEje1(k));
        end
    else
        for k=1:K1(1)-1; %Ciclo para asignar las cargas de los ejes a la barra 9
            formatSpec= ' Frame=2 LoadPat=EJE1%i CoordSys=GLOBAL Type=Force Dir=Gravity
DistType=RelDist RelDist=%.4f AbsDist=%.4f Force=%.4f\n'
            fprintf(fout, formatSpec, JJJ(k), d11(k), d1(k), PesoEje1(k));
        end
        for k=K1(1):9; %Ciclo para asignar las cargas de los ejes a la barra 10
            formatSpec= ' Frame=86 LoadPat=EJE1%i CoordSys=GLOBAL Type=Force Dir=Gravity
DistType=RelDist RelDist=%.4f AbsDist=%.4f Force=%.4f\n'

            if length(K3)>0 && k>K3(1)-1;
                AW1(k)=0;
                PesoEje1(k)=0;
            end
            fprintf(fout, formatSpec, JJJ(k), d11(k), d1(k), PesoEje1(k));
        end
    end
end

else
    if numel(K1)==0;
        for k=1:9; %Ciclo para asignar las cargas de los ejes a la barra 9
            formatSpec= ' Frame=2 LoadPat=EJE1%i CoordSys=GLOBAL Type=Force Dir=Gravity
DistType=RelDist RelDist=%.4f AbsDist=%.4f Force=%.4f\n'
            fprintf(fout, formatSpec, JJJ(k), d11(k), d1(k), PesoEje1(k));
        end
    else
        if length(K1)>0;

```

```

        for k=1:9; %Ciclo para asignar las cargas de los ejes a la barra 10
            formatSpec= ' Frame=86 LoadPat=EJE1%i CoordSys=GLOBAL Type=Force
Dir=Gravity DistType=RelDist RelDist=%.4f AbsDist=%.4f Force=%.4f\n'
            if k>K1(1)-1;
                AW1(k)=0;
                PesoEje1(k)=0;
            end
            fprintf(fout, formatSpec, JJJ(k), d11(k), d1(k), PesoEje1(k));
        end
    end
end
end
end
%% Cargas segundo carril
%% Posicion aleatoria del eje 1
Po = rand*B;
%% Selecciona un vehiculo de los 790 para obtener pesos y distancias por ejes
v = randi(length(A));
%% Axle Weight, vector de pesos
AW2 = A(v,1:9);
Pos2 = [Po Po+A(v,10)/1 Po+sum(A(v,10:11))/1 Po+sum(A(v,10:12))/1,...
Po+sum(A(v,10:13))/1 Po+sum(A(v,10:14))/1 Po+sum(A(v,10:15))/1,...
Po+sum(A(v,10:16))/1 Po+sum(A(v,10:17))/1];
K2=find(Pos2>B);
Pos2(K2)=Pos2(K2)-B;
K4=find(Pos2>B);
% figure(1)
% clf
% plot(Pos2,AW2,'r','MarkerSize',9)
% axis([0 B 200 35000])
d2(1)=Pos2(1); % 1m de distancia del inicio de la barra al Eje 1
d2(2)=Pos2(2); % distancia del inicio de la barra al Eje 2
d2(3)=Pos2(3); % distancia del inicio de la barra al Eje 3
d2(4)=Pos2(4); % distancia del inicio de la barra al Eje 4
d2(5)=Pos2(5); % distancia del inicio de la barra al Eje 5
d2(6)=Pos2(6); % distancia del inicio de la barra al Eje 6
d2(7)=Pos2(7); % distancia del inicio de la barra al Eje 7
d2(8)=Pos2(8); % distancia del inicio de la barra al Eje 8
d2(9)=Pos2(9); % distancia del inicio de la barra al Eje 9
d12=d2/B % Divide las distancias entre el total para obtener DistRel
PesoEje2(1)=AW2(1)/1000; %Peso del eje 1 [Kg]
PesoEje2(2)=AW2(2)/1000; %Peso del eje 2 [Kg]
PesoEje2(3)=AW2(3)/1000; %Peso del eje 3 [Kg]
PesoEje2(4)=AW2(4)/1000; %Peso del eje 4 [Kg]
PesoEje2(5)=AW2(5)/1000; %Peso del eje 5 [Kg]
PesoEje2(6)=AW2(6)/1000; %Peso del eje 6 [Kg]
PesoEje2(7)=AW2(7)/1000; %Peso del eje 7 [Kg]
PesoEje2(8)=AW2(8)/1000; %Peso del eje 8 [Kg]
PesoEje2(9)=AW2(9)/1000; %Peso del eje 9 [Kg]
if rand<0.5; %Elige aleatoriamente la barra a cargar primero, ya sea 15 o 16
    if numel(K2)==0;

```

```

    for k=1:9; %Ciclo para asignar las cargas de los ejes a la barra 15
        formatSpec= ' Frame=5 LoadPat=EJE2%i CoordSys=GLOBAL Type=Force Dir=Gravity
DistType=RelDist RelDist=%.4f AbsDist=%.4f Force=%.4f\n'
        fprintf(fout, formatSpec, JJJ(k), d12(k), d2(k), PesoEje2(k));
    end
else

    for k=1:K2(1)-1; %Ciclo para asignar las cargas de los ejes a la barra 15
        formatSpec= ' Frame=5 LoadPat=EJE2%i CoordSys=GLOBAL Type=Force Dir=Gravity
DistType=RelDist RelDist=%.4f AbsDist=%.4f Force=%.4f\n'
        fprintf(fout, formatSpec, JJJ(k), d12(k), d2(k), PesoEje2(k));
    end
    for k=K2(1):9; %Ciclo para asignar las cargas de los ejes a la barra 16
        formatSpec= ' Frame=89 LoadPat=EJE2%i CoordSys=GLOBAL Type=Force Dir=Gravity
DistType=RelDist RelDist=%.4f AbsDist=%.4f Force=%.4f\n'
        if length(K4)>0 && k>K4(1)-1; %(13/Dic/15)
            AW2(k)=0;
            PesoEje2(k)=0;
        end
        fprintf(fout, formatSpec, JJJ(k), d12(k), d2(k), PesoEje2(k));
    end
end
else
    if numel(K2)==0;
        for k=1:9; %Ciclo para asignar las cargas de los ejes a la barra 15
            formatSpec= ' Frame=5 LoadPat=EJE2%i CoordSys=GLOBAL Type=Force Dir=Gravity
DistType=RelDist RelDist=%.4f AbsDist=%.4f Force=%.4f\n'
            fprintf(fout, formatSpec, JJJ(k), d12(k), d2(k), PesoEje2(k));
        end
    else
        if length(K2)>0;
            for k=1:9; %Ciclo para asignar las cargas de los ejes a la barra 16
                formatSpec= ' Frame=89 LoadPat=EJE2%i CoordSys=GLOBAL Type=Force Dir=Gravity
DistType=RelDist RelDist=%.4f AbsDist=%.4f Force=%.4f\n' ;
                if k>K2(1)-1;
                    AW2(k)=0;
                    PesoEje2(k)=0;
                end
                fprintf(fout, formatSpec, JJJ(k), d12(k), d2(k), PesoEje2(k));
            end
        end
    end
end
%% Cálculo de tirante
% Distribución gamma
a=2.2716;
b=5.2549;
h=gamrnd(a,b,1,1)/8;
%% Gasto hidráulico
% Método racional

```

