



UNIVERSIDAD DE CHILE

FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

EFFECTO DE LA CORROSIÓN EN PUENTES VIALES CHILENOS

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL

PILAR AMPARO GUEVARA IHL

PROFESOR GUÍA:

FRANCISCO HERNÁNDEZ PRADO

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

ANDREAS ROSENKRANZ

RODRIGO ASTROZA EULUFÍ

SANTIAGO DE CHILE

2021

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL
POR: PILAR AMPARO GUEVARA IHL
FECHA: NOVIEMBRE 2021
PROFESOR GUÍA: FRANCISCO HERNÁNDEZ PRADO

EFFECTO DE LA CORROSIÓN EN PUENTES VIALES CHILENOS

Es relevante estudiar la corrosión en puentes chilenos debido a la degradación de resistencia y ductilidad. En una primera etapa se presenta una revisión bibliográfica relacionada al fenómeno de corrosión: prevención, el proceso, las consecuencias, métodos de ensayo y alternativas de rehabilitación. Los resultados experimentales de dos modelos corrosivos son empleados para incorporar la degradación estructural de barras de refuerzo. El modelo de una cepa de hormigón armado del puente Águila Norte ubicado en Paine se construye incluyendo la modelación de 3 columnas, 8 elastómeros, la viga cabezal, tablero, 6 barras antisísmicas, 2 rellenos estructurales y 2 topes sísmicos. Se estudia el efecto de corrosión no uniforme en este puente en porcentajes de pérdida de masa de 0%, 10% y 20%. Se realizan análisis Pushover y curvas de fragilidad. Se observan diferencias entre el comportamiento longitudinal y transversal, y una disminución de resistencia al aumentar la corrosión. En el sentido transversal se observa que la corrosión puede jugar un rol relevante en la respuesta inelástica del sistema. La demanda de fuerzas que solicita la infraestructura puede ser controlada generando un diseño racional (y dúctil) de los topes sísmicos. Al limitar la fuerza máxima de los topes se logra controlar las demandas inelásticas incluso para cepas con un alto nivel de corrosión. De esta forma se concluye que, para el caso estudiado, se deben disponer de topes sísmicos que no superen una fuerza peak mayor a un 65% del caso sin corrosión de manera de no generar daño relevante para el caso de 20% corrosión en el sentido transversal.

TABLA DE CONTENIDO

1.	Introducción.....	1
1.1.	Motivación y Generalidades.....	1
1.2.	Objetivos	2
1.2.1.	Objetivos Generales	2
1.2.2.	Objetivos Específicos	3
2.	Marco Teórico.....	5
2.1.	Qué es la corrosión.....	5
2.2.	Clasificación de corrosión	10
2.2.1.	Clasificación por método	10
2.2.2.	Clasificación por visibilidad	13
2.3.	Aspectos Químicos de la Corrosión.....	14
2.3.1.	Reacciones Corrosión Electroquímica	14
2.3.2.	Reacciones Carbonatación.....	17
2.3.3.	Aspectos Eléctricos	18
2.3.4.	Condiciones Termodinámicas.....	20
3.	Prevención.....	25
3.1.	Diseño	25
3.1.1.	Puente con perfiles de acero	26
3.1.2.	Puente con vigas de hormigón pretensado.....	27
3.2.	Selección de material basado en compatibilidad eléctrica	28

3.3.	Protección catódica	29
3.4.	Galvanizado.....	30
3.5.	Galvanizado en caliente	31
3.6.	Pinturas y recubrimientos	31
3.7.	Protección por recubrimiento de hormigón	32
3.8.	Enchapado o blindaje	32
3.9.	Inhibidores de corrosión en superficie del metal	33
3.10.	Inhibidores de corrosión en hormigón.....	33
3.11.	Imprimante	33
4.	Proceso de la corrosión	35
4.1.	Corrosión inducida por cloruros	35
4.2.	Corrosión inducida por carbonatación.....	35
4.3.	Corrosión inducida por tensiones.....	36
4.4.	Efecto de la humedad.....	36
4.5.	Efecto de aire marino.....	37
4.6.	Corrosión atmosférica.....	37
4.7.	Temperatura.....	37
4.8.	Corrosión por corrientes de interferencia	38
4.9.	Corrosión galvánica.....	38
5.	Consecuencias de la corrosión	40
5.1.	Hormigón Armado.....	41
5.2.	Acero Estructural	44
6.	Ensayos, Mediciones y Diagnósticos de la Corrosión	47
6.1.	Métodos para medir la velocidad de Corrosión	48

6.1.1.	Gravimétrico	48
6.1.2.	Extrapolación de Tafel.....	49
6.1.3.	Stern-Geary o Resistencia de Polarización.....	50
6.2.	Evaluación de daño en acero usado en hormigón	51
6.2.1.	Diagnóstico corrosión por carbonatación con transductores de piezo-impedancia	51
6.2.2.	Sondeo.....	52
6.2.3.	Eco de impacto.....	52
6.2.4.	Velocidad de pulso ultrasónico	53
6.2.5.	Termografía Infrarroja.....	53
6.2.6.	Georradar	54
6.2.7.	Análisis de presencia de iones de cloruro.....	54
6.2.8.	Estudio de potencial de corrosión.....	55
7.	Rehabilitación de Estructuras	58
7.1.	Rehabilitación de Hormigón Armado.....	58
7.1.1.	Reparación del Concreto Dañado.....	58
7.1.2.	Parches con Inhibidores de Corrosión	61
7.1.3.	Barrera Protectora de Barras de Refuerzo.....	61
7.1.4.	Superposiciones	62
7.1.5.	Membranas	63
7.1.6.	Selladores y revestimientos superficiales	63

7.1.7.	Protección catódica	64
7.1.8.	Recalculización electroquímica.....	64
8.	Modelos de Corrosión.....	66
8.1.	Criterios de Selección de Modelos de Corrosión	69
8.2.	Modelo Wang 2020.....	72
8.3.	Modelo Shayanfar 2016.....	77
9.	Modelo Corrosión Cepa de Puente Águila	81
9.1.	Descripción Puente Águila Norte	81
9.1.1.	Cepa.....	82
9.1.2.	Columnas	83
9.1.3.	Viga cabezal	84
9.1.4.	Rótulas plásticas	84
9.1.5.	Tablero	86
9.1.6.	Elastómeros.....	86
9.1.7.	Rellenos	88
9.1.8.	Topes Sísmicos	89
9.1.9.	Barras Antisísmicas.....	90
9.1.10.	Elementos rígidos	91
9.1.11.	Deformaciones.....	92
9.2.	Registros Tiempo-Historia	93
9.3.	Análisis Pushover	95
9.4.	Construcción Curva de Fragilidad.....	110

9.4.1.	Criterios de Desempeño	111
9.4.2.	Resultados	116
9.4.2.1.	Resultados caso 0% Corrosión	117
9.4.2.2.	Resultados de tres casos corrosivos	119
9.4.3.	Análisis de Resultados	128
10.	Conclusiones.....	131
11.	Bibliografía	134
Anexo A:	Resultados Curva de Fragilidad 0% Corrosión	138
Anexo B:	Resultados Curva de Fragilidad 10% Corrosión	150
Anexo C:	Resultados Curva de Fragilidad 20% Corrosión	163
Anexo D:	Resultados Curva de Fragilidad Resumen	176
Anexo E:	Ingreso de Propiedades de SAP2000.....	181

Índice de Figuras

Figura 2-1 Esquema corrosión electroquímica (Fontes & Nistad, 2012).....	6
Figura 2-2 Esquema capas corrosión electroquímica (Daza Millone, 2011)	7
Figura 2-3 Clasificación de los tipos de corrosión por visibilidad Referencia:(Bardal, 2006)	13
Figura 2-4 Reacciones corrosión electroquímica (Castaños, 2016)	14
Figura 2-5 Diagrama de Pourbaix para el Hierro (Früh, 2019).....	24
Figura 3-1 Orientación perfiles de acero para evitar corrosión (Bardal, 2006)(Früh, 2019)	27
Figura 3-2 Remaches de acero en placa de acero antes y después de 10 meses de exposición a solución salina (Bardal, 2006)(Früh, 2019).....	28
Figura 3-3 Protección catódica en puentes (C. Christodoulou, C. Goodier, S. Austin, Gareth K. Glass, n.d.)	30
Figura 4-1 Corrosión inducida por carbonatación (Alexander & Beushausen, n.d.).....	36
Figura 5-1 Grietas transversales y longitudinales debido a la corrosión en hormigón armado (Tahershamsi, 2016).....	41
Figura 5-2 Esquema de mecanismos y consecuencias de la corrosión en hormigón armado (Tahershamsi, 2016).....	42
Figura 5-3 Pérdida de espesor en perfil de acero (Rahgozar, 2009).....	45
Figura 5-4 Color y textura de la corrosión en acero (Corrosion Control, 2014).....	46
Figura 6-1 Curva de Cinética de Electroodos a partir de la Extrapolación de Tafel (Abdenacer Berradja, 2019).....	49

Figura 6-2 Ensayo Eco de Impacto (FprimeC, 2017)	52
Figura 8-1 Mapa del camino del modelamiento de corrosión (Kelly & Brown, 2005)	68
Figura 8-2 Dimensiones de las muestras de estudio: (a) Muestra para corrosión acelerada, (b) Muestra para corrosión natural (Wang et al., 2020)	72
Figura 8-3 Curvas Fuerza-Desplazamiento de las muestras: (a) Muestra para corrosión acelerada, (b) Muestra para corrosión natural (Wang et al., 2020).....	73
Figura 8-4 Degradación de ductilidad y resistencia del acero corroído: (a) tensión de fluencia, (b) tensión última, (c) Módulo de Young, (d) Elongación última (Wang et al., 2020)	74
Figura 8-5 Diagrama de corrosión electroquímica (Shayanfar et al., 2016).....	77
Figura 8-6 Esquema de aplicación de carga de compresión sobre probeta de hormigón (Shayanfar et al., 2016)	78
Figura 8-7 Ensayo de compresión sobre probeta y resultados (Shayanfar et al., 2016)...	79
Figura 8-8 Porcentaje de reducción de resistencia a la compresión en función del nivel de corrosión (Shayanfar et al., 2016)	79
Figura 9-1 Vista general del puente Águila Norte (Bravo Caba, 2020)	82
Figura 9-2 Modelo cepa de hormigón armado SAP2000.....	83
Figura 9-3 Modelo de fibra en columnas (Bravo Caba, 2020)	85
Figura 9-4 Fuerza vs desplazamiento bilineal de elastómeros (Bravo Caba, 2020)	87
Figura 9-5 Capacidad del relleno pasivo vs desplazamiento (Shamsabadi et al., 2007) ..	88
Figura 9-6 Curva Esfuerzo deformación Topes Sísmicos (Llaves de Corte) (Bravo Caba, 2020)	89

Figura 9-7 Respuesta Transversal y Vertical Barras Antisísmicas (Bravo Caba, 2020)....	91
Figura 9-8 Desplazamiento máximo longitudinal registro 13	92
Figura 9-9 Desplazamiento máximo transversal y vertical registro 13.....	92
Figura 9-10 Gráfico Registro N°13 San Fernando.....	94
Figura 9-11 Gráficos Pushover desplazamiento impuesto en el Tablero 0%Corrosión	96
Figura 9-12 Gráficos Pushover Viga Cabezal 0%Corrosión.....	99
Figura 9-13 Gráficos Pushover desplazamiento impuesto en el Tablero 10%Corrosión	102
Figura 9-14 Gráficos Pushover Viga Cabezal 10%Corrosión.....	102
Figura 9-15 Gráficos Pushover Tablero 20%Corrosión	103
Figura 9-16 Gráficos Pushover Viga Cabezal 20%Corrosión.....	103
Figura 9-17 Gráficos Resumen Pushover aplicado en el Tablero Corrosión	105
Figura 9-18 Gráficos Resumen Pushover Viga Cabezal Corrosión.....	105
Figura 9-19 Resultados Momento Rótulas Pushover Tablero	107
Figura 9-20 Resultados Momento Rótulas Pushover Viga Cabezal	107
Figura 9-21 Resultados Esfuerzos Rótulas Pushover Tablero	108
Figura 9-22 Resultados Esfuerzos Rótulas Pushover Viga Cabezal	108
Figura 9-23 Desplazamiento Longitudinal Cepa (cm) vs Demanda Espectral $S_a(T_L)$ Caso 0% Corrosión.....	117
Figura 9-24 Curva de Fragilidad Desplazamiento Longitudinal Cepa caso 0% Corrosión	118

Figura 9-25 Curva de Fragilidad Desplazamiento Longitudinal Cepa casos 0%, 10% y 20% de Corrosión	122
Figura 9-26 Curva de Fragilidad Desplazamiento Transversal Cepa casos 0%, 10% y 20% de Corrosión	123
Figura 9-27 Curva de Fragilidad Curvatura Longitudinal Cepa casos 0%, 10% y 20% de Corrosión	125
Figura 9-28 Curva de Fragilidad Curvatura Transversal Cepa casos 0%, 10% y 20% de Corrosión	126

Índice de Tablas

Tabla 3-1 Resumen métodos de protección a la corrosión (Bardal, 2006; Rondon, 2005)	34
Tabla 4-1 Resumen aspecto que afectan el desarrollo de corrosión	39
Tabla 6-1 Evaluación visual corrosión (Ault & Dolph, 2018)	47
Tabla 6-2 Probabilidad de corrosión en función de resultados de resistencia de polarización (Medina Reyes, 2019).....	51
Tabla 6-3 Resumen mediciones hormigón armado.....	57
Tabla 8-1 Comparación estudios Du et al., (2005) y Wang et al., (2020)	69
Tabla 8-2 Comparación estudios Coronelly & Gamboa, (2004) y Shayanfar et al., (2016)	70
Tabla 8-3 Propiedades Acero Columna con 10% y 20% de corrosión no uniforme.....	76
Tabla 8-4 Propiedades Acero Rótula con 10% y 20% de corrosión no uniforme.....	76
Tabla 8-5 Propiedades Hormigón con 10% y 20% de corrosión no uniforme	80
Tabla 9-1 Estados límite para ductilidad en columnas (Meneses et al., 2021)	111
Tabla 9-2 Niveles de daño Desplazamiento Tablero.....	112
Tabla 9-3 Niveles de daño Desplazamiento Viga Cabezal.....	112
Tabla 9-4 Niveles de daño Momentos Columna Tablero.....	114
Tabla 9-5 Niveles de daño Momentos Columna Viga Cabezal.....	114
Tabla 9-6 Niveles de daño Curvatura Columna Tablero.....	115
Tabla 9-7 Niveles de daño Curvatura Columna Viga Cabezal.....	115
Tabla 9-8 Sismos evaluados en curvas de fragilidad	119
Tabla 9-9 Valores Cálculo Factor de Resistencia.....	129

Capítulo 1

1. Introducción

1.1. Motivación y Generalidades

Desde fines del siglo XIX se han construido en Chile puentes viales metálicos y de hormigón armado. Estos cumplen un rol económico y social en el país, ya que la economía depende de la exportación de materia prima. Una vialidad confiable y estable posibilita un acceso seguro para los comerciantes, permitiendo la comunicación entre las regiones y la conectividad a los distintos puertos y ciudades. Debido a la antigüedad de estas estructuras, se debe conocer y determinar cómo evaluar su degradación y establecer cómo considerar su efecto ante diversos estados de degradación, con el propósito de evitar desempeños sísmicos inadecuados. Para esto, resulta necesario conocer cómo pueden afectar en la respuesta de puentes efectos de degradación como la socavación, los daños acumulativos debido a sismos recurrentes, efectos de degradación estructural debido al tiempo y producidos por efectos ambientales como la corrosión del acero de refuerzo.