```

% Longitud del cauce
L=161855; %m
% Pendiente
S=0.01348;
% Coeficiente de escurrimiento
C=0.2;
% Área de la cuenca [km2]
A=1695.35;
% Intensidad de lluvia
I=h;
% Gasto [m3/s]
Q1=(C*A*I)/3.6;
Q2=1;
Q=Q1/Q2;
%% Tirante normal
y=0.1;
j=0;
% Ancho de canal
base=10;
% Relación de talud
k=1.5;
% Número de Maning
n=0.035; %Para ríos
% Proceso iterativo para encontrar el tirante
while Q>1.00001;
    j=j+1;
    % Area
    A=(base*y)+(k*y^2);
    % Perimetro
    P=base+(2*y)*sqrt(1+k^2);
    % Radio hidráulico
    Rh=A/P;
    % Velocidad
    V=(1/n)*(Rh^(2/3))*(S^(1/2));
    Q2=A*V;
    Q=Q1/Q2;
    y=y+0.000001;
end

%% Insertar datos de tirante en modulo WAVE en archivo copia
%Modulo WAVE
ss=""
fprintf(fout, '\n%s', ss);
s='TABLE: "AUTO WAVE 3 - WAVE CHARACTERISTICS - GENERAL"'
fprintf(fout, '%s\n', s);
formatSpec= ' WaveChar=Default WaveType="From Theory" KinFactor=1 SWaterDepth=%.4f
WaveHeight=%.4f WavePeriod=5 WaveTheory=Linear\n'
fprintf(fout, formatSpec, (y*100), (y*100));
ss=""
fprintf(fout, '\n%s', ss);

```

```

%% Modificar materiales (resistencia a la compresión del concreto y fluencia del acero).
s='TABLE: "MATERIAL PROPERTIES 02 - BASIC MECHANICAL PROPERTIES"'
fprintf(fout, '%s\n', s);
formatSpec=' Material=C-300 UnitWeight=2.40276966501002E-06 UnitMass=2.45014307353044E-
09 E1=%4f G12=116.666666666667 U12=0.2 A1=0.0000099'
fprintf(fout, formatSpec, Ec/1000);
ss=""
fprintf(fout, '\n%s', ss);
ss=""
fprintf(fout, '\n%s', ss);
s='TABLE: "MATERIAL PROPERTIES 03B - CONCRETE DATA"'
fprintf(fout, '%s\n', s);
formatSpec=' Material=C-300 Fc=%4f LtWtConc=No SSCurveOpt=Mander SSHysType=Takeda
SFc=2.21914221766202E-03 SCap=0.005 FinalSlope=-0.1 FAngle=0 DAngle=0'
fprintf(fout, formatSpec, fc/1000);
ss=""
fprintf(fout, '\n%s', ss);
ss=""
fprintf(fout, '\n%s', ss);
s='TABLE: "MATERIAL PROPERTIES 03E - REBAR DATA"'
fprintf(fout, '%s\n', s);
formatSpec=' Material=A-4200 Fy=%4f Fu=%4f EffFy=%4f EffFu=%4f SSCurveOpt=Simple
SSHysType=Kinematic SHard=0.01 SCap=0.09 FinalSlope=-0.1 UseCTDef=No'
fprintf(fout, formatSpec, fy/1000, fu/1000, fy/1000, fu/1000);
ss=""
fprintf(fout, '\n%s', ss);
fclose(fout)
%% Generación de archivo sin corrosión
% Ahora se copia el archivo creado hasta el momento para generar el que no
% tiene corrosión
% La diferencia es que el de corrosión, el acero de refuerzo y
% recubrimiento permanecen como en el modelo original...
% Generamos el archivo copia
syscmdCopiar='copy PUENTE2022_COPIA_CORR.$2k PUENTE2022_COPIA.$2k';
system(syscmdCopiar);
%PUENTE2022_COPIA.$2k es el archivo que contendrá los resultados sin
%considerar la corrosión...
% Insertamos líneas de coordenadas originales en este nuevo archivo
fout2 = fopen('PUENTE2022_COPIA.$2k', 'at');
% Agregar datos necesarios para el análisis que permanecerán sin cambios...
ss=""
fprintf(fout2, '\n%s', ss);
% s='HTFromDatum=-100 WWtDensity=0.000001025'
% fprintf(fout, '%s\n', s);
s='TABLE: "SD STRESS-STRAIN 06 - CONCRETE MANDER CONFINED CIRCLE"'
fprintf(fout2, '%s\n', s);
s=' SectionName=PILA-NL ShapeName=CTCircle1 NumLBar=37 LBarSize="User Area"
LBarArea=5.0968 CnfType=Spiral CnfDiam=126.73 CnfLSpcg=10 CnfBarSize="User Area"
CnfBarArea=1.2903 CnfBarMat=A-4200 CnfEcuLim=0.05 Part=Core'
fprintf(fout2, '%s\n', s);

```

```

s= ' SectionName=PILA-NL2 ShapeName=CTCircle1 NumLBar=35 LBarSize="User Area"
LBarArea=5.09676413843632 CnfType=Spiral CnfDiam=129.73 CnfLSpkg=10 CnfBarSize=#4
CnfBarArea=1.29032001922727 CnfBarMat=A-4200 CnfEcuLim=0.05 Part=Core'
fprintf(fout2, '%s\n', s);
ss="
fprintf(fout2, '\n%s',ss);
s='TABLE: "SECTION DESIGNER PROPERTIES 01 - GENERAL"'
fprintf(fout2, '%s\n', s);
s=' SectionName=PILA-NL DesignType="No Check/Design" DsgnOrChck=Check'
fprintf(fout2, '%s\n', s);
s=' SectionName=PILA-NL2 DesignType="No Check/Design" DsgnOrChck=Check'
fprintf(fout2, '%s\n', s);
ss="
fprintf(fout2, '\n%s',ss);
s='TABLE: "SECTION DESIGNER PROPERTIES 24 - SHAPE CALTRANS CIRCLE"'
fprintf(fout2, '%s\n', s);
s=' SectionName=PILA-NL ShapeName=CTCircle1 ShapeMat=C-300 ZOrder=1 XCenter=0
YCenter=0 Height=140 Width=140 BaseHeight=140 BaseWidth=140 CaseThick=0 NumCores=1
NumRings=1 CoverRing=6 ConcCover=OuterCBar _'
fprintf(fout2, '%s\n', s);
s=' ManderPlace=OuterCBar OuterColor=Blue CoreColor=Yellow OtherColor=Blue
OuterMander=Unconfined CoreMander=Core1 OtherMander=Unconfined'
fprintf(fout2, '%s\n', s);
s=' SectionName=PILA-NL2 ShapeName=CTCircle1 ShapeMat=C-400 ZOrder=1 XCenter=0
YCenter=0 Height=137 Width=137 BaseHeight=137 BaseWidth=137 CaseThick=0 NumCores=1
NumRings=1 CoverRing=3 ConcCover=OuterCBar _'
fprintf(fout2, '%s\n', s);
s=' ManderPlace=OuterCBar OuterColor=Blue CoreColor=Yellow OtherColor=Blue
OuterMander=Unconfined CoreMander=Core1 OtherMander=Unconfined'
fprintf(fout2, '%s\n', s);
ss="
fprintf(fout2, '\n%s',ss);
s='TABLE: "SECTION DESIGNER PROPERTIES 27 - CALTRANS LONGITUDINAL REBAR"'
fprintf(fout2, '%s\n', s);
s=' SectionName=PILA-NL ShapeName=CTCircle1 Region=Core1 Ring=1 LBarMat=A-4200
NumBuns=37 BunType="1 Bar" BunBarSize="User Area" BunBarArea=5.0968'
fprintf(fout2, '%s\n', s);
s=' SectionName=PILA-NL2 ShapeName=CTCircle1 Region=Core1 Ring=1 LBarMat=A-4200
NumBuns=35 BunType="1 Bar" BunBarSize=#8 BunBarArea=5.09676413843632'
fprintf(fout2, '%s\n', s);
ss="
fprintf(fout2, '\n%s',ss);
s='TABLE: "SECTION DESIGNER PROPERTIES 29 - CALTRANS CONFINEMENT REBAR"'
fprintf(fout2, '%s\n', s);
s=' SectionName=PILA-NL ShapeName=CTCircle1 Region=Core1 Ring=1 CnfBarMat=A-4200
CnfType=Spiral CnfBarSize="User Area" CnfBarArea=1.2903 CnfLngSpkg=10'
fprintf(fout2, '%s\n', s);
s=' SectionName=PILA-NL2 ShapeName=CTCircle1 Region=Core1 Ring=1 CnfBarMat=A-
4200 CnfType=Spiral CnfBarSize=#4 CnfBarArea=1.29032001922727 CnfLngSpkg=10'
fprintf(fout2, '%s\n', s);

```

```

ss="
fprintf(fout2, '\n%s', ss);

s='TABLE: "SECTION DESIGNER PROPERTIES 30 - FIBER GENERAL"'
fprintf(fout2, '%s\n', s);
s=' SectionName=PILA-NL NumFibersD2=3 NumFibersD3=3 CoordSys=Cartesian
GridAngle=0 LumpRebar=No FiberPMM=No FiberMC=No'
fprintf(fout2, '%s\n', s);
s=' SectionName=PILA-NL2 NumFibersD2=3 NumFibersD3=3 CoordSys=Cartesian
GridAngle=0 LumpRebar=No FiberPMM=No FiberMC=No'
fprintf(fout2, '%s\n', s);
s='END TABLE DATA'
fprintf(fout2, '\n%s', s);
fclose(fout2)
fout = fopen('PUENTE2022_COPIA_CORR.$2k', 'at');
ss="
fprintf(fout, '\n%s', ss);
s='TABLE: "SD STRESS-STRAIN 06 - CONCRETE MANDER CONFINED CIRCLE"'
fprintf(fout, '%s\n', s);
formatSpec=' SectionName=PILA-NL ShapeName=CTCircle1 NumLBar=37 LBarSize="User
Area" LBarArea=%.4f CnfType=Spiral CnfDiam=%.4f CnfLSpag=10 CnfBarSize="User Area"
CnfBarArea=1.2903 CnfBarMat=A-4200 CnfEcuLim=0.05 Part=Core'
fprintf(fout, formatSpec, (af*0.01)/37, dimconf); %área de acero de refuerzo en cm2 y entre las 37
barras, así como el diametro de confinamiento.
ss="
fprintf(fout, '\n%s', ss);
formatSpec=' SectionName=PILA-NL2 ShapeName=CTCircle1 NumLBar=35 LBarSize="User
Area" LBarArea=%.4f CnfType=Spiral CnfDiam=%.4f CnfLSpag=10 CnfBarSize=#4
CnfBarArea=1.29032001922727 CnfBarMat=A-4200 CnfEcuLim=0.05 Part=Core'
fprintf(fout, formatSpec, (af*0.01)/37, dimconf);
ss="
fprintf(fout, '\n%s', ss);
ss="
fprintf(fout, '\n%s', ss);
s='TABLE: "SECTION DESIGNER PROPERTIES 01 - GENERAL"'
fprintf(fout, '%s\n', s);
s=' SectionName=PILA-NL DesignType="No Check/Design" DsgnOrChck=Check'
fprintf(fout, '%s\n', s);
s=' SectionName=PILA-NL2 DesignType="No Check/Design" DsgnOrChck=Check'
fprintf(fout, '%s\n', s);
ss="
fprintf(fout, '\n%s', ss);
s='TABLE: "SECTION DESIGNER PROPERTIES 24 - SHAPE CALTRANS CIRCLE"'
fprintf(fout, '%s\n', s);
formatSpec=' SectionName=PILA-NL ShapeName=CTCircle1 ShapeMat=C-300 ZOrder=1
XCenter=0 YCenter=0 Height=%.4f Width=%.4f BaseHeight=%.4f BaseWidth=%.4f
CaseThick=0 NumCores=1 NumRings=1 CoverRing1=%.4f ConcCover=OuterCBar _'
fprintf(fout, formatSpec, c+dimconf, c+dimconf, c+dimconf, c+dimconf, c);
ss="
fprintf(fout, '\n%s', ss);

```