La mayoría de los puentes son de hormigón armado, lo cual significa que las estructuras de hormigón cuentan con barras de acero al interior (Narayanan, 2013). La estructura alcalina y compacta del hormigón genera una protección electroquímica ante la corrosión (Talakokula et al., 2016). Una vez transcurrido cierto tiempo, sin embargo, comienza el efecto de la corrosión, generando la merma en las características físicas de las barras de refuerzo al igual que una pérdida de resistencia y rigidez del sistema. La corrosión tiene consecuencias en las propiedades mecánicas de las barras de acero, como su adherencia, resistencia, ductilidad y su área transversal efectiva. Además, debido al

aumento de volumen producido, se generan grietas y desprendimientos en las estructuras de hormigón, comprometiendo su integridad estructural (Del Valle et al., 2001).

El objetivo del presente trabajo de título se desarrolla en torno a la actual necesidad de estudiar el efecto de la corrosión en estructuras de hormigón armado en función del tiempo, específicamente en puentes viales con barras de refuerzo que experimentan diversos niveles de corrosión. En este contexto, se modelará los efectos de corrosión sobre una cepa de un puente vial chileno de manera de analizar la reducción de su capacidad de carga, vulnerabilidad y la serviciabilidad ofrecida ante eventos sísmicos. En este trabajo de título se reúne información bibliográfica en torno al fenómeno de la corrosión de barras de refuerzo, desde la cual se espera que se inicie una metodología para evaluar las estructuras de los puentes viales considerando este efecto de degradación.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivos Generales

El objetivo general consiste en realizar una revisión bibliográfica completa para entender el efecto de la corrosión del acero en los puentes viales construidos en Chile. Además, reunir información, clasificarla en los capítulos correspondientes y resumirla en tablas o gráficos. Se reúne información del proceso completo, desde su aspecto químico hasta sus consecuencias sobre las propiedades del acero, diagnóstico y modelamiento.

Se abarcan todos los tipos de corrosión, sin embargo, se orienta a la inducida por cloruros, ya que es la más dañina. Luego, se incluye la descripción de cómo evaluar los métodos de diagnóstico y los posibles modelos que resulten adecuados utilizar en puentes viales chilenos. Se estudian tanto los puentes de hormigón armado como los de

acero, y se hace énfasis en los de hormigón armado ya que son los más comunes en el país (Seguel, 2016). Se obtendrá un documento actualizado, informativo y ordenado sobre los aspectos importantes a considerar de la corrosión, con comentarios y evaluaciones de factibilidad de las técnicas y modelos descritos.

Finalmente, se emplearán los modelos disponibles en la literatura, para modelar la respuesta sísmica de una cepa de un puente vial chileno tradicional, de manera de estudiar la degradación del desempeño sísmico ante diversos estados de corrosión.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Trabajar con bibliografía actual sobre los avances que ha tenido el estudio de la corrosión a nivel nacional e internacional.
- Incluir una base teórica suficiente que permita clasificar y definir los aspectos del proceso químico de la corrosión para lograr entender los modelos descritos.
- Incluir los requisitos estructurales de puentes viales para luego poder dimensionar los efectos de los deterioros generados por la corrosión.
- Detallar, comentar y comparar los distintos tipos de rehabilitación y protección para los puentes de acero.
- Encontrar las propiedades afectadas por la corrosión en el acero y sus consecuencias en elementos de hormigón armado y sus consecuencias en la integridad de la estructura.
- Reunir análisis y resultados de modelos de corrosión propuestos en la literatura y comentar su aplicabilidad de su uso para la evaluación de puentes viales chilenos.
- Describir los tipos de ensayos existentes sobre muestras de acero para evaluar el estado de corrosión y evaluar las características físicas de puentes.

- Llevar a cabo un análisis específico de un puente chileno característico (Puente Águila Norte) y evaluar cómo cambia su capacidad y desempeño sísmico (al comparar curvas de fragilidad y curvas push-over) ante diversos estados de corrosión.

Capítulo 2

2. Marco Teórico

En este capítulo se describen los distintos tipos de corrosión, los aspectos químicos, incluyendo las condiciones termodinámicas, condiciones eléctricas y reacciones químicas que ocurren en el proceso de corrosión. También se describe, de forma general, el diseño de estructuras metálicas y de hormigón armado, con el propósito de describir y dimensionar la relevancia de las consecuencias de la corrosión expuestos en capítulos posteriores.

2.1. Qué es la corrosión

La corrosión consiste en una reacción química o electroquímica entre un material y su entorno. Esta reacción genera la deterioración en el material expuesto y sus propiedades. En varios metales (no nobles) esta reacción se considera inevitable. La corrosión es la forma en que el metal vuelve a su estado natural, ya que en el proceso de fabricación se requiere de ciertos niveles energéticos. Esto significa que no es un material estable en condiciones ambientales normales y que su condición natural no es presentarse como un sólido.

Por oxidación se refiere a la corrosión química y se entiende como la reacción entre gas-metal al exponer al metal sin protección a la atmósfera. La oxidación ataca al metal y genera una película de óxido que recubrirá la superficie de éste. Se ha observado que esta reacción no genera un deterioro significativo de elementos o barras de acero a nivel estructural antes de dos años, lo cual depende de la presencia de contaminantes en la atmósfera y de su exposición a cloruros (Rondon, 2005).

La corrosión electroquímica ocurre a través de reacciones de oxidación y reducción. Estas reacciones permiten el paso de electrones de un sector al otro a través del medio. La oxidación implica una pérdida de electrones, mientras que la reducción implica una adquisición de éstos. Este tránsito de electrones de un medio a otro genera una corriente eléctrica, la cual distingue la corrosión química de la electroquímica. En la siguiente figura se observan las partes que participan en la reacción electroquímica: el Cátodo, el Ánodo y el Electrolito (Fontes & Nistad, 2012).

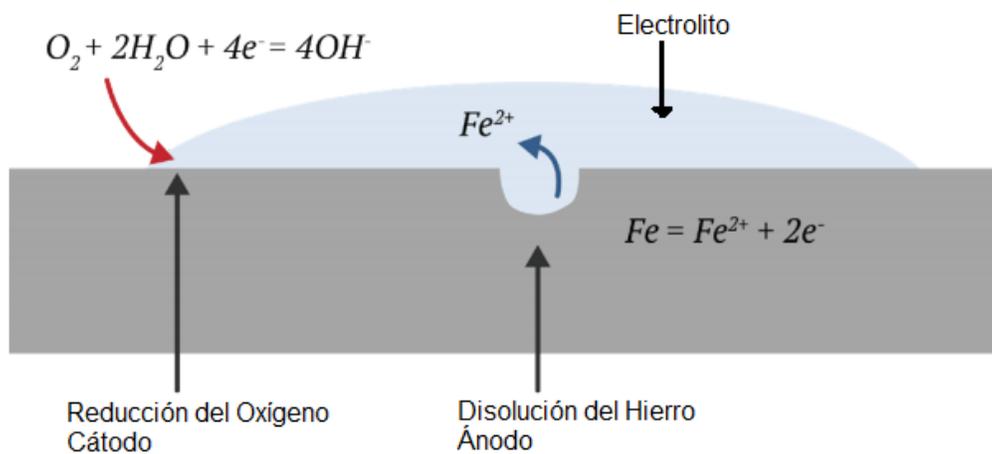


Figura 2-1 Esquema corrosión electroquímica (Fontes & Nistad, 2012)

En la corrosión química no se pierde carga eléctrica de la muestra, sino que se transfiere de un sector a otro. La frontera entre un metal y un electrolito recibe el nombre de interfase o doble capa electroquímica y es la zona en donde ocurren las reacciones. Se considera que a los extremos de la interfase existe una acumulación de carga, sin embargo, esta zona permanece eléctricamente neutra. La diferencia de potencial que se presenta en los bordes de la interfase corresponde a la diferencia de potencial entre el metal y el electrolito (Del Valle et al., 2001).

En la disolución, solvente o electrolito se forman tres capas con distinta concentración de carga. La primera capa es la adyacente a la interfase y lleva el nombre de plano interno de Helmholtz (X1 en la Figura 2-2). En esta capa se encuentran iones absorbidos por la superficie del electrodo metálico. La siguiente capa delimita con la primera y lleva el nombre de plano externo de Helmholtz (X2 en la Figura 2-2). En esta se encuentra la mayoría de los cationes y algunos aniones. La siguiente capa delimita con la segunda, contiene cargas mixtas y lleva el nombre de zona difusa (Del Valle et al., 2001).

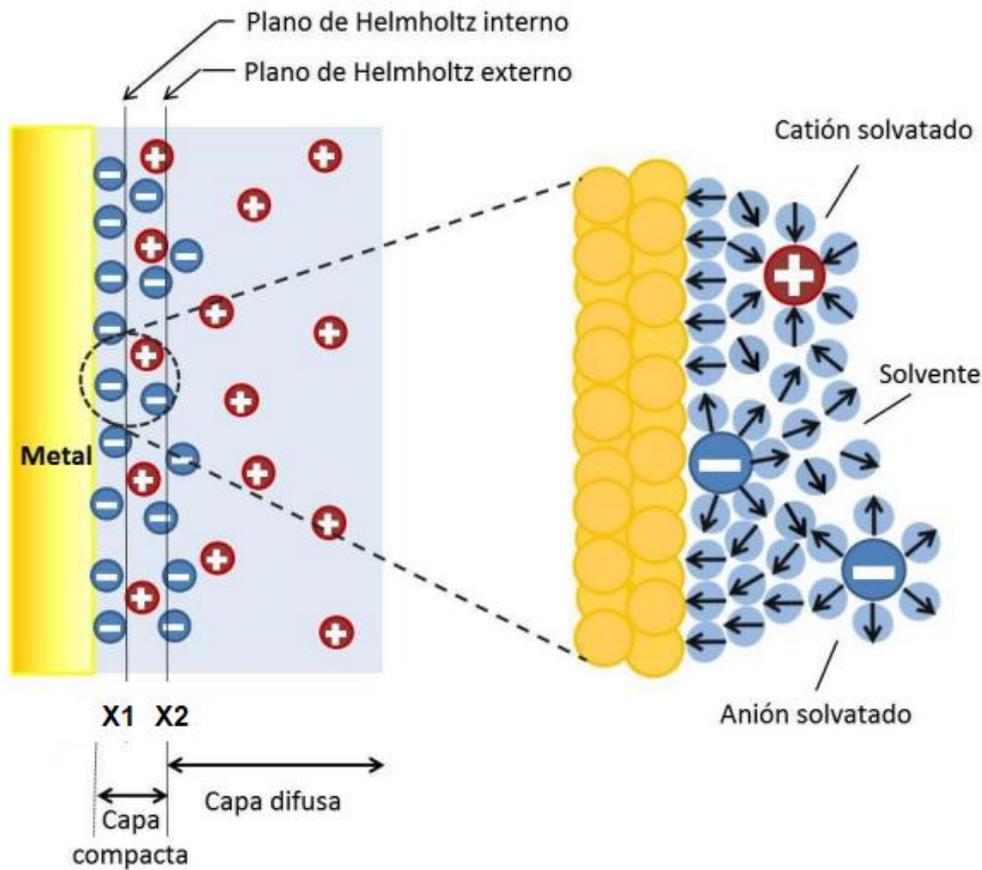


Figura 2-2 Esquema capas corrosión electroquímica (Daza Millone, 2011)

La oxidación electroquímica de una barra de acero embebida en hormigón necesita de un electrolito como agua o humedad, un diferencial de potencial eléctrico, existencia de

oxígeno disuelto en el electrolito o elementos agresivos como iones de cloruros. La capa de acero corroído o herrumbre se forma a partir del proceso de corrosión y tiene un carácter expansivo y no es impermeable a los iones, por lo cual el fenómeno de la corrosión continúa sucediendo (Rondon, 2005). Eso quiere decir, que, al cambiar la superficie del acero debido a la corrosión, ésta es más propensa a acumular agua y transmitir iones. Debido a lo anterior, a medida que avanza la corrosión, ésta suele ocurrir más rápido ya que los residuos corrosivos son frágiles y permiten una corrosión continua. Esto no ocurre al formarse una capa pasiva, la cual genera una aislación entre el acero de la barra y la atmósfera y otros iones. Sin embargo, la capa pasiva es débil, frágil, y puede dejar de funcionar al cambiar de acidez o al someterse a esfuerzos externos (Del Valle et al., 2001).