```

s=' ManderPlace=OuterCBar OuterColor=Blue CoreColor=Yellow OtherColor=Blue
OuterMander=Unconfined CoreMander=Core1 OtherMander=Unconfined'
fprintf(fout, '%s\n', s);
s=' SectionName=PILA-NL2 ShapeName=CTCircle1 ShapeMat=C-400 ZOrder=1 XCenter=0
YCenter=0 Height=137 Width=137 BaseHeight=137 BaseWidth=137 CaseThick=0 NumCores=1
NumRings=1 CoverRing1=3 ConcCover=OuterCBar _'
fprintf(fout, '%s\n', s);
s=' ManderPlace=OuterCBar OuterColor=Blue CoreColor=Yellow OtherColor=Blue
OuterMander=Unconfined CoreMander=Core1 OtherMander=Unconfined'
fprintf(fout, '%s\n', s);
ss=""
fprintf(fout, '\n%s', ss);
s='TABLE: "SECTION DESIGNER PROPERTIES 27 - CALTRANS LONGITUDINAL REBAR"'
fprintf(fout, '%s\n', s);
formatSpec=' SectionName=PILA-NL ShapeName=CTCircle1 Region=Core1 Ring=1
LBarMat=A-4200 NumBuns=37 BunType="1 Bar" BunBarSize="User Area" BunBarArea=%.4f'
fprintf(fout, formatSpec, (af*0.01)/37);
ss=""
fprintf(fout, '\n%s', ss);
s=' SectionName=PILA-NL2 ShapeName=CTCircle1 Region=Core1 Ring=1 LBarMat=A-4200
NumBuns=35 BunType="1 Bar" BunBarSize=#8 BunBarArea=5.09676413843632'
fprintf(fout, '%s\n', s);
ss=""
fprintf(fout, '\n%s', ss);
s='TABLE: "SECTION DESIGNER PROPERTIES 29 - CALTRANS CONFINEMENT REBAR"'
fprintf(fout, '%s\n', s);
formatSpec=' SectionName=PILA-NL ShapeName=CTCircle1 Region=Core1 Ring=1
CnfBarMat=A-4200 CnfType=Spiral CnfBarSize="User Area" CnfBarArea=%.4f CnfLngSpcg=10'
fprintf(fout, formatSpec, af2*0.01);
ss=""
fprintf(fout, '\n%s', ss);
s=' SectionName=PILA-NL2 ShapeName=CTCircle1 Region=Core1 Ring=1 CnfBarMat=A-
4200 CnfType=Spiral CnfBarSize=#4 CnfBarArea=1.29032001922727 CnfLngSpcg=10'
fprintf(fout, '%s\n', s);

ss=""
fprintf(fout, '\n%s', ss);
s='TABLE: "SECTION DESIGNER PROPERTIES 30 - FIBER GENERAL"'
fprintf(fout, '%s\n', s);
s=' SectionName=PILA-NL NumFibersD2=3 NumFibersD3=3 CoordSys=Cartesian
GridAngle=0 LumpRebar=No FiberPMM=No FiberMC=No'
fprintf(fout, '%s\n', s);
s=' SectionName=PILA-NL2 NumFibersD2=3 NumFibersD3=3 CoordSys=Cartesian
GridAngle=0 LumpRebar=No FiberPMM=No FiberMC=No'
fprintf(fout, '%s\n', s);
s='END TABLE DATA'
fprintf(fout, '\n%s', s);
fclose(fin)
fclose(fout)

```

Anexo III.- Rutina para análisis del modelo estructural en SAP2000® desde MATLAB®.

```
ModificarPesosSAP_CORR
%% Abrir Sap
feature('COM_SafeArraySingleDim', 1);
feature('COM_PassSafeArrayByRef', 1);
SapObject = actxserver('sap2000.SapObject');
SapObject.ApplicationStart;
%% Iniciar nuevo modelo
ret=SapObject.SapModel.InitializeNewModel;
%% Abrir modelo existente
ret = SapObject.SapModel.File.OpenFile('D:\Dropbox\MCI\4to Semestre 2022A\Investigación
IV\rutina_corr\rutina_corr_1.4\PUENTE2022_COPIA_CORR.$2k');
%% Actualizar la vista del modelo en SAP
ret = SapObject.SapModel.View.RefreshView(0, false());
%% Correr el análisis en SAP
ret = SapObject.SapModel.Analyze.RunAnalysis();
%% Elegir la combinación de salida para los resultados
ret = SapObject.SapModel.Results.Setup.DeselectAllCasesAndCombosForOutput;
ret = SapObject.SapModel.Results.Setup.SetComboSelectedForOutput('COMB1')
%ret = SapObject.SapModel.Results.Setup.SetCaseSelectedForOutput('COMB1');
%ret = SapObject.SapModel.Results.Setup.SetCaseSelectedForOutput('DEAD');
%ret = SapObject.SapModel.Results.Setup.SetCaseSelectedForOutput('EJE11');
%% Extarar los elementos mecánicos de interés
j=713; % Elemento barra a analizar
Name=[' ' num2str(j)]
NumberResults = 0;
Obj = cellstr(' ');
Elm = cellstr(' ');
ElmSta = cellstr(' ');
ObjSta=cellstr(' ');
ACase = cellstr(' ');
StepType = cellstr(' ');
StepNum = zeros(1,1,'double');
P = zeros(1,1,'double');
V2 = zeros(1,1,'double');
V3 = zeros(1,1,'double');
T = zeros(1,1,'double');
M2 = zeros(1,1,'double');
M3 = zeros(1,1,'double');
ObjectElm = 0;
[ret, NumberResults, Obj, ObjSta, Elm, ElmSta, ACase, StepType, StepNum, P, V2, V3, T, M2,
M3]=SapObject.SapModel.Results.FrameForce(Name, ObjectElm, NumberResults, Obj, ObjSta, Elm,
ElmSta, ACase, StepType, StepNum, P, V2, V3, T, M2, M3);
for jj=1:length(ElmSta);
% ElementosMecP(j,jj)=P(jj);
% ElementosMecV2(j,jj)=V2(jj);
```

```

% ElementosMecV3(j,jj)=V3(jj);
% ElementosMecT(j,jj)=T(jj);
% ElementosMecM2(j,jj)=M2(jj);
% ElementosMecM3(j,jj)=M3(jj);
    ElementosMecP(1,jj)=P(jj);
    ElementosMecV2(1,jj)=V2(jj);
    ElementosMecV3(1,jj)=V3(jj);
    ElementosMecT(1,jj)=T(jj);
    ElementosMecM2(1,jj)=M2(jj);
    ElementosMecM3(1,jj)=M3(jj);
end