Al estudiar la oxidación electroquímica se considera una celda electrolítica. Esta celda teórica se compone de un cátodo, un ánodo y un electrolito. En el cátodo ocurre la reducción mientras que en el ánodo ocurre la oxidación. El ánodo es el material que se corroe. El electrolito es un medio que rodea el ánodo y el cátodo y los conecta. El ánodo y el cátodo pueden ser el mismo material o distintos, y al ser expuestos a una corriente eléctrica, el material que se corroe con mayor facilidad pasará a ser el ánodo, mientras que el material más noble o difícil de corroer pasa a ser el cátodo (Bardal, 2006). Esta característica es útil para luego entender el galvanizado, técnica en la cual se aprovecha este fenómeno para mitigar la corrosión en los metales dirigiendo el sentido de la reacción.

Existe una relación entre el tamaño del cátodo y del ánodo con la velocidad de la corrosión. En términos simples, si el ánodo es de mayor tamaño que el cátodo, la velocidad de corrosión disminuye. Por otra parte, si el cátodo es de mayor tamaño que el ánodo, la velocidad de corrosión aumenta. La velocidad de corrosión está ligada a la

cantidad de electrones por unidad de área que debe ceder el ánodo en la oxidación. Si el cátodo es mucho mayor, genera una gran reducción, lo cual demanda una alta oxidación del ánodo. Esto generará un mayor deterioro o corrosión del ánodo (Bardal, 2006).

El electrolito que conecta el ánodo con el cátodo puede ser gas, líquido o sólido. Este debe ser conductor eléctrico para permitir el paso de electrones de un lugar a otro. La capacidad o la facilidad con la que el electrolito permite el paso de electrones determina la velocidad de las reacciones, lo cual implica que influye en la velocidad de la corrosión (DeGiorgi, n.d.).

La corrosión puede diferenciarse entre corrosión química y corrosión electroquímica. Ambas categorías no son excluyentes debido a que pueden ocurrir simultáneamente en la misma muestra.

La corrosión química es la que se lleva a cabo sin necesidad de una corriente eléctrica que permita movilizar los electrones de las reacciones. Ocurre de forma natural debido a la exposición del material al ambiente. El resultado de este tipo de corrosión es una capa de óxido que envuelve o cubre la superficie de la muestra.

2.2. Clasificación de corrosión

2.2.1. Clasificación por método

Además de clasificarse de acuerdo con el proceso, la corrosión también se puede diferenciar por el método de corrosión:

- Corrosión general o uniforme: Este tipo de corrosión es la más usual y es la que afecta en mayor proporción a las estructuras y barras de acero. El metal se corroe de la superficie hacia el interior. El metal pierde espesor hasta que eventualmente falla. Desde la perspectiva técnica este tipo de corrosión no debiera representar mucha complejidad, ya que, como se verá en capítulos siguientes, es fácil de modelar y predecir conociendo las condiciones ambientales (Sowmya et al., 2017).
- Corrosión intergranular: Ocurre de forma puntual entre los cristales que conforman la estructura metálica del acero. Se corroen pequeñas porciones del acero de forma selectiva y localizada. Existen aceros más susceptibles a este tipo de corrosión, como es el caso del acero inoxidable 18-8. En aceros estructurales, este tipo de corrosión no es relevante.
- Corrosión por "picadura" (pitting): Este tipo de corrosión es de las más difícil de detectar ya que localizan en zonas locales de los elementos de acero y puede hacer fallar estructuras. Su tamaño reducido implica que no se observa en forma generalizada en toda la estructura y en ocasiones son poco visibles, por su naturaleza ocasiona que se concentre la corrosión en zonas específicas pudiendo originar fallas en equipos y estructuras industriales por lo cual debe tenerse en cuenta en el diseño. Sucede de forma rápida y aleatoria. Puede comenzar por factores externos como contaminantes o en zonas donde existe concentración de

salinos. Este tipo de corrosión sucede mayoritariamente en ambientes salinos (Rahgozar, 2009).

- Corrosión galvánica entre dos metales: Se genera debido al contacto eléctrico entre metales (o conductores) a través de un electrolito. El electrolito permite el paso de electrones de un metal a otro, generando que el metal menos noble se corroe con mayor velocidad.
- Corrosión localizada: Ocurre en áreas discretas en la superficie del metal.
- Corrosión por hendidura: Se genera en áreas donde se logra acumular líquido, sin generar flujos. Esto puede darse en remaches o tuercas.
- Corrosión por concentración de celda: Este tipo de corrosión es similar a la corrosión galvánica de dos metales, con la diferencia que puede ocurrir en un solo metal expuesto a diferentes condiciones ambientales, generando un potencial o voltaje diferencial. Esto genera una diferencia de potencial en el mismo metal, que lo corroe en la zona de menor voltaje.
- Dezincificación: Este tipo de corrosión fue descubierta en latones cuando los átomos de zinc se desprendían del resto del cobre. Esto llevaba a la aleación a mostrar porosidad.
- Cavitación: Esta ocurre cuando la muestra se encuentra expuesta a interacciones con líquidos. Por ejemplo, ocurre cuando se tienen piezas de acero sumergidas total o parcialmente.

- Corrosión por erosión: Ocurre cuando el metal se expone a condiciones mecánicas o abrasivas, como turbulencias, flujos de líquidos y sólidos en suspensión. Este tipo de corrosión se presenta en válvulas y aparatos mecánicos.
- Corrosión por esfuerzos: La corrosión por tensión es un caso particular de la corrosión localizada. Ocurre cuando el metal presenta altas tensiones internas producidas por cargas externas aplicadas en el elemento o en la estructura. La manufactura del metal y la estructura juega un rol importante debido a la posible presencia de tensiones residuales que se puedan formar debido a la manufacturación o el proceso constructivo. Este tipo de corrosión ocurre cuando el acero es sometido a tensiones que se acercan al 60% de su límite elástico. El comportamiento y velocidad de esta reacción también dependerá de la exposición a agentes contaminantes.
- Corrosión por corrientes de interferencia: Las corrientes de interferencia o también conocidas como erráticas son las cuales se forman externamente a la celda electrolítica. Estas pueden surgir de sistemas de protección catódica, sistemas con potencia eléctrica como en los trenes eléctricos, máquinas de soldar con el cable a tierra cercano a la estructura, corrientes telúricas asociadas a la actividad solar y al campo magnético de la tierra (Rondon, 2005).

2.2.2. Clasificación por visibilidad

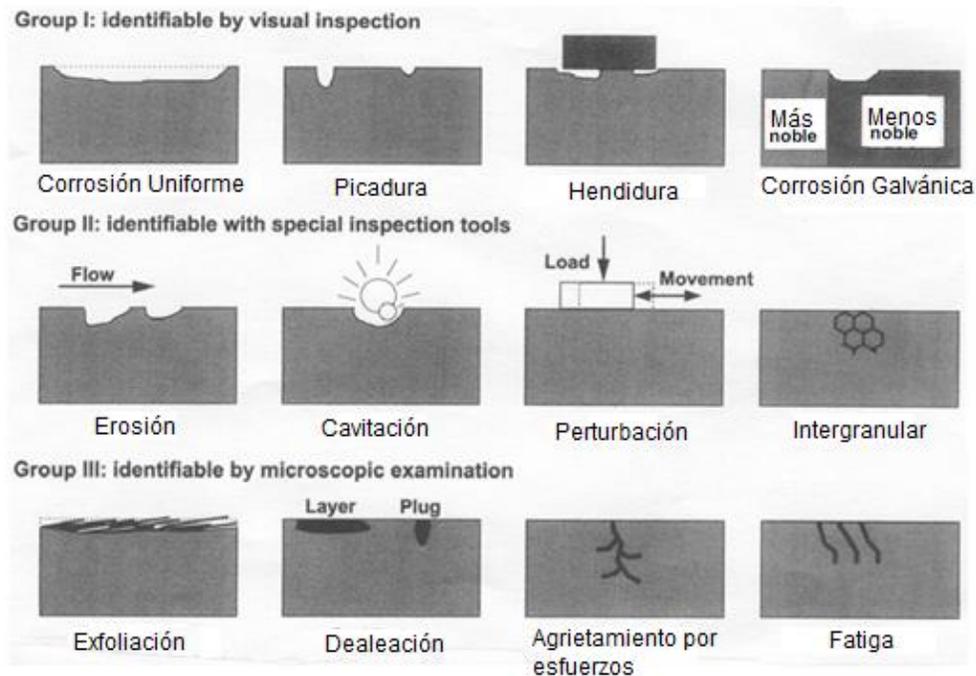


Figura 2-3 Clasificación de los tipos de corrosión por visibilidad
Referencia:(Bardal, 2006)

De la figura anterior se observan las siguientes definiciones:

Para el grupo I se definen tipos de corrosión visibles a simple vista: Corrosión uniforme, por picadura, por hendidura y galvánica.

Para el grupo II se definen tipos de corrosión que son visibles con herramientas complementarias: Erosión, cavitación, perturbación e intergranular.

Para el grupo III se definen tipos de corrosión que se logran identificar gracias a microscopios u otras herramientas de similar precisión: Exfoliación, dealeación, por esfuerzos y por fatiga. Exfoliación y dealeación no son discutidas en este documento ya que ocurren mayoritariamente en aleaciones ricas en zinc o aluminio, por ejemplo, el latón (aleación de zinc y cobre).

2.3. Aspectos Químicos de la Corrosión

2.3.1. Reacciones Corrosión Electroquímica

Ante una corrosión electroquímica el cátodo se reduce (gana electrones) mientras que el ánodo, en este caso el hierro (Fe) dentro del acero, se oxida (pierde electrones). La reducción se da en el cátodo mientras que la oxidación se da en el ánodo de la celda electroquímica. Se puede observar en la Figura 2-4 que se genera un circuito eléctrico o reacción química sin la necesidad de inducir una carga externa de corriente para el caso de la corrosión electroquímica.

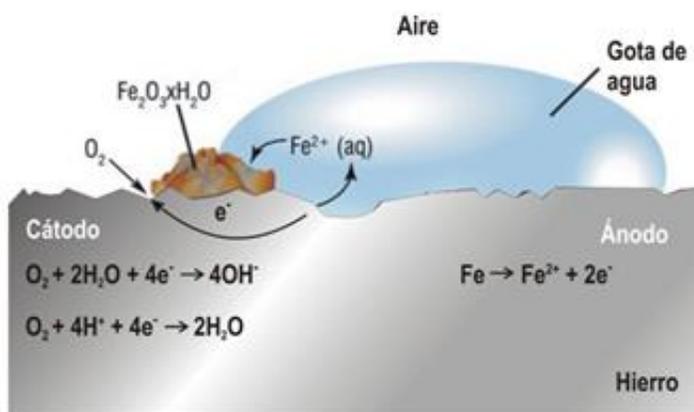


Figura 2-4 Reacciones corrosión electroquímica (Castaños, 2016)

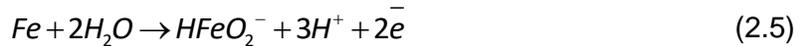
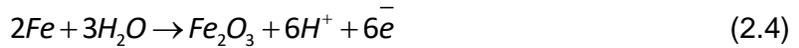
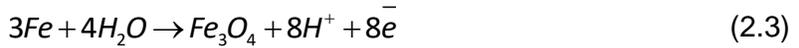
El óxido de hierro divalente $Fe(OH)_2$ no es estable, por lo cual al estar en contacto con el agua y el aire se transforma en óxido de hierro hidratado trivalente $Fe_2O_3 \cdot xH_2O$ o un hidróxido de hierro $Fe(OH)_3$. Este último da la característica del color café o rojizo a la corrosión. Ante ausencia de oxígeno se forma Fe_3O_4 , el cual tiene color negro o verde si hay presencia de agua. Las reacciones presentes en el ánodo y cátodo de la celda electroquímica pueden variar dependiendo de la presencia de contaminantes (Bardal, 2006). Ante un valor de PH normal de un hormigón (básica, $PH < 7$), los productos Fe_3O_4 y

Fe_2O_3 forman una capa protectora sobre el acero, lo cual lleva comúnmente al fenómeno de pasivación de la corrosión.

En la Figura 2-4 se observa que hay dos corrientes, una corriente de electrones y otra de iones (Fe^{2+}). En el caso de corroerse una barra de acero dentro del hormigón, la corriente iónica de OH^- circula por el hormigón, mientras que la corriente de electrones circula por la misma barra de acero. En esta situación el acero es significativamente más conductor que el hormigón, por lo cual la velocidad de corrosión será determinada por la velocidad que los iones pueden transferirse adyacente a la barra. La capa de hormigón que transmite la corriente tiene un carácter polarizado con una gran capacitancia. Esta polarización es la cual permite medir la diferencia de voltaje en el hormigón para evaluar el estado corrosivo de la barra (Tang, 2002).

La velocidad de reducción del oxígeno en este tipo de corrosión es proporcional a la velocidad de oxidación del hierro. A medida que se satura la superficie con los productos de la oxidación del hierro, la disponibilidad de oxígeno disminuye. Esta capa de productos de la oxidación funciona como una barrera natural, disminuyendo la velocidad de reducción del oxígeno y con eso también disminuye la velocidad de oxidación del hierro. Cuando esta capa es homogénea y cubre toda la superficie del metal, se genera un control anódico. Este fenómeno se llama pasivación y suele ocurrir en el acero con presencia de agua alcalina. (Bardal, 2006)

Para describir el proceso de corrosión electroquímica resulta necesario describir las principales reacciones químicas que las generan. A continuación, se muestran las reacciones de media celda, denominadas así debido a que significan sólo la mitad de la reacción, siendo de reducción o de oxidación. A continuación, se escriben las reacciones anódicas que ocurren.



Las reacciones catódicas más comunes son las siguientes:



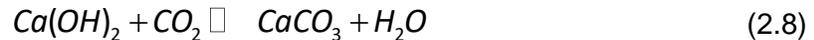
Estas ecuaciones se encuentran en un equilibrio denominado potencial reversible E^{rev} .

Este equilibrio es alcanzado cuando la velocidad de reacción anódica es de igual intensidad que la catódica. Este equilibrio no implica la ausencia de reacciones, sino que la intensidad de ambas coincide. Luego de alcanzar el potencial reversible, se puede estudiar el potencial estándar, que se mide en condiciones unitarias (1 atm, 25°C, 1 mol/L).

Normalmente ambos equilibrios son distintos. El primero se puede obtener a partir de las ecuaciones de Nernst (ver ecuación 2.14 y 2.15) (Frankel, 2016).

2.3.2. Reacciones Carbonatación

La carbonatación ocurre ante una presencia de dióxido de carbono, el PH de las reacciones baja por lo cual los productos Fe_3O_4 y Fe_2O_3 ya no son estables termodinámicamente. En la carbonatación ocurren las siguientes reacciones simplificadas:



La cal libre del cemento ($Ca(OH)_2$) reacciona con el dióxido de carbono formando carbonato de calcio ($CaCO_3$), lo cual inicialmente no genera corrosión. Cuando esta reacción toma fuerza debido a la porosidad del hormigón y presencia de agua, puede que la cal genere un cambio significativo de PH en la estructura, de 12.5 a 13.5 hasta valores menores a 9. Entonces, el carbono no oxida directamente el acero, sino que reacciona con la cal lo suficiente como para generar que la capa pasiva de Fe_3O_4 y Fe_2O_3 deje de funcionar como tal.

Según Villagrán (2012), la capa pasiva en acero está formada a partir de: oxi-hidróxidos de hierro ($FeOOH$), maghemita (Fe_2O_3), magnetita (Fe_3O_4) e oxi-hidróxidos amorfos. El mismo autor indica tres posibles rupturas del film pasivo o capa pasiva: penetración, adsorción y quiebre. En el primero, iones de cloruro (Cl^-) migran a través de la capa debido a gran fuerza de campo eléctrico. En el segundo, una adsorción de aniones de cloro (Cl^-) aumenta la transferencia de cationes metálicos de la capa pasiva al electrolito, adelgazándolo. En el tercero, se generan tensiones internas, las cuales pueden deberse a cambios de volumen, hidratación, agentes externos, tensión superficial, entre otros (Villagrán, 2012).

2.3.3. Aspectos Eléctricos

En la corrosión electroquímica la velocidad de corrosión está relacionada a la calidad del conductor de electrolito, el tamaño del ánodo y el tamaño del cátodo. Además, influye la diferencia de carga eléctrica, que generará el flujo de electrones de un medio al otro. Cuando se mide la corrosión se hace en función del peso perdido por la muestra, por lo cual se plantea la siguiente relación:

$$I \cdot t = Q = \frac{n \cdot F \cdot W}{M} \quad (2.9)$$

Donde:

- Q: Carga eléctrica
- n: Número de electrones transferidos
- W: Peso de la muestra reactante
- M: Peso molecular de la muestra reactante
- I: Corriente eléctrica
- t: Tiempo

Al reordenar la ecuación anterior se tiene la pérdida de masa en función del tiempo:

$$\frac{W}{t} = \frac{I \cdot M}{n \cdot F} \quad (2.10)$$

De esta forma se puede comenzar a relacionar la corriente eléctrica y la masa molecular de una muestra con la pérdida de masa en función del tiempo. (DeGiorgi, n.d.)

Otra forma de plantear la velocidad teóricamente es observar el cambio de espesor del material para el caso de corrosión uniforme. Como ya se ha observado, la velocidad de corrosión se encuentra fuertemente relacionada a la velocidad con la cual pueden circular los iones, es decir, la corriente. Para esto se utiliza la ley de Faraday (Tang, 2002).

$$\frac{\Delta x}{\Delta t} = \frac{M}{z \cdot F \cdot \rho} \cdot i_{corr} \quad (2.11)$$

Donde:

- x: Pérdida de sección del acero
- M: Peso molecular de la muestra reactante
- z: Número de cargas iónicas
- F: Constante de Faraday
- t: Tiempo
- ρ : Densidad de la muestra
- i_{corr} : Densidad de corriente

Para encontrar la densidad de corriente se aplican las ecuaciones de Stern & Geary (1957) en el caso de la corrosión de una barra de refuerzo:

$$i_{corr} = \frac{B}{A \cdot R_p} \quad (2.12)$$

Donde:

- B: Constante (26mV)
- A: Área de polarización ($A = \pi \cdot D \cdot L_p$)
- R_p : Resistencia de polarización
- D: Diámetro de la barra de acero
- L_p : Largo de la barra de acero polarizada, puede ser el largo confinado

Con estas ecuaciones es posible medir la velocidad de corrosión conociendo la resistencia de polarización de la muestra.

2.3.4. Condiciones Termodinámicas

Para que la corrosión ocurra deben suceder reacciones de reducción y de oxidación facilitadas a través de un electrolito. El ánodo pierde electrones, mientras que el cátodo los adquiere o libera. El papel que juega cada parte del material en estas circunstancias se determina por su facilidad para recibir electrones o a cederlos. Un metal susceptible a perder electrones se va a convertir en un ánodo, mientras que un metal con tendencia a ganarlos se convertirá en el cátodo. Esta condición es medible y se determina a través de la energía libre de Gibbs presente en el material.

Como estas reacciones involucran el paso de electrones, al medir el potencial y diferencia de potencial entre dos materiales se puede reconocer el flujo que electrones o corriente que sucederá entre éstos.

El primer paso para impedir la degradación de un metal debido a la corrosión es disminuir la energía libre de Gibbs:

$$\Delta G = -z \cdot F \cdot E_0 \quad (2.13)$$

Donde:

ΔG : Energía libre de Gibbs

z : Número de valencia de muestra

F : Número de Faraday=98.485 [coulomb/mol electrones]

E_0 : Voltaje aplicado

La reacción general siguiente puede ser modelada a través de la ecuación de Nernst:



$$E_0 = E_0^0 - \frac{R \cdot T}{z \cdot F} \cdot \ln \left(\frac{[L]^l [M]^m \dots}{[A]^a [B]^b \dots} \right) \quad (2.15)$$

Donde:

a y b: moles de reactantes A y B respectivamente

A y B: Reactantes

l y m: moles de producto L y M respectivamente

L y M: Productos

E_0 : Voltaje aplicado

E_0^0 : Voltaje estándar de la celda electroquímica

R: Constante de gases

T: Temperatura

z: Número de Valencia de la Muestra

F: Constante de Faraday

Esta ecuación establece que el potencial de equilibrio depende de la actividad y concentración de agentes que forman parte de la reacción (Bardal, 2006). Considerando lo anterior se logra plantear la ecuación de Butler-Volmer, la cual entrega la velocidad de la reacción en función del potencial electroquímico presente en la superficie de la muestra.

$$i = i_0 \exp \left[\frac{\alpha n F \eta}{RT} \right] - i_0 \exp \left[\frac{-(1 - \alpha) n F \eta}{RT} \right] \quad (2.16)$$

$$\eta = E - E_{rev} \quad (2.17)$$

Donde:

i : Densidad de corriente

E : Potencial

E_{rev} : Potencial de equilibrio o reversible

η : Sobrepotencial

i_0 : Densidad de corriente de intercambio

α : coeficiente de transferencia de carga

n : Carga del ión

F : Constante de Faraday

R : Constante de los gases

T : Temperatura

Para valores de η que superan los 50mV la ecuación de Butler-Volmer se simplifica a:

$$i = i_0 \exp\left[\frac{\alpha n F \eta_a}{RT}\right] \quad (2.18)$$

Donde:

η_a : Sobrepotencial cercano a los 50mV

Esta ecuación muestra que pequeños cambios en el campo eléctrico producen grandes cambios en la corriente presente en las reacciones.

Entonces, se encuentran las ecuaciones de Tafel para el ánodo:

$$\eta_a = b_a \log(i / i_0) \quad (2.19)$$

Y para el cátodo:

$$\eta_c = -b_c \log(|i| / i_0) \quad (2.20)$$

Donde:

η_a : Sobrepotencial en el ánodo

b_a : Pendiente anódica de Tafel (constante)

η_c : Sobrepotencial en el cátodo

b_c : Pendiente catódica de Tafel (constante)

A partir de las ecuaciones de Tafel se pueden predecir la cinética de la corrosión sin considerar el transporte de masas (Frankel, 2016). Este método se encuentra desarrollado con mayor detalle en el capítulo 6.1.2 de este documento.

El estado de energía de un metal, el PH y las características del metal mantienen una relación cercana. A partir de la ecuación de Nernst se construye el diagrama de Pourbaix (Figura 2-5), el cual se construye suponiendo presión atmosférica normal y $a_{Fe^{2+}} = 10^{-6}$. Se observa que el potencial de equilibrio aumenta junto a la cantidad de iones ferrosos. El gráfico tabula el potencial electroquímico en función del PH presente. Este diagrama también es conocido como el diagrama de estabilidad termodinámica. Para cada metal existe un gráfico distinto. Estos gráficos incluyen el equilibrio electroquímico presente en las reacciones.

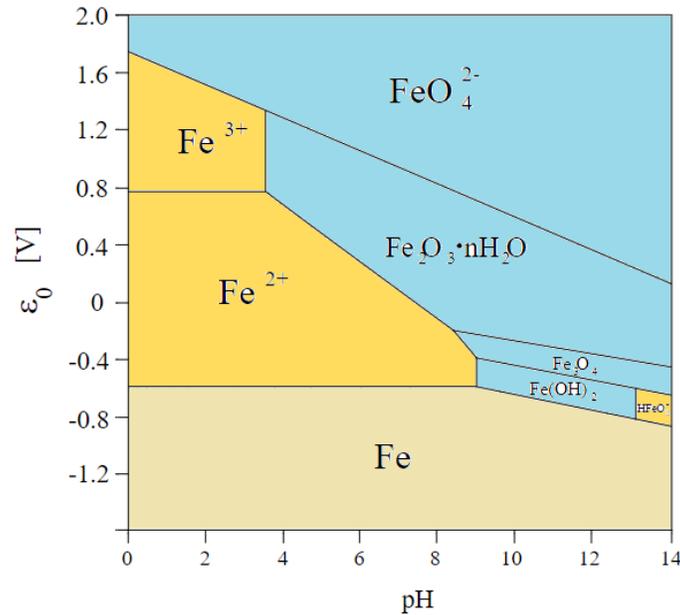


Figura 2-5 Diagrama de Pourbaix para el Hierro (Früh, 2019)

En este diagrama se puede reconocer:

- La zona café es una zona inmune a la corrosión, debido a su bajo voltaje, no se logra formar la corriente necesaria. ($\epsilon_0 = E_0$).
- La zona azul es una zona pasiva.
- Las zonas amarillas son donde ocurre la corrosión.
- Se puede reconocer la dirección de las reacciones que ocurrirán conociendo el potencial y el pH de la muestra.
- Este diagrama puede alterarse debido a impurezas en el metal y en el medio acuoso. Tanto la presencia de cromo como de cloruros generarán otro tipo de reacciones.

En las ecuaciones anteriores se ha despreciado el efecto del transporte de masas. La cinética propuesta por Tafel es precisa cuando no se consideran las limitaciones que genera un transporte de masas significativo (Frankel, 2016).

Capítulo 3

3. Prevención

En términos prácticos la corrosión no puede evitarse, pero puede mitigarse. Es decir, se puede controlar y monitorear de manera de evitar alcanzar deterioros excesivos durante plazos determinados. Un conocimiento del proceso de la corrosión combinado con un buen diseño estructural debiera permitir confeccionar estructuras cuya serviciabilidad no se vea afectada durante su vida útil (DeGiorgi, n.d.). En este capítulo se detallan medidas de prevención y medidas de mitigación de corrosión disponibles, su funcionamiento, ventajas y desventajas. Se genera una tabla resumen donde se recopila la información. Finalmente, se describen las distintas normativas relacionadas a la prevención de la corrosión a nivel nacional e internacional.

3.1. Diseño

Tanto en puentes de perfiles de acero como en los de hormigón armado el diseño debe estar orientado en evitar la acumulación de humedad en los cantos de la estructura. Se debe proveer drenaje para evacuar agua de lluvia y posibles contaminantes depositados sobre la estructura. Los nudos y conexiones entre los distintos elementos estructurales deben ser diseñados considerando este criterio.

Una estructura metálica debe incluir, desde la etapa de diseño, un sistema de drenaje para evitar la acumulación de agua lluvia o condensación por humedad. Tanto los puentes con recubrimiento como los sin, debieran incluir este tipo de diseño ya que ambos se encuentran expuestos a los efectos de agua como electrolito (Ault & Dolph, 2018).

Adicionalmente se debiera considerar disponer de accesos para la inspección y mantenimiento, aun cuando la selección de materiales no la requiera. Comprobar el buen

desempeño de la estructura desde un buen punto de acceso permite alargar la vida útil de ésta (Ministerio del Fomento, 2003).