%end
%% Obtener los desplazamientos en los nodos
%NNodos=544
j=585; % Nodo a analizar
    Name=[' ' num2str(j)]
    NumberResults = 0;
    Obj = cellstr(' ');
    Elm = cellstr(' ');
    ACase = cellstr(' ');
    StepType = cellstr(' ');
    StepNum = zeros(1,1,'double');
    U1 = zeros(1,1,'double');
    U2 = zeros(1,1,'double');
    U3 = zeros(1,1,'double');
    R1 = zeros(1,1,'double');
    R2 = zeros(1,1,'double');
    R3 = zeros(1,1,'double');
    ObjectElm = 0;
    [ret, NumberResults, Obj, Elm, ACase, StepType, StepNum, U1, U2, U3, R1, R2, R3] =
SapObject.SapModel.Results.JointDispl(Name, ObjectElm, NumberResults, Obj, Elm, ACase, StepType,
StepNum, U1, U2, U3, R1, R2, R3);
    DesplazamientosU1(1)=U1(1);
    DesplazamientosU2(1)=U2(1);
    DesplazamientosU3(1)=U3(1);
    GirosR1(1)=R1(1);
    GirosR2(1)=R2(1);
    GirosR3(1)=R3(1);
%% Desbloquear el modelo
ret=SapObject.SapModel.SetModelIsLocked(false);

ret = SapObject.ApplicationExit(false());
SapModel = 0;
SapObject = 0;

```

Anexo IV.- Rutina para calcular el diagrama de interacción de la pila del puente vehicular.

```
%% Datos de entrada: Db, De, D, r, Nb, fy, Es, fc
db=Db/8*2.54; %cm steel baar diameter
dest=De/8*2.54; % cm transversal steel baar reinforcement diameter
dt=D-(r+db/2+dest);%cm
ang=(2*pi())/Nb; %angulo del arreglo de varillas
rprima=(D-2*(r+db/2+dest))/2; %radio interior
%inclinaciones de las varillas
switch bendingdir
    case 1
        teta=0:ang:(2*pi()-ang); %DIR-3
    case 2
        teta=0.042412:ang:(2*pi()); %DIR-2
    otherwise
        disp('Select bendig axis');
end
x2=round(D/2-cos(teta)*rprima,3);
x=unique(x2); %elimina valores repetidos
%numero de varillas en cada lecho de acero de derecha a izqueirda
for i=1:length(x)
    NVL(i)=length( find(x2==x(i)));
end
xx=abs(D/2-x);
As=round(pi()*db^2/4,2);
ey=fy/Es;
ec=0.003;
%%
%PROPERTIES OF THE CIRCULAR COMPESSION BLOCK
alpha=acos((D/2-ab)/(D/2)); %rad
A=(D^2/2)*((alpha/2)-1/4*sin(2*alpha));
X=((D^3/4)*(sin(alpha)^3/3))/(A);
%%
%FORCES
%COMPRESSIVE FORCE IN THE CONCRETE IN THE CIRCULAR COMPRESSION BLOCK
Cc=0.85*fc*A;
%strains of the steel
Y=-1*(ab-x);
es=(ec.*Y)./ab;
% es = repmat(es,length(fc),1);
AsL=As.*NVL;
% AsL = repmat(AsL,length(fc),1);
es_C=es(find(es<=0));
es_C = repmat(es_C,length(fc),1);
es_T=es(find(es>0));
es_T = repmat(es_T,length(fc),1);
AsL_C=AsL(find(es<=0));
```

```

AsL_T=AsL(find(es>0));
sc=size(es_C);
for i=1:sc(1,1);
    for j=1:sc(1,2)
if abs(es_C(i,j))>fy(i)/Es;
    es_C(i,j)=-fy(i)/Es;
else
    es_C(i,j)=es_C(i,j);
end
    end
end
st=size(es_T);
for i=1:sc(1,1);
    for j=1:st(1,2)
if es_T(i,j)>fy(i)/Es;
    es_T(i,j)=fy(i)/Es;
else
    es_T(i,j)=es_T(i,j);
end
    end
end
C=AsL_C.*es_C*Es;
T=AsL_T.*es_T*Es;
F=[C T];
FF=sum(F');
F_m=abs([C T]);
%%
%NOMINAL AXIAL COMPRESION STRENGTH
P=-Cc+FF'; %kg %Axial load
P_ton=P/1000; %ton
P_kN=P*0.00980665; %kN
%MOMENT
Mm=F_m.*xx;
%NOMINAL MOMENT STRENGTH
M_M=sum(Mm');
M=Cc*X+M_M'; % kg
M_t_m=M/1000/100;%ton-m
%% COMPRESION PURA
Pc=0.92*((pi()*D^2/4-As*Nb)*fc+As*Nb*fy)/1000;

```

Anexo V.- Rutina para evaluación del criterio de falla.

```
clc; clear; close all
%load('all_scor2','MaxP','MaxV2','MaxV3','MaxM2','MaxM3','MaxT',...
% 'U1','U2','U3','R1','R2','R3','WTA1','WTA2','WT');
data=readtable("red_corr_22062025_sample_c12.csv"); %datos en tonf,cm
% maxm3=data.MaxM3;
maxm3=data.MaxM2;
maxp=data.MaxP;
maxv2=data.MaxV2;
bendingdir=1; %select 1 for M3 or 2 for M2
plt=0; %1 para mostrar graficas
%% Datos de la sección transversal de la columna
%% Datos de entrada: %Db, %De, D, r, %Nb, fy, %Es, fc --> ParaD_I (% --> se calcula aquí), Db y De
se calculan en base al af y af2 y el Nb
for ii=1:length(maxp)
nyear = 100; %randi([100,200],1,1);
Hcol = 800; %cm Column Height
% nyear = 100; %número de años para revisión del deterioro.
dim1=25.4; %diámetro de la barra de acero en mm (#8).
dim2=12.7; %diámetro del acero de refuerzo transversal (#4).
% Nb = 35; %número de varillas longitudinales.
Nb = 20; %35 randi([20,35],1,1);
dimconf = 65; % 134 diámetro de sección confinado.
[D,r,fy,fc,af,af2]=corrosim(nyear,dim1,dim2,Nb,dimconf);
% D=round(D);
D = dimconf+6; %141
% D=80;%240; %cm %Column external diameter
% fc=fc*1000; %kg/cm2
% fy=fy*1000; %kg/cm2
% fc=250; %kg/cm2
% fy=4200; %kg/cm2
Es=2100000; %kg/cm2
% r=6; %cm recober
% Nb=10;%37; %Number of longitudinal steel baars
% Db=8; %Designation of longitudinal steel baars Mex
% De=4; %Designation of transversal (hoops) steel baars Mex
Db=(sqrt(af*0.01/(Nb*pi())))*8/(2.54*0.5); %Designation of longitudinal steel baars Mex
De=(sqrt(af*0.01/(pi())))*8/(2.54*0.5); %Designation of transversal (hoops) steel baars Mex
se=10; %cm spacing of the hoops
teta=90; %hoops inclination degree
%% Puntos del diagrama de interacción

for ab= 1:D; %puntos del diagrama de iteraccion
ParaD_I; %rutina que calcula M,P para cada fibra
% moment(:,ab)=M_t_m; %ton.m
if ab == D
axial(ii,ab)=0.92*((pi()*D^2/4-As*Nb)*fc+As*Nb*fy)/1000; %entre 1000 para pasar de kgf a tnf.
moment(ii,ab)=0;
```