3.1.1. Puente con perfiles de acero

Para el correcto funcionamiento de las estructuras viales es necesario que se cumplan ciertas propiedades en cuanto al acero utilizado y su conexión con el entorno. Para el caso de los puentes de hormigón armado, es necesario que las barras de refuerzo de acero tengan un diámetro específico y una correcta adherencia al hormigón. El diámetro de las barras de acero permite el correcto funcionamiento de la estructura ante esfuerzos de tracción y flexión. A través de una adherencia adecuada hacia el concreto se logra equilibrar los esfuerzos de tensión del acero con los de compresión del hormigón. Tanto la capacidad de adherencia como el diámetro de las barras de refuerzo son afectadas por la corrosión, lo cual ocasiona una pérdida de la integridad y resistencia de la estructura.

En el caso de los puentes construidos con perfiles de acero, el espesor de las placas que constituyen los perfiles determina su esbeltez local, resistencia a la tracción, resistencia a la flexión y resistencia a la compresión. Las conexiones entre los distintos elementos que conforman la estructura deben en general resistir la carga máxima que pueden soportar cada uno de los elementos conectados. De esta forma, la resistencia de las conexiones toma igual importancia, ya que a través de ellas se transmiten las cargas al resto de la estructura. Tanto las conexiones como los espesores son afectados por la corrosión, lo cual ocasiona una pérdida de resistencia, rigidez e integridad de la estructura.

Al diseñar en acero se debe considerar la corrosión y sus efectos. Para obtener un diseño resiliente y duradero se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Los perfiles huecos, como los cajones, deben quedar completamente cerrados ya que su mantención interna es inaccesible. Estos deben quedar

sellados para evitar el ingreso de contaminantes, pero, a la vez, deben tener pequeños agujeros que no afecten la resistencia estructural del elemento (ver Figura 3-1).

- Se debe diseñar para que el flujo de agua logre evacuar los contaminantes acumulados en la superficie (ver Figura 3-1).

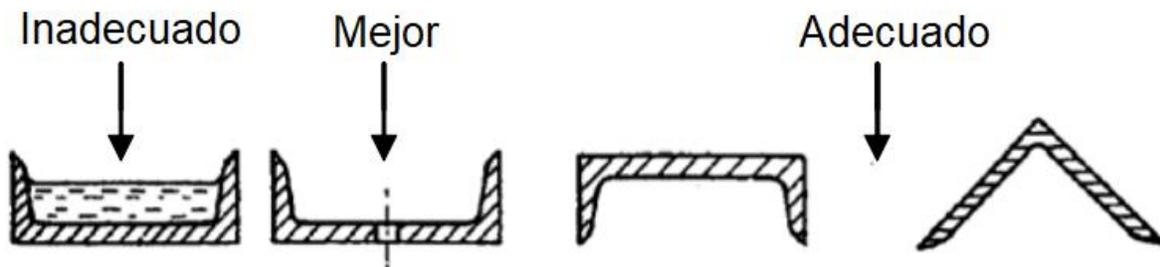


Figura 3-1 Orientación perfiles de acero para evitar corrosión (Bardal, 2006)(Früh, 2019)

3.1.2. Puente con vigas de hormigón pretensado

En la corrosión dentro del hormigón ocurren dos fenómenos. En primer lugar, se pierde sección útil de acero, lo cual implica una menor resistencia a la tracción o flexión. En segundo lugar, los productos de la corrosión implican un aumento del volumen en el lugar de las barras de refuerzo. Lo anterior genera esfuerzos de tracción excesivos sobre el hormigón, agrietándolo. Los efectos de la corrosión sobre el hormigón son visibles mucho antes del colapso de la estructura, y pueden significar una temprana pérdida de serviciabilidad.

3.2. Selección de material basado en compatibilidad eléctrica

La corrosión galvánica o electroquímica se da por la diferencia de potencial eléctrico entre dos materiales conectados eléctricamente. Una selección de material realizada sin estudiar la compatibilidad eléctrica puede generar corrosión galvánica acelerada y ubicada en las zonas más desfavorables, como conexiones y soldaduras.

La magnitud del daño por corrosión se ve determinado por la conductividad del electrolito, entre otros factores. Este tipo de corrosión debe ser considerado en el diseño de conexiones en cual se emplean aceros de diversa resistencia y composición química, teniendo en cuenta, además, la posible acumulación de agua y otros residuos, los cuales sirven de electrolitos, aumentando la velocidad de corrosión.

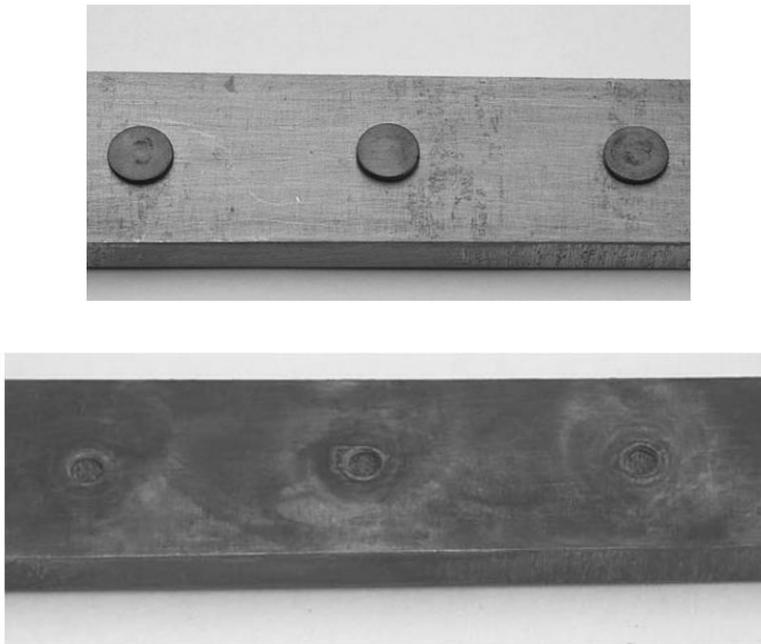


Figura 3-2 Remaches de acero en placa de acero antes y después de 10 meses de exposición a solución salina (Bardal, 2006)(Früh, 2019)

En la Figura 3-2 se observa cómo remaches de acero se corroen fuertemente al sumergirse en una solución salina por 10 meses. La placa de cobre no resulta dañada, debido a que funciona como cátodo, mientras que los remaches de acero se muestran

dañados. Esto ocurre debido a una mala compatibilidad eléctrica entre ambos materiales, el cobre es un material más noble y difícil de corroer que el acero. Este caso es el peor escenario para una conexión, ya que presenta un cátodo de gran magnitud conectado a un ánodo de pequeño tamaño.

3.3. Protección catódica

Este tipo de protección se lleva a cabo utilizando los conocimientos de la reactividad de los materiales a utilizar. Se impone que el metal a proteger se convierta el cátodo de la celda electrolítica, es decir, se impone que gane electrones en vez de perderlos. Se utilizan metales más reactivos electroquímicamente, por lo cual son más fáciles de corroer. Así, la corrosión sí ocurre, pero de forma controlada y dirigida en el ánodo de sacrificio. Se impone una dirección de corriente de electrones para controlar qué material es el corroído. En esta situación la protección catódica implica la existencia de un ánodo de sacrificio, cuyo único propósito es ser corroído para proteger a la estructura que trabaja como cátodo. El ánodo de sacrificio suele ser de aluminio, magnesio o zinc (DeGiorgi, n.d.) y se utiliza mayoritariamente en estructuras metálicas expuestas a mucha humedad o sumergidas en agua, como en el ejemplo de la Figura 3-3.

La ventaja de esta técnica consiste en que se puede identificar el potencial de corrosión revisando el ánodo, además que la estructura no se corroe mientras el ánodo se encuentre funcional. Si se considera necesario, éste se puede reemplazar por una nueva muestra para así continuar con el proceso de sacrificio. Una desventaja de esta técnica es la carga añadida que significa el ánodo de sacrificio. Además, ante daños irregulares a la estructura la corrosión gradual esperada ya no sucede, por lo cual surgen daños imprevistos. Este tipo de complicaciones puede ser resuelto con la implementación de corrientes que conecten de forma constante la estructura con el ánodo, sin embargo, esto también implica un gasto constante de electricidad y mantención.

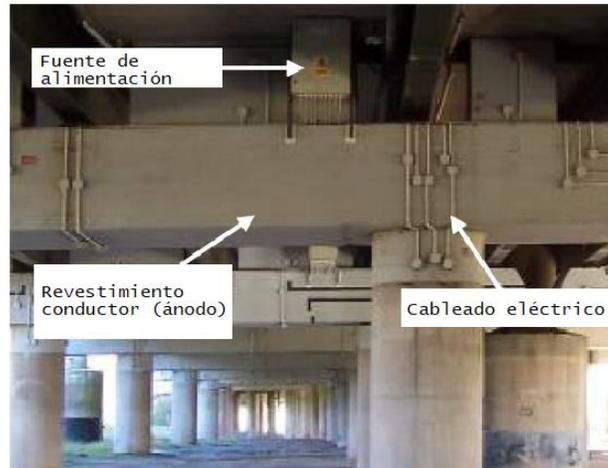


Figura 3-3 Protección catódica en puentes (C. Christodoulou, C. Goodier, S. Austin, Gareth K. Glass, n.d.)

Este tipo de protección ha mostrado buen comportamiento. Sin embargo, existen estudios que muestran pérdidas de adherencia entre la capa de sacrificio (zinc) y el concreto. Esta pérdida de adherencia ocurre con los procesos de mojado y secado del hormigón. Con el flujo de agua se pierde la capacidad del zinc de adherirse. (Del Valle et al., 2001)

3.4. Galvanizado

Este tipo de protección utiliza una combinación entre la selección de material y recubrimiento. Se cubre el acero con varias capas de zinc. Esto permite que el recubrimiento generado por el zinc inhiba que el acero sea quien se corra. En este caso el zinc posee una alta reactividad y al oxidarse genera una protección por contacto. Además, en forma secundaria actúa como ánodo de sacrificio, al ser mucho menos noble que el acero. Este recubrimiento se lleva a cabo en condiciones controladas, con control de calidad y cuidadosa ejecución. La geometría de los elementos a galvanizar debe ser considerada, ya que esquinas y juntas muy pronunciadas deben quedar más protegidas. Ante cualquier daño a esta capa protectora, la corrosión galvánica se verá afectada y

ocurrirán otro tipo de corrosiones, como la corrosión de picadura, que a la postre puede ser mucho más dañina.

3.5. Galvanizado en caliente

Las cubiertas metálicas y galvanizados, al ser combinadas con una segunda capa de pintura orgánica, genera una protección llamada “duplex”. Esta segunda capa orgánica da beneficios estéticos además de extender la vida útil de la primera capa metálica.

3.6. Pinturas y recubrimientos

Los recubrimientos funcionan como una barrera física que separa el acero de los contaminantes y el ambiente, impidiendo así la corrosión de este. Existen tres categorías predominantes en mecanismos de recubrimientos:

1. Creación de barrera entre sustrato y ambiente
2. Inhibición de procesos corrosivos
3. Recubrimientos que funcionan como material de sacrificio

La resina epóxica es un recubrimiento plástico que fue estudiado en la década del 60 e implementado en los años 80 en EE. UU., mostrando buen comportamiento inicial en puentes de hormigón armado. Sin embargo, después de varios años este método acusó signos de deterioro por corrosión. Lo anterior ha generado una mayor necesidad de seguir estudiando las alternativas de recubrimiento para estructuras de puentes viales (Del Valle et al., 2001).

Las construcciones actuales en acero suelen incluir una protección de corrosión a través de tres capas líquidas. Estas son: cebador de zinc (primera capa), capa intermedia de resina epóxica o uretano y finalmente uretano alifático (Ault & Dolph, 2018).

3.7. Protección por recubrimiento de hormigón

La capa de hormigón que cubre las barras de acero tiene fines estructurales y anticorrosivos. Un recubrimiento con baja permeabilidad ante cloruros previene la aparición temprana de los efectos de la corrosión sobre el metal, además genera una protección a la carbonatación debido a que el hormigón genera un ambiente pasivo ($\text{PH}>11$) durante un tiempo definido por el recubrimiento provisto. Una de las desventajas es que estos aditivos pueden disminuir la adherencia de la barra de refuerzo con el hormigón.

3.8. Enchapado o blindaje

El enchapado o blindaje consiste en la localización de un metal en la superficie del acero, el cual trabaja como una superficie de sacrificio anódico. Se protege la exposición del acero a la atmósfera y posibles agentes electrolíticos. Estas barreras físicas suelen ser de zinc o de una aleación entre zinc y níquel. Este proceso de enchapado implica el uso de corrientes eléctricas para colocar una capa delgada de zinc sobre el acero. Se debe considerar que el material de recubrimiento no debe ser de mayor nobleza que el material protegido, así se evita que el acero se convierta en el ánodo de sacrificio. La gran dificultad de esta técnica es que requiere de un proceso de sumergimiento de la pieza de acero, por lo cual no resulta factible en columnas o vigas muy grandes (Sowmya et al., 2017).

3.9. Inhibidores de corrosión en superficie del metal

Es una protección que se coloca en la superficie del acero, el inhibidor se adsorbe en el acero y funciona disminuyendo la velocidad o impidiendo las reacciones electroquímicas. El inhibidor bloquea las zonas de reacción, impidiendo la generación de corrosión (Sowmya et al., 2017).

3.10. Inhibidores de corrosión en hormigón

Son compuestos orgánicos e inorgánicos que se añaden directamente a la mezcla de hormigón antes de ser vertido sobre el moldaje. Están compuestos por aminoalcoholes (Rondon, 2005).

3.11. Imprimante

Es un líquido que se aplica sobre el hormigón una vez que ya se encuentra endurecido, el cual penetra por difusión hasta varios centímetros en profundidad en dirección al refuerzo de acero. Avanza con una velocidad promedio entre 2 a 20 milímetros al día, hasta que llega al acero y lo cubre con una capa pasivante (Rondon, 2005).

	Concepto	Aplicación	Ventajas	Desventajas
<i>Diseño</i>	Se diseña estructura considerando velocidad de corrosión y contaminantes	Se aumentan espesores y recubrimientos de hormigón considerando corrosión	Requiere poca mantención	Encarece el proyecto al requerir mayores espesores de acero
<i>Selección de Material</i>	Se diseña considerando la diferencia de potencial entre los materiales elegidos.	Selección de barras de acero inoxidable	Material conocido y predecible	Uso indebido o falla en instalación puede disminuir la vida útil en hasta 20 años.
<i>Protección catódica</i>	Se aplica corriente sobre el acero para forzar la corrosión en un ánodo de sacrificio	Se aplica en estructuras metálicas o de hormigón armado.	Eficaz en corrosión ya iniciada	El ánodo de sacrificio debe mantenerse y cambiarse con cierta regularidad por personal calificado
<i>Galvanizado</i>	Cobertura con otro metal más noble para protección catódica	Se aplica en estructuras expuestas a carbonatación	Fácil de aplicar, no requiere mantención, no agrega costos relevantes	Falla en proceso de galvanización resta 20 años de vida útil a la estructura.
<i>Revestimientos y recubrimientos</i>	Puede funcionar como barrera física, inhibidor de corrosión o material de sacrificio	En cualquier estructura	Facilidad de aplicación	Puede acelerar la corrosión si no se remueve el cloruro u hormigón carbonatado
<i>Inhibidores e Imprimantes</i>	Evitan la corrosión con barreras físicas y químicas	Sobre cualquier estructura, también para reparar	Facilidad de aplicación, no requieren mantenimiento	No hay garantía de difusión ni de efectividad

Tabla 3-1 Resumen métodos de protección a la corrosión (Bardal, 2006; Rondon, 2005)

Capítulo 4

4. Proceso de la corrosión

En esta sección se detalla el proceso de corrosión en perfiles de acero y barras de acero embebidas en hormigón. Se especifica el proceso en conjunto con los factores externos que aceleran la corrosión, como son la humedad, la temperatura y la presencia de contaminantes.

4.1. Corrosión inducida por cloruros

Este tipo de corrosión sucede con la participación de cloruros, los cuales pueden encontrarse en el mismo hormigón o ser ingresados por la falta de permeabilidad de éste. La corrosión que se genera a partir de la presencia de los cloruros es comúnmente concentrada. Este tipo de corrosión es la más agresiva y suele observarse en ambientes marinos.

4.2. Corrosión inducida por carbonatación

Este tipo de corrosión ocurre por la penetración de CO_2 al hormigón, generando carbonato de calcio como se ha explicado en el marco teórico de este documento. Este compuesto aumenta la permeabilidad del hormigón, a la vez disminuye su PH, permitiendo la destrucción de una capa pasiva que rodea a las barras de refuerzo, implicando su inevitable corrosión. El hormigón pasa de tener PH cercano a 12.5 a uno entre 9 y 10. La carbonatación actúa directamente sobre el hormigón, alcalizándolo, debilitándolo, permitiendo una corrosión generalizada de las barras de refuerzo, como se observa en la siguiente figura.

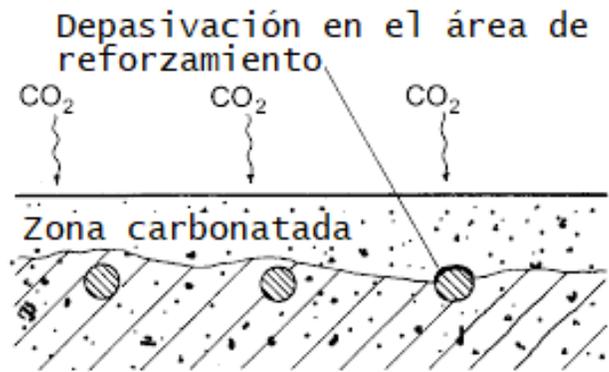


Figura 4-1 Corrosión inducida por carbonatación (Alexander & Beushausen, n.d.)

4.3. Corrosión inducida por tensiones

Como ya se determinó anteriormente, este tipo de corrosión es localizada y se presenta bajo tensiones cercanas al 60% del límite elástico de la barra de acero. El inicio de esta corrosión sucede con la nucleación de fisuras microscópicas en la superficie del acero (Rondon, 2005). Eventualmente una de estas fisuras podría alcanzar una magnitud que permita la corrosión al interior de la fisura generando que la barra de acero pierda su capacidad rápidamente y genere una falla frágil.

La nucleación mencionada puede ser formada por un daño físico como una pequeña picadura, una falla superficial. Además, la velocidad de esta falla también puede verse acelerada por la presencia de hidrógeno atómico.

4.4. Efecto de la humedad

La corrosión atmosférica se ve considerablemente afectada de acuerdo con la composición química del aire que rodea la estructura. Se ha observado que el acero no presenta daños significativos por corrosión atmosférica cuando existe una humedad relativa bajo el 80-85% (Simillion et al., 2014). Esto se debe a la existencia de una

humedad crítica, en la cual se logra formar la capa que funciona como electrolito. El porcentaje de humedad relativa en el cual se forma la humedad crítica cambia de acuerdo con la composición del metal, concentración de contaminantes en el aire, presencia de sales higroscópicas, composición de los productos de la corrosión, entre otros.

4.5. Efecto de aire marino

La presencia de un puente vial cercano a la costa implica el depósito de sales y cloruros en éste, además de una mayor humedad relativa. La cantidad de depósito depende de las corrientes de aire y cercanía al mar. En Chile este es un efecto por considerar dado que la costa recorre todo el país.

4.6. Corrosión atmosférica

La corrosión atmosférica se lleva a cabo a través de la presencia de agua. Esto puede suceder por alta humedad, lluvia, condensación o rocío. Ante un buen diseño estructural, la lluvia puede ser beneficiosa al limpiar contaminantes de la superficie. En cambio, si se generan grietas en la superficie del material, el agua se acumula y puede convertirse en un acelerante del proceso de corrosión. Humedad, condensación y rocío pueden ser muy peligrosos si no vienen acompañados de lluvia. Esa leve cantidad de agua es suficiente para funcionar como electrolito en el proceso de la corrosión, pero no es suficiente para formar un flujo y limpiar los contaminantes de la estructura (Roberge, 2008).

4.7. Temperatura

La temperatura afecta de dos formas a la corrosión atmosférica. En primer lugar, hay un aumento de la velocidad de corrosión, duplicándose cada 10°C de aumento (Jessen, 2011). En segundo lugar, la capacidad calórica del metal implica que permanecerá con condensación de agua por mucho más tiempo del que se demora en aumentar la

temperatura ambiente. Esto genera mayor corrosión de lo esperado. Temperaturas cíclicas causarán mayor corrosión que temperaturas constantes, por el efecto de la condensación y la capacidad calórica del metal.

4.8. Corrosión por corrientes de interferencia

Este tipo de corrosión surge por corrientes externas a la celda electrolítica. Su efecto se ve aumentado cuando la corriente es del tipo continua, ya que de esa forma el flujo de los electrones va en una sola dirección. El efecto de una corriente alterna es mucho menos acentuado (Rondon, 2005). Este tipo de corriente al encontrarse con el acero impone que el lugar de entrada funcione como cátodo y que el lugar de salida como ánodo. De esta forma se corroe de forma muy rápida el lugar de salida de la corriente.

4.9. Corrosión galvánica

Este tipo de corrosión ocurre cuando en la celda electrolítica se encuentran dos tipos de metales. Dependiendo de la reactividad de los metales que se relaciona a la facilidad con la que se corroen, uno de estos se comporta como ánodo y el otro como cátodo. Esta situación puede ser favorable o desfavorable para el acero, dependiendo si éste se transforma en el ánodo o en el cátodo. Esta corrosión ocurre tanto para el acero estructural como para el acero de barras de refuerzo de hormigón armado. En este último caso, sucede cuando la capa pasiva que normalmente recubre la barra de acero no logra formarse o se ve dañada. En esa situación la zona dañada actúa como un ánodo, mientras que el resto del acero como un cátodo, dañando localmente el acero.

Este fenómeno también se ha visto dentro de un formato más macro, donde en una misma estructura de hormigón armado las barras más cercanas a la superficie se corroen por el ingreso de cloruros, mientras que las interiores permanecen pasivas. Así logra manifestarse otra forma de corrosión galvánica, dentro del mismo elemento estructural.

	Proceso	Efectos
<i>Cloruros</i>	Cloruros aumentan iones disponibles para la corrosión	Corrosión localizada, se acelera la corrosión
<i>Carbonatación</i>	Reacción con cal disminuye PH en torno al acero de refuerzo	Capa pasiva deja de ser estable y la velocidad de corrosión aumenta, corrosión uniforme
<i>Tensiones</i>	Fisuras microscópicas debido a tensión se corroen fácilmente	Corrosión localizada
<i>Humedad</i>	Existe una humedad crítica en la cual se forma el electrolito	Corrosión electroquímica, uniforme
<i>Aire marino</i>	Mayor depósito de sales y humedad relativa	Corrosión electroquímica facilitada por iones
<i>Atmosférica</i>	La presencia de agua combinada con contaminantes presentes en el aire acelera la corrosión	Corrosión electroquímica facilitada por presencia de agua e iones
<i>Temperatura</i>	Temperatura aumenta la velocidad y capacidad calórica del metal genera una retención de humedad	Corrosión acelerada, corrosión electroquímica
<i>Corrientes de interferencia</i>	Corriente externa impone dirección y velocidad de corriente en la celda electrolítica.	Corrosión localizada en el cátodo
<i>Galvánica</i>	Materiales combinados tienen mayor o menor facilidad para ser cátodos. Si el acero es el ánodo, este se corroe con mayor facilidad.	Corrosión uniforme

Tabla 4-1 Resumen aspecto que afectan el desarrollo de corrosión

Capítulo 5

5. Consecuencias de la corrosión

A continuación, se detallan las distintas consecuencias que tiene la corrosión en una estructura de un puente vial. Se hace hincapié en las consecuencias en propiedades mecánicas que genera la corrosión, aplicando los conocimientos de diseño estructural para dimensionar los efectos que ésta tiene en la estructura completa. En tuberías y sistemas hidráulicos los daños pueden ser mayores; sin embargo, ese análisis escapa el alcance de este marco teórico.

La consecuencia más notable de la corrosión sobre el metal es la reducción del espesor, lo cual implica pérdida de resistencia mecánica. El área gruesa de los elementos está directamente relacionada con la resistencia a tracción y compresión. Esta disminución puede generar pérdida de serviciabilidad de la estructura hasta su eventual colapso. Esta propiedad es la más afectada en corrosión inducida por cloruros (Raupach, 1996).

La corrosión genera una pérdida de vida útil de la estructura debido a su deterioro. Al aparecer efectos corrosivos no premeditados en la estructura se puede perder varias décadas de su vida útil.

Cuando la corrosión es superficial, se genera una pérdida de propiedades de la superficie, como coeficiente de fricción y capacidad de transferir el calor. Esto en el caso de puentes de hormigón armado y de acero es delicado debido a que en el primero, cuenta con las propiedades de la geometría de las barras de acero para la adherencia del hormigón. Los resaltes pierden su forma y funcionalidad y eventualmente se perderán por completo (Tahershamsi, 2016). En el caso del segundo, la fragilidad y coeficiente de fricción alteran la estática de las conexiones apernadas.

5.1. Hormigón Armado

Cuando el acero está embebido en el concreto, formando hormigón armado, la corrosión puede llegar a formar desprendimientos. Los óxidos son expansivos, ocupan mayor volumen que el acero originalmente, lo cual puede formar fisuras por los esfuerzos generados debido al aumento de volumen. Cuando ya es excesivo el óxido formado, pueden llegar a formarse delaminaciones y de éstas desprendimientos. Si se desea investigar más del tema se sugiere revisar las publicaciones de Cobo et al (2011).

Al generarse los residuos corrosivos dentro del hormigón armado, éstos ocupan un mayor espacio o volumen (debido a que su densidad es mayor), generando tensiones internas. Al presentarse presiones internas debido a la corrosión, el hormigón que se encuentra en contacto con las barras de acero corroídas comienza a agrietarse de forma transversal y longitudinal, como se observa en la Figura 5-1.

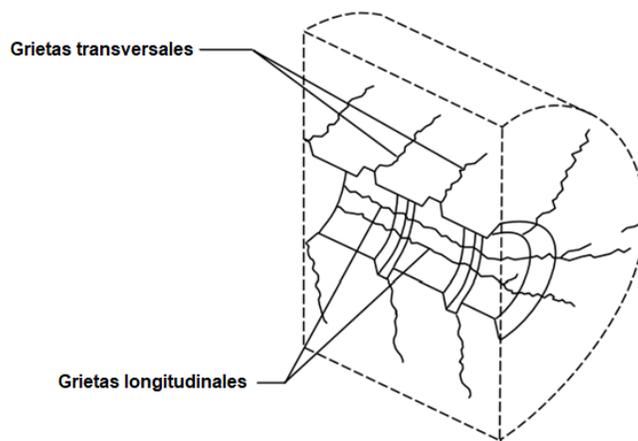


Figura 5-1 Grietas transversales y longitudinales debido a la corrosión en hormigón armado (Tahershamsi, 2016)

La aparición de las grietas internas desencadena procesos corrosivos más severos. El recubrimiento de hormigón se debilita, disminuye la resistencia del hormigón que la rodea y se dificulta la interacción dual entre el acero y hormigón debido a resaltes corroídos y defectuosos.