```

else
    axial(ii,ab)=-P_ton; % ton
    moment(ii,ab)=M_t_m; %ton.m
end
end
%% graficas
if plt==1
plot(moment',axial');
grid on
title('Diagrama de Interacción para un elemento circular de concreto reforzado ');
xlabel('M [Ton-m]');ylabel('P [Ton]');
hold on

switch bendingdir
case 1
    plot(abs(maxm3)/100,abs(maxp)/1,'.'); %modificación de unidades de tonf-cm a tonf-m
    %plot(abs(MaxM3)/10,abs(MaxP)/10,'.'); %DIR-3 entre 10 para pasar de kN.m a ton.m y de kN a
ton
%     xlim([0 1300]); ylim([0 7000]);
case 2
    plot(abs(maxm2)/100,abs(maxp)/1,'.');
%     %plot(abs(MaxM2)/10,abs(MaxP)/10,'.'); %DIR-2 entre 10 para pasar de kN.m a ton.m y de kN a
ton
%     xlim([0 1300]); ylim([0 7000]);
otherwise
    disp('Select bendig axis');

end
else
end
end

format shortG
%% Data
%Cargas actuantes
M_a=abs(maxm3)/100; %momento de ton.cm a ton.m
P_a=abs(maxp)/1; %en ton

%Resistencia del elemento
moment=moment(:,21:end); %end
axial=axial(:,21:end); %end
MOM=moment';%Matriz de momentos para diagramas de interaccion (ton-m)
AXI=axial';%Matriz de carga axial para diagramas de interaccion (ton)

%% calculo de distancias y punto más cercano
siz=size(MOM);
for i=1:length(maxp)
mapxy=[M_a P_a]; %combinación momento carga axial
curvey = [MOM AXI]; %x y son los puntos del diagrama de interacción Punto1

```

```

dist=sqrt((MOM(:,i)-M_a(i)).^2+(AXI(:,i)-P_a(i)).^2); %Distancia que hay del punto 2 a todos los puntos
del diagrama
dist_m=min(dist); %la distacia minima del punto a la curva
f_d=find(dist==dist_m,1); %busca la posicion que corresponde a la distancia minima
xm(:,i)=[MOM(f_d,i)]; %vector con los momentos correspondientes a las distancias minimas.
ya(:,i)=[AXI(f_d,i)]; %vector con resistencia axial correspondientes a las distancias minimas.
% xy=[curvexy(f_d,1) curvexy(f_d,2)];% nos da el punto sobre la curva del cual corresponde la distancia
minima
% xxyy(:,i)=xy;
fin_d(:,i)=f_d;
dist_min(:,i)=dist_m;
end

%% Criterio fuera o dentro de curva
cr=(mapxy(:,1)-xm(:,1)); %esta operacion solo es para saber el signo de la distancia
crr=cr./abs(cr); %normaliza cr

Z_BC=dist_min.*crr'; %distancia combinacion M-P al diagrama de iteraccion

figure(2)
plot(Z_BC, '.')
figure(3)
hist(Z_BC,100)

```

Anexo VI.- Rutina para el cálculo de la probabilidad de falla.