En la Figura 5-2 se esquematizan los mecanismos y consecuencias de la corrosión en estructuras de hormigón armado. Se destaca que a medida que la corrosión avanza, las protecciones originales como el recubrimiento dejan de ser efectivas, implicando un mayor avance en la corrosión. Conocer estos mecanismos y sus consecuencias resulta vital para plantear un diseño y una protección adecuada de estructuras de hormigón armado ante los efectos de corrosión.

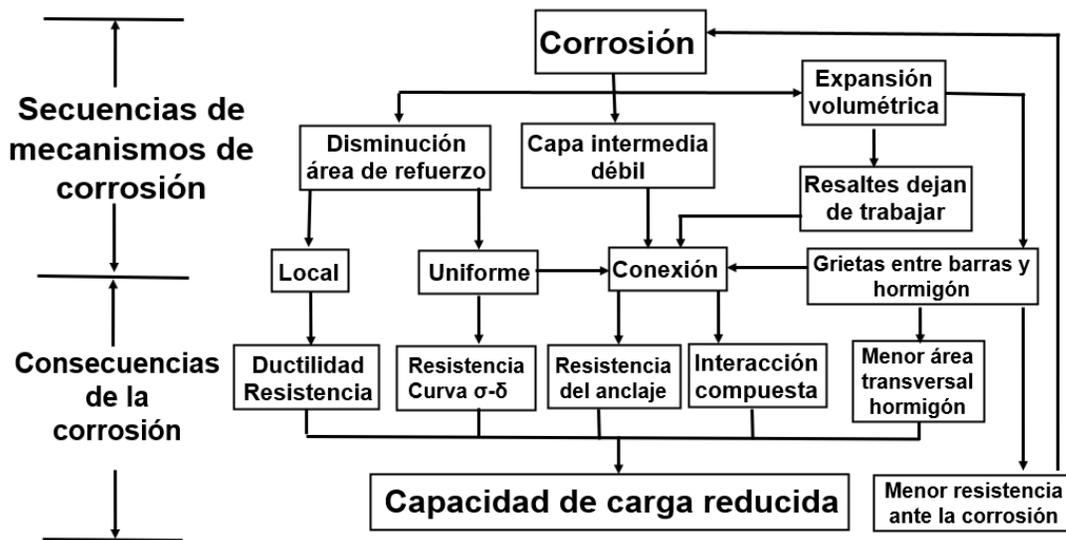


Figura 5-2 Esquema de mecanismos y consecuencias de la corrosión en hormigón armado (Tahershamsi, 2016)

Las consecuencias indicadas en la Figura 5-2 son:

- Ductilidad: El acero al corroerse de forma localizada en picadura, pierde ductilidad, propiedad que le permite deformarse inelásticamente sin sufrir daños.
- Resistencia: El acero, al corroerse de forma uniforme o localizada en picadura pierde resistencia, lo cual indica que el límite elástico termina antes que en el caso no corroído.
- Curva esfuerzo deformación: La curva esfuerzo deformación del acero es afectada por su módulo de Young (E), la ductilidad y la resistencia, entre otros factores. La curva es afectada al ocurrir corrosión uniforme.

- Resistencia del anclaje: Para un funcionamiento correcto del hormigón armado, es necesario un buen anclaje entre las barras de acero y el hormigón. En esto afectan las propiedades del resalte superficial del acero. Estas hileras permiten una conexión óptima entre los materiales y una correcta transmisión de esfuerzos. Al corroerse el acero, estos resaltes acumulan residuos corrosivos, generando presiones internas ilustradas en la Figura 5-1. Esto disminuye la resistencia del anclaje.
- Interacción compuesta: La interacción compuesta de elementos de hormigón armado permite que éste pueda resistir esfuerzos a tracción y compresión. Al disminuir el espesor de los resaltes debido a la corrosión, esta interacción se ve perjudicada y ya no trabaja eficientemente.
- Menor área transversal del hormigón: Al ocurrir un aumento de presiones internas dentro del hormigón, surgen agrietamientos y desprendimientos o delaminaciones superficiales. Lo anterior disminuye el área transversal del hormigón, lo cual como consecuencia también disminuye su resistencia.

En el modelo de corrosión del puente Águila Norte del capítulo 9 de este documento, se utilizan los estudios de Shayanfar et al., 2016; Wang et al., 2020, los cuales estudian la corrosión en el hormigón y en el acero, respectivamente. En la publicación de Shayanfar se considera la disminución de la resistencia a la compresión como efecto global. Eso implica, que se considera el agrietamiento, disminución de área transversal y desanclaje como efecto de la corrosión en las probetas, pero sólo se mide la resistencia. En la publicación de Wang, se consideran cambios en la resistencia, en la curva esfuerzo deformación ante corrosión no uniforme, lo cual incluye la corrosión localizada por picaduras.

5.2. Acero Estructural

En el caso de acero estructural formado por perfiles, se han realizado estudios de corrosión. Se ha encontrado que (Rahgozar, 2009):

- La parte superior del ala inferior y la parte inferior del alma ($0.25h_w$) de un perfil H son las zonas más afectadas por corrosión superficial.
- En el ala superior también ocurre corrosión, pero a un nivel menor que en la inferior.
- La corrosión también ocurre en la parte superior del alma, pero a un nivel menor que en la parte inferior.
- En un inicio del proceso corrosivo, se puede considerar un deterioro gradual en todo el perfil.
- La corrosión uniforme es la más común en puentes de acero (Rahgozar, 2009).

Esto se ilustra en la Figura 5-3, donde se observa claramente la disminución de espesor en las zonas especificadas. Estas zonas son las más afectadas debido a que la humedad, agua y contaminantes se acumulan en ellas.

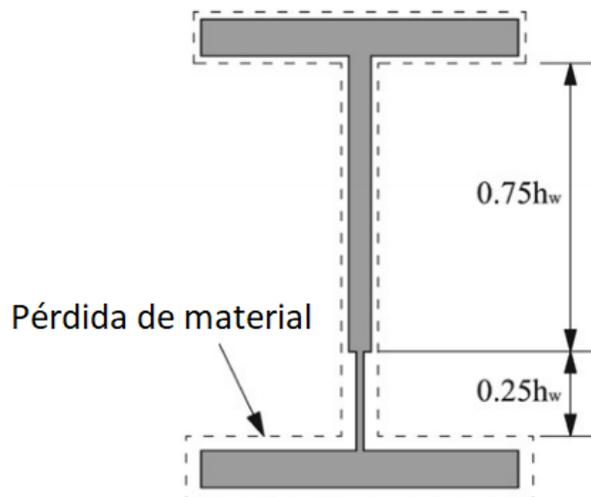


Figura 5-3 Pérdida de espesor en perfil de acero (Rahgozar, 2009)

Las propiedades del perfil, como radio de giro, área, momento inercial, hasta clasificación de la esbeltez global o local de la sección (esbelta, compacta) pueden verse afectadas por la pérdida de espesor debido a la corrosión. Al igual que los perfiles de acero, los pernos de anclaje también pierden espesor debido a la corrosión. Estos son propensos a sufrir corrosión por hendidura (crevice) debido a la acumulación de agua en su perímetro.

La corrosión también implica la acumulación de productos de corrosión en la superficie. Esto genera peso muerto sobre la estructura sin añadir resistencia. Además, la textura permite la presencia de más humedad y contaminantes, lo cual podría acelerar el proceso corrosivo.

La pérdida de resistencia del material se da consistentemente en casos de corrosión en acero estructural. Los distintos tipos de corrosión afectan la resistencia a corte, tracción y compresión del acero. Se reduce la tensión de fluencia, la ductilidad y la resistencia última del acero (Wang et al., 2020).

La corrosión por picadura genera pequeñas cavitaciones en el metal. Estas son imperfecciones que resultan en concentraciones de esfuerzos, lo cual reduce la capacidad de fatiga del acero. Además, la imperfección localizada hace al metal más susceptible a agrietamientos y se puede reducir significativamente la resistencia del elemento (Rahgozar, 2009).

Las estructuras también sufren un cambio de apariencia del metal. Esta pasa de tener un brillo característico a tener una capa de óxido ferroso de color marrón o negro. Eso se observa en la imagen de ejemplo de la Figura 5-4. Esta coloración, además de indicar corrosión, genera desconfianza en los usuarios de los puentes. A pesar de que la corrosión puede estar controlada y considerada en el diseño de serviciabilidad, un puente con pintura anticorrosiva y bien mantenido da mayor seguridad a la población.



Figura 5-4 Color y textura de la corrosión en acero (Corrosion Control, 2014)

Capítulo 6

6. Ensayos, Mediciones y Diagnósticos de la Corrosión

Para comprobar modelamientos y diagnósticos del estado de corrosión se debe contar con una precisión de medición considerable, lo cual no siempre se consigue. Esto debido a la gran dispersión de datos que muestran los resultados empíricos (y en cual se basan los modelos). Este fenómeno puede explicarse debido a que leves cambios en la composición del material, exposición a daños externos o presencia de contaminantes cambiarán la velocidad y tipo de corrosión. Lo anterior ha resultado en la dificultad para modelar de forma precisa la corrosión en el acero. Debido a la complejidad de las interacciones no existe una prueba o medición universal para diagnosticar el fenómeno (Roberge, 2008). En este capítulo se reúnen los distintos ensayos, mediciones y metodologías de diagnóstico de corrosión usados en la actualidad, se comparan y se comenta su factibilidad de aplicación para puentes viales chilenos. La combinación de estas metodologías permitirá una evaluación integral de daños presentes en las estructuras.

La evaluación más simple y general es la inspección visual en base a los colores expuestos por la corrosión. Existen guías específicas como la NCHRP-314 para evaluar la oxidación superficial de acero (Ault & Dolph, 2018). Estas son:(Ault & Dolph, 2018)

Color	Condición
<i>Naranja amarillento</i>	Etapa inicial de exposición
<i>Café claro</i>	Etapa temprana de exposición
<i>Café oscuro, marrón con tintes violeta</i>	Formación de capa pasiva protectora de corrosión
<i>Negro</i>	Capa de corrosión no protectora

Tabla 6-1 Evaluación visual corrosión (Ault & Dolph, 2018)

6.1. Métodos para medir la velocidad de Corrosión

La velocidad de corrosión entrega información sobre cómo puede evolucionar el deterioro de la estructura en un futuro y qué medidas de mitigación tener en cuenta para proteger al sistema de la corrosión. Puede ser definida y medida de distintas formas, casi todas ellas de forma destructiva. La velocidad de corrosión es capaz de entregar información de como varía el diámetro de una barra en función del tiempo, lo cual se puede traducir en la variación del área gruesa de acero.

6.1.1. Gravimétrico

Este método consiste en medir la pérdida de peso de la muestra en función del tiempo. Este método supone una corrosión uniforme lo cual no es un supuesto completamente válido. La consecuencia es que normalmente se reportan rangos de corrosiones menores que se relacionan a variaciones promedios, teniendo en cuenta que en algunas zonas se puede presentar corrosión concentradas. Al ser tan simple este método de medición, no se puede concluir sobre la corrosión concentrada que experimente la muestra. Además, la sensibilidad o precisión de este método está totalmente ligado a la sensibilidad de la balanza utilizada. En este proceso se mide de forma destructiva la muestra, obteniendo solamente mediciones de acuerdo con la cantidad de veces que se realiza el muestreo. No es posible obtener información de la cinética del proceso entre mediciones (Meas et al., 1991), aunque esta se puede estimar de mediciones periódicas.

6.1.2. Extrapolación de Tafel

En este método se ocupan las ecuaciones de Tafel (1905):

$$E - E_o = \eta = a + b \cdot \log(I) \quad (6.1)$$

El sobrepotencial η se define a partir de la diferencia entre el potencial y el potencial de equilibrio, los cuales mantienen una relación lineal con la intensidad de corriente I . De esta forma, al obtener una medición de potencial significativa de la muestra, se puede extrapolar, con el objetivo de encontrar la intensidad de corriente, la cual indica la velocidad a la que está ocurriendo la reacción corrosiva (ver Figura 6-1). Este método no se recomienda para monitorear una estructura en tiempo real ya que se considera un método destructivo. Esto debido a que para conseguir grandes intensidades de corriente se necesita un contacto directo con el acero, lo cual sólo se consigue destruyendo el hormigón que lo rodea (Abdenacer Berradja, 2019).

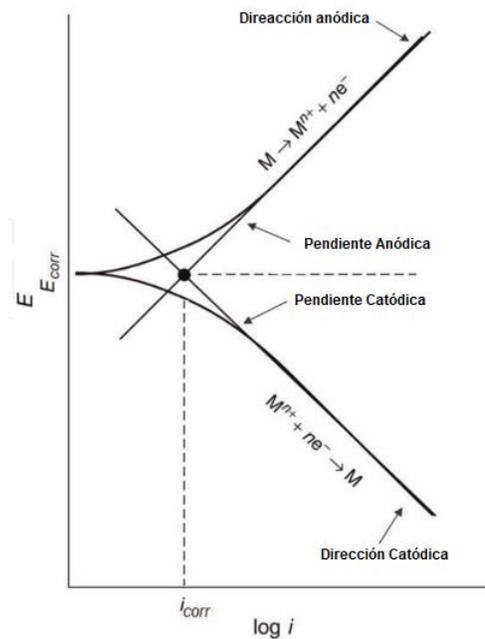


Figura 6-1 Curva de Cinética de Electrodos a partir de la Extrapolación de Tafel (Abdenacer Berradja, 2019)

6.1.3. Stern-Geary o Resistencia de Polarización

Una de las formas de medir la velocidad de corrosión es aplicar una leve corriente a un extremo de una barra de refuerzo y medir su resistencia a la polarización. Los datos obtenidos son analizados con las ecuaciones de Stern-Geary analizadas en el marco teórico de este documento. Una de las dificultades de esta metodología es conocer el área transversal de las barras de refuerzo, ya que esta disminuye a medida que la actividad corrosiva aumenta. Otra limitante de este procedimiento es que los resultados son sólo válidos para las condiciones medidas en la toma de muestra. Cambios de humedad, temperatura o de concentración de contaminantes generarán cambios en la velocidad de corrosión, haciendo que los resultados obtenidos sean temporales y no se pueden proyectar a futuro (Sohanghpurwala, 2006).