```
%% Data
%Faulire_test
%load Z_bc_case1;
calc_falla2
H=Z_BC; %Crea el negativo de la on_out, cuando H sea positivo el elemnto falla
allftd=1; % si allftd=1 realiza el ajuste de las diferencias, 0 cuando ya se tiene el ajuste y parametros
%% Ajuste
if allftd==1;
D=allfitdist(H);
struct=D(3); %Properties
DistName=getfield(struct, 'DistName')
% param=getfield(struct, 'Params') %param
param=num2cell([getfield(struct, 'Params')]) %param
else
end
x1=sort(H); %ordena los valores
[f,x]=ecdf(x1); %empirical cumulative distribution
exc=1-f; %probabilida de excedencia
%% Probabilidad de falla
xx=-800:0.1:4;
% y= cdf('normal',xx, 88.451, 10.496); %CDF
% y= cdf('tlocationscale',xx,-358.22,160.36,4.9626e+06); %CDF
% y= cdf('generalized extreme value',xx, 0.076452, 5.9043, -87.734);
% y= cdf('extreme value',xx, 88.451, 10.496);
y= cdf(DistName,xx, param{:});
yy=1-y;
%[-192.0193,14.5191]
fin=find(xx>0);
index=fin(1,1);
PoF_CBC=yy(index)
beta=-norminv(PoF_CBC)
%% Graficas
figure
semilogy(x,exc,'LineWidth',2.5);grid on;
xlabel('Z_{BC}');xlim([min(x) 20]);
ylabel('Cumulative exceedance probability');
hold on
plot(xx,yy,'LineWidth',1.1)
% lgd=legend('Empirical Data','Normal distribution','location','best');
lgd=legend('Empirical Data',DistName, 'location','best');
title(lgd,['P_{fBC} \approx ' num2str(PoF_CBC,'%10.2e\n')]);
set(gca,'FontSize',12)
%print('-f1','PofBC','-djpeg') %guarda las figuras
```

REFERENCIAS

- [1] D. R. Askeland y P. P. Phulé, *Ciencia e Ingeniería de los Materiales*, México: International Thomson Editores, 2006.
- [2] R. Gómez Martínez, J. G. Cruz Vargas, D. Dávalos Arriaga y L. M. Arenas García, «Recopilación de información de carreteras, puentes y estaciones meteorológicas, para el desarrollo del proyecto de vulnerabilidad de estructuras de puentes en zonas de gran influencia de ciclones tropicales.,» Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, 2017.
- [3] D. Proske, *Bridge Collapse Frequencies versus Failure Probabilities*, Vienna: Springer, 2018.
- [4] SCT, «91 carreteras y autopistas federales afectadas por Ingrid y Manuel en el país,» Acapulco, 2013.
- [5] D. De León Escobedo, C. A. González Pérez y S. A. Díaz Camacho, «Confiabilidad de puentes de concreto presforzado dañados por corrosión,» *Ideas en Ciencia*, pp. 12-23, 2011.
- [6] J. C. Vázquez Paulino, M. Á. Backhoff Pohls, J. O. González Moreno y E. M. Morales Bautista, «Establecer la vulnerabilidad y evaluar el riesgo por deslizamientos, inundaciones pluviales y socavación de puentes en la Red Federal de Carreteras.,» SCT, Sanfandila, 2016.
- [7] Z. Liang y G. C. Lee, «Towards multiple hazard resilient bridges: a methodology for modeling frequent and infrequent time-varying loads Part I, Comprehensive reliability and partial failure probabilities,» *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 11, nº 3, pp. 293-301, Septiembre 2012.
- [8] M. M. Flint, O. Fringer, S. L. Billington, D. Freyberg y N. S. Diffenbaugh, «Historical Analysis of Hydraulic Bridge Collapses in the Continental United States,» *Journal of Infrastructure Systems*, vol. 23, nº 3, 2017.

- [9] K. Oudenbroek, N. Naderi, J. D. Bricker, Y. Yang, C. Van der Veen, W. Uijtewaal, S. Moriguchi y S. N. Jonkman, «Hydrodynamic and Debris-Damming Failure of Bridge Decks and Piers in Steady Flow,» *Geosciences*, vol. 8, nº 11, p. 409, 2018.
- [10] F. E. Claros Quichiz y V. I. Fernández Dávila, «Método simplificado para el análisis estructural de plataformas marinas de base fija sometidas a cargas de oleaje.,» *Revista Sulamericana de Engenharia Estrutural*, vol. 16, nº 3, pp. 26-56, 2020.
- [11] P. Carriles Trueba, *Diseño y corrosión: Sinergias y estrategias de control.*, Cantabria, Santander: Universidad de Cantabria, 2018.
- [12] P. R. Do Lago Helene, *Manual para reparación, refuerzo y protección de las estructuras de concreto.*, 1ra. Edición ed., Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto, A.C., 1997.
- [13] P. K. Mehta, *Concrete Structure, Properties and Materials*, Michigan: Prentice-Hall, 1993.
- [14] J. A. Rivas Castañeda, *Método de curado del concreto reforzado: Estudio velocidad de corrosión*, Chihuahua: Universidad Autónoma de Chihuahua, 2018.
- [15] S. A. Díaz Camacho, *Estimación del Impacto del Tiempo de Corrosión en la Evolución del Riesgo de Concreto Reforzado*, Toluca, Estado de México: Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma del Estado de México, 2012.
- [16] M. G. Fontana, *Corrosion Engineering*, 3rd ed., New York: McGraw-Hill Book Company, 1987.
- [17] D. Riaño López, *Confiabilidad Inversa, Optimización basada en Confiabilidad y Optimización del Riesgo Estructural usando el gráfico de confiabilidad*, Manizales: Universidad Nacional de Colombia, 2019.
- [18] O. A. Beltrán Lobo y F. J. Troncoso Pino, *Análisis de confiabilidad de la metodología NSR-98 para columnas uniaxiales y vigas estructurales.*, Sincelejo, Sucre: Universidad de Sucre, 2010.

- [19] M. C. Coronel Uriona, *Calibración basada en confiabilidad de la primera hipótesis de diseño de la norma técnica E060*, Piura: Universidad de Piura, 2003.
- [20] L. Orta, «Conceptos Básicos de Confiabilidad Estructural,» Tecnológico de Monterrey, Junio 2019. [En línea]. Available: https://www.researchgate.net/publication/333759289_Conceptos_Basicos_de_Confiabilidad_Estructural. [Último acceso: Diciembre 2020].
- [21] T. V. Galambos, «Design Codes,» de *Engineering Safety*, London, McGraw-Hill, 1992, pp. 47-71.
- [22] R. Bazáez, R. Campos, Á. López, M. Guzmán, J. L. Seguel, G. Domínguez y M. Hube, «Métodos de Análisis y Diseño Sísmico de Puentes Tradicionales,» XII Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA , 3 Abril 2019. [En línea]. Available: <https://www.researchgate.net/publication/332230787>. [Último acceso: 16 Noviembre 2020].
- [23] E. Y. Quintero Medina, «Análisis de la variabilidad del oleaje en el Caribe Colombiano y Golfo de Urabá,» Turbo, 2020.
- [24] J. R. Morison, M. P. O'Brien, J. W. Johnson y S. A. Schaaf, «The force exerted by surface waves on piles,» *Petroleum Transactions*, vol. 189, pp. 149-154, 1950.
- [25] M. B. Aguilar López, G. Posada Vanegas y R. Silva Casarín, «Nota técnica sobre la evaluación de coeficientes hidrodinámicos para la estabilidad de tuberías submarinas,» México, 2001.
- [26] C. Andrade, C. Alonso y F. Molina, «Cover Cracking as a Function of Bar Corrosion: Part 1-Experimental Test,» *Material and Structures*, vol. 26, pp. 453-464, 1993.
- [27] J. C. Honorato Colín, *Análisis de Confiabilidad y Riesgos de un Puente Expuesto a Corrosión Ubicado en el Valle de Toluca*, Toluca, Estado de México: Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma del Estado de México, 2015.

- [28] F. J. Carrión Viramontes, J. Hernández Rivera y M. A. Acosta Esqueda, *Estudios de corrosión en puentes de concreto pre-esforzado*, Sanfandila, Querétaro: Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 1999.
- [29] P. Thoft Christensen, «"Modelling of the Deterioration of Reinforced Concrete Structures,» Paper No. 199, Aalborg, 2000.
- [30] A. Torres y M. Martínez, *Diseño de Estructuras de Concreto con Criterios de Durabilidad*, Sanfandila, Querétaro: Secretaría de Comunicaciones y Transportes-Instituto Mexicano del Transporte, 2001.
- [31] A. Muñoz, *Comportamiento de Vigas Hiperestáticas de Hormigón Armado Corroidas y Reparadas con Mortero, Pérdida de Propiedades Mecánicas del Acero de Refuerzo y Fisuración del Recubrimiento de Hormigón por Corrosión*, Madrid: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Departamento de Estructuras, Universidad Politécnica de Madrid España, 2009.
- [32] L. Landa Ruiz, M. Jara Díaz, C. Gaona Tiburcio, F. Almeraya Calderón, R. Croche, S. Márquez Montero y M. A. Baltazar Zamora, «Efectos de la corrosión del acero de refuerzo en los diagramas momento-curvatura de columnas de concreto rectangulares.,» 30 Septiembre 2019. [En línea]. Available: <https://www.congresoconpat.org/index.php/congresosconpat/conpat2019/paper/view/171/85>.
- [33] D. De León Escobedo y J. C. Honorato, «Tiempo estimado para mantenimiento de un puente de concreto reforzado expuesto a corrosión en el Valle de Toluca aplicando criterios probabilistas,» *Concreto y cemento.*, vol. 6, nº 2, pp. 80-96, 2015.
- [34] D. De León Escobedo, D. J. Delgado Hernández , L. H. Martinez Martinez, J. G. Rangel Ramírez y J. C. Arteaga Arcos, «Corrosion initiation time updating by epistemic uncertainty as an alternative to schedule the first inspection time of pre-stressed concrete vehicular

bridge beams,» *Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance*, 2013.

- [35] O. A. Rascón Chavéz, *Formulación de la norma SCT de cargas vehiculares para diseño estructural de puentes carreteros.*, Sanfandila, Querétaro : Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 2004.
- [36] D. J. Delgado Hernández, D. De León Escobedo, J. L. Mendoza Plata y J. Flores Gomora, «Simulación de cargas vivas en puentes vehiculares: un caso de estudio,» *Ideas en Ciencia*, vol. 23, n° 42, pp. 7-21, 2014.
- [37] S. d. C. y. Transportes, *NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-012-SCT-2-2017, SOBRE EL PESO Y DIMENSIONES MÁXIMAS CON LOS QUE PUEDEN CIRCULAR LOS VEHÍCULOS DE AUTOTRANSPORTE QUE TRANSITAN EN LAS VÍAS GENERALES DE COMUNICACIÓN DE JURISDICCIÓN FEDERAL*, Ciudad de México, 2017.
- [38] H. Montes de Oca Caro, *EVALUACIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD EN LAS PILAS DE PUENTES VEHICULARES DE CONCRETO REFORZADO SUJETO A SISMO Y CARGA VIVA*, Toluca, Estado de México: Universidad Autónoma del Estado de México, 2017.
- [39] CAEM, «Comisión del Agua del Estado de México,» Gobierno del Estado de México, 2020. [En línea]. Available: <https://caem.edomex.gob.mx/red-meteorologica>. [Último acceso: 28 Mayo 2021].
- [40] INEGI, «Síntesis de Información Geográfica del Estado de México,» 2001.
- [41] CICESE, «Datos climáticos diarios del CLICOM del SMN,» [En línea]. Available: <http://clicom-mex.cicese.mx>. [Último acceso: 21 abril 2021].
- [42] P. M. Coras Merino, F. Hahn Schlam, L. Diakite Diakite y R. Arteaga Ramírez, «Escurrencio superficial como fuente de excesos de agua sobre terrenos agrícolas tropicales,» *Agricultura Técnica en México*, vol. 32, n° 2, pp. 161-169, mayo-agosto 2006.

- [43] N. P. Antillón Bencomo, *Diseño de cunetas que cumplan con el área hidráulica y seguridad vial*, Chihuahua: Universidad Autónoma de Chihuahua, 2019.
- [44] A. Chavarria Álvarez, *PROBABILIDAD DE FALLA DE LA PILA DE UN PUENTE VEHICULAR SUJETO A CARGA VIVA Y SOCAVACIÓN*, Toluca, Estado de México: Universidad Autónoma del Estado de México, 2022.
- [45] P. Bamforth, «Chloride penetration and service life.,» de *Corrosion and protection of metals in contact with concrete-COST-509 Workshop*, Sevilla, 1995.
- [46] A. H.-S. Ang y W. H. Tang, *Probability Concepts in Engineering Planning and Design*, Vols. %1 de %2Volume II: Decision, Risk and Reliability, New York: John Wiley & Sons, 1984.
- [47] R. Y. Rubinstein y D. P. Kroese, *Simulation and the Monte Carlo Method*, Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, 2008.
- [48] I. Díaz Emparanza , «Estadística Española,» *Selección del número de replicaciones en un estudio de simulación.*, vol. 37, n° 140, p. 497 a 509, 1995.
- [49] D. Koller y N. Friedman, *Probabilistic graphical models: Principles and techniques*, Cambridge, Massachusetts: Massachusetts Institute of Technology, 2009.
- [50] F. V. Jensen y T. D. Nielsen, *Bayesian Networks and Decision Graphs*, 2 ed., New York: Springer, 2007.
- [51] J. Pearl, *Probabilistic Reasoning in Intelligent Systems: Networks of Plausible Inference*, San Francisco, California: Morgan Kaufmann Publishers Inc., 1988.
- [52] N. L. Hjort, C. Holmes, P. Müller y S. G. Walker, *Bayesian Nonparametrics*, New York: Cambridge University Press, 2010.
- [53] S. J. Gershman y D. M. Blei, «A tutorial on Bayesian nonparametric models,» *Journal of Mathematical Psychology*, vol. 56, n° 1, pp. 1-12, 2012.

- [54] Lighttwist Software, *Uninet*, Delft: Technical University Delft.
- [55] C. Andrade y C. Alonso, «Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method,» *Materials and Structures*, vol. 37, pp. 623-643, Noviembre 2004.
- [56] R. A. Bocanegra, F. R. Francés y F. J. Vallés, «Determinación del riesgo de colapso de puentes por inundaciones. Aplicación a un conjunto de puentes de carreteras españolas,» Universitat Politècnica de València, Valencia, 2019.
- [57] G. Clauss, E. Lehmann y C. Östergaard, *Offshore Structures, Volume I: Conceptual Design and Hydromechanics.*, London: Springer, 1992.
- [58] M. E. Rodríguez y J. C. Botero P., «Comportamiento sísmico de estructuras considerando propiedades mecánicas de aceros de refuerzo mexicanos,» *Revista de Ingeniería Sísmica*, nº 49, pp. 39-50, 1995.
- [59] M. J. Rubio Hurtado y V. Berlanga Silvente, «Cómo aplicar las pruebas paramétricas bivariadas t de Student y ANOVA en SPSS. Caso práctico,» *REIRE, Revista d'Innovació i Recerca en Educació*, vol. 5, nº 2, pp. 83-100, julio 2012.
- [60] V. Berlanga Silvente y M. J. Rubio Hurtado, «Clasificación de pruebas no paramétricas. Cómo aplicarlas en SPSS,» *REIRE, Revista d'Innovació i Recerca en Educació*, vol. 5, nº 2, pp. 101-113, julio 2012.
- [61] I. Díaz Emparanza, «Selección del número de replicaciones en un estudio de simulación,» *Estadística Española*, vol. 37, nº 140, pp. 497-509, 1995.
- [62] Computers and Structures, Inc., «SAP2000,» Berkeley, 2014.