Para llevar a cabo la medición de la resistencia de polarización se puede utilizar la técnica de polarización lineal, técnica de pulso, y la espectroscopía de impedancia electroquímica (EIS). Como la espectroscopía suele ser muy costosa para su implementación, transporte y equipo, se suelen usar las primeras dos mencionadas. Información más detallada se puede encontrar en las publicaciones de Tang (2002).

En la siguiente tabla se muestran la clasificación de riesgo ante resultados de resistividad medidas en hormigón de 28 días. La metodología del ensayo consiste en colocar hidróxido de sodio (NaOH) a un extremo de la probeta, cloruro de sodio (NaCl) en el otro y aplicar una corriente de 60V durante 6 horas (Medina Reyes, 2019).

Resistividad kΩ-cm	Probabilidad de corrosión
>100-200	El concreto es muy denso, por lo que su porosidad es extremadamente baja, al igual que el transporte de agentes agresivos hacia el acero de refuerzo.
50-100	El concreto tiene una porosidad interconectada baja, dificultando el transporte de agentes agresivos hacia el acero de refuerzo.
10-50	El concreto tiene una porosidad interconectada de consideración, permitiendo que el transporte de agentes sea rápido.
<10	El concreto tiene una porosidad excesiva, permitiendo que el transporte de agentes agresivos hacia el acero sea extremadamente rápido

Tabla 6-2 Probabilidad de corrosión en función de resultados de resistencia de polarización (Medina Reyes, 2019)

6.2. Evaluación de daño en acero usado en hormigón

6.2.1. Diagnóstico corrosión por carbonatación con transductores de piezo-impedancia

Este método de diagnóstico se basa en el cambio de impedancia mecánica que se genera en los refuerzos de acero al sufrir corrosión por carbonatación. Se usan transductores cerámicos PZT (Talakokula et al., 2016) y sensores para recolectar respuestas de estructuras sanas y dañadas. Estas respuestas luego se comparan para ser asociadas con daño químico (corrosión) o físico (agrietamiento). El detalle de este método puede ser revisado en la publicación de Talakokula et al., 2016: "Diagnosis of carbonation induced corrosion initiation and progression in reinforced concrete structures using piezo-impedance transducers".

6.2.2. Sondeo

Una de las consecuencias de la corrosión del refuerzo de acero en una estructura de hormigón es la delaminación. En este tipo de falla, se separan las capas de hormigón de las barras de refuerzo debido al agrietamiento generado por el hinchamiento de la zona catódica. El sondeo es de las prácticas más usuales y menos costosas para determinar la presencia y extensión de las delaminaciones en el concreto. Consiste en el impacto de un martillo, varilla o cadena a lo largo de la superficie, evaluando el sonido que se emite. El hormigón en buen estado emite un sonido agudo y vibrante, mientras que la presencia de delaminaciones generará un sonido apagado y hueco. El alcance y el procedimiento de este ensayo está descrito por la norma ASTM C 4580-86 (Sohanghpurwala, 2006).

6.2.3. Eco de impacto

Este procedimiento también evalúa la posición de delaminaciones. Se impacta la muestra con una esfera metálica de 5 cm de diámetro o menor, como se observa en la Figura 6-2.



Figura 6-2 Ensayo Eco de Impacto (FprimeC, 2017)

Este impacto genera ondas de impacto, las primeras son ondas de compresión, las segundas de corte y las ondas de Rayleigh se transmiten por la superficie. Al encontrarse con una disrupción en el material, estas ondas se reflejan y una parte de ellas vuelve al punto de origen, donde un transductor mide el tiempo que demoran en llegar. Con esta información se logra localizar la zona en donde cambian las propiedades del material, identificando así la presunta zona con delaminaciones. Este ensayo es útil siempre y cuando se tenga en consideración la rugosidad de la superficie y la duración y las características del impacto generado (Sohanghpurwala, 2006).

6.2.4. Velocidad de pulso ultrasónico

Se utiliza un transductor piezoeléctrico para emitir ondas de sonido con frecuencias mayores a 20 kHz hacia la estructura o elemento analizado. Se utilizan dos transductores, el primero emite las ondas, mientras que el segundo las recibe para luego ser interpretadas. Al conocer el espesor y tiempo de viaje se puede determinar la velocidad de tránsito por el material. Éste luego se compara con la velocidad media de la frecuencia en hormigón (3700 m/s), lo cual indica el estado del hormigón estudiado. Una de las dificultades de este método es trabajar con factores externos como la humedad del concreto y la temperatura ambiente. Al trabajar con ondas se requiere un contacto directo entre el transductor y la superficie, para esto se utiliza un acoplante. Además, la distancia entre los dispositivos debe ser mayor a 15 cm para obtener mediciones certeras (Sohanghpurwala, 2006).

6.2.5. Termografía Infrarroja

Esta tecnología se basa en la interrupción de traspaso calórico que sufre un material al estar dañado. Esto afecta la forma de disipar calor superficialmente. La diferencia de temperatura en la superficie del hormigón puede ser medida con un termómetro calibrado,

para así obtener información de posibles daños internos de la estructura estudiada. Las posibles dificultades de este método es la presencia de viento, humedad y efectos en la textura superficial del hormigón. Cada uno de estos factores puede alterar significativamente los resultados obtenidos.

Para realizar mediciones apropiadas, se suele elegir horas tempranas del día donde el sol recién comienza a calentar el concreto, u horas tardías en donde éste comienza a enfriarse. Las superficies de los puentes son lo suficientemente grandes como para ser medidas con sólo la energía solar, sin embargo, ésta no puede ser lo suficientemente intensa para generar traspaso de calor rápidamente (Sohanghpurwala, 2006).

6.2.6. Georradar

Esta técnica utiliza ondas electromagnéticas hacia la superficie de la estructura. Al impulsar las ondas hacia el hormigón, estas son reflejadas en zonas donde se interrumpe la continuidad del material. Estas interrupciones ocurren cuando existen dos constantes dieléctricas distintas. Una parte de las ondas siguen propagándose hacia el interior, permitiendo así analizar el resto del material.

La sensibilidad de este método es mayor cuando hay cambios importantes del material. Por ejemplo, detectar agua en contacto con el refuerzo interno es más evidente con este método que encontrar una grieta interna del hormigón. Se utilizan frecuencias entre 80MHz y 2GHz, siendo la mayor la más apropiada para estructuras de puentes (Sohanghpurwala, 2006).

6.2.7. Análisis de presencia de iones de cloruro

Cuando el contenido de iones de cloruro supera el límite de 0.033% del peso del hormigón se considera que la estructura está en riesgo de sufrir corrosión por cloruros. Para conocer el riesgo es necesario generar perfiles que indiquen la concentración de

cloruros a nivel de profundidad de la estructura. Este perfil se genera a partir de muestras obtenidas en sitio con ayuda de un taladro a distintas profundidades. Estas muestras son analizadas en laboratorio con el cuidado de no ser contaminadas durante su manipulación. Suele haber una dispersión significativa de los resultados obtenidos en laboratorio, dependiendo del tipo de cemento utilizado en el hormigón. Para disminuirla, se utilizan kits de terreno para comprobar y contrastar los resultados de concentración. Ambos testeos, tanto en terreno como en laboratorio, se realizan en base a ácido (Sohanghpurwala, 2006).

6.2.8. Estudio de potencial de corrosión

Para realizar el estudio de potencial de corrosión es necesario contar con los resultados de un testeo previo de continuidad eléctrica. Este consiste en aplicar corrientes en las barras de refuerzo para determinar su conectividad y resistividad eléctrica. La prueba se realiza por tres principales motivos, el primero como base para el estudio de potencial de corrosión, el segundo para identificar la presencia de macro celdas electrolíticas y el tercero para evaluar la posibilidad de proteger catódicamente la estructura.

La medición de potencial o resistividad de una barra de acero indica el estado de corrosión de esta en el momento de testeo. Se mide la diferencia de potencial entre la superficie del hormigón y la barra de acero, la cual actúa como tierra. Esta medición se compara con datos empíricos con lo que se puede conocer la probabilidad de la presencia de actividad corrosiva en las barras de refuerzo. Con suficientes datos a lo largo del puente se logra generar una grilla de probabilidades, la cual entrega información más global del estado de la estructura y sus componentes.

Una de las ventajas de este método es que los resultados de distintas mediciones se pueden comparar. Con esos datos se logra evaluar la evolución de la corrosión dentro de

la estructura. El historial que se obtiene a partir de estas mediciones es de gran ayuda para hacer correlaciones con la humedad y contaminantes presentes en el sitio.

	Concepto	Aplicación	Ventajas	Desventajas
<i>Piezo impedancia</i>	Impedancia cambia entre hormigón dañado y no dañado	Transductores y sensores en sitio, se compara dañado y no dañado.	Se logra identificar presencia de agua y acero	Impreciso para identificar cloruros y otros tipos de corrosión
<i>Sondeo</i>	Ante vibraciones, hormigón en buen estado suena agudo mientras que en mal estado produce sonido apagado y hueco.	Impacto de un martillo genera sonido, se evalúa en base a norma	Bajo costo	Impreciso en la extensión de la delaminación
<i>Eco de Impacto</i>	Ante disrupción de material una parte de ondas mecánicas son reflejadas	Impacto con bola metálica, se colocan transductores para recibir señales de respuesta	Se determina la profundidad en la cual hay cambios de propiedades en el material.	Rugosidad de superficie y tiempo de impacto afectan considerablemente los resultados.
<i>Velocidad de pulso ultrasónico</i>	Ondas de sonido de altas frecuencias tienen velocidades distintas en hormigón dañado y en buen estado.	Dos transductores, uno genera onda y otro las recibe, se obtiene el tiempo de viaje.	Respuesta de hormigón sano es conocida y reconocible.	Humedad y temperatura afectan resultados.
<i>Termografía Infrarroja</i>	Interrupciones en el hormigón afectan el traspaso de calor	Se toma la temperatura en condiciones de aumento o disminución, observando cambios	En estructuras grandes es suficiente el sol como energía de medición.	Viento, humedad y textura superficial del hormigón afectan resultados.
<i>Georradar</i>	Ondas electromagnéticas son reflejadas en cambios del hormigón	2 GHz hacia el material y se mide la energía reflejada	Permite encontrar ubicación de barras de refuerzo y agua	No permite ubicar grietas ni presencia de cloruros
<i>Análisis de presencia de iones</i>	Los iones de cloruro son medibles en laboratorio	Se toman muestras del puente a estudiar	Se obtiene el perfil de concentración de cloruros del hormigón	Los resultados obtenidos pueden ser variados e imprecisos. Toma mucho tiempo.
<i>Estudio de Potencial de Corrosión</i>	La conectividad entre las barras de acero puede generar una macro celda electrolítica.	Se mide la diferencia de potencial entre la superficie del hormigón y la barra de acero, la cual actúa como tierra	Se puede hacer un perfil en función del tiempo y registrar avances y cambios	Se debe exponer armadura para hacer el testeo de continuidad eléctrica.

Tabla 6-3 Resumen mediciones hormigón armado

Capítulo 7

7. Rehabilitación de Estructuras

En este capítulo se detallan las alternativas presentes en la industria para reacondicionar las estructuras y los criterios de aplicación de cada una, para así mantener o recuperar la serviciabilidad. El enfoque para estructuras metálicas susceptibles a corrosión es en general, realizar una mantención anual, identificando daños antes que estos sean significativos. Para barras de refuerzo de acero en estructuras de hormigón armado el procedimiento es más variado.

Para la rehabilitación de daño corrosivo en puentes de hormigón armado es necesario considerar meticulosamente las alternativas, ya que un mal enfoque o ejecución puede resultar en una corrosión continúa y/o hasta en una corrosión acelerada. Para realizar un procedimiento de revisión adecuado del estado de deterioro de la estructura, se deben realizar mediciones del estado y localización de la corrosión. Si la corrosión es leve puede que una mantención superficial sea suficiente (Sohanghpurwala, 2006).

En términos de sustentabilidad, además de determinar la resistencia de los puentes construidos, es necesario que desde el diseño de la estructura se plantee y detalle el mantenimiento y seguimiento de la estructura. En caso de ser una estructura de difícil acceso anual para estos servicios, el diseño debe considerar estas condiciones y aumentar la resistencia, protección y drenaje del puente.

7.1. Rehabilitación de Hormigón Armado

7.1.1. Reparación del Concreto Dañado

La reparación del concreto dañado es una operación rápida y de bajo costo, sin embargo, no añade serviciabilidad a la estructura debido a que no soluciona el problema de origen

que es la corrosión (Sohanghpurwala, 2006). Los daños superficiales debido a delaminación y exposición de las barras de refuerzo pueden ser mejorados con la reparación del concreto, sin embargo, debe emplearse una metodología rigurosa.

El primer paso para rehabilitar la estructura es eliminar los residuos superficiales que ha dejado la delaminación como efecto de la corrosión. Posteriormente, se sugiere exponer, al menos 2 centímetros, las barras de refuerzo desde el exterior. No se recomienda retirar más de la mitad del espesor del elemento estructural si las barras superiores son las únicas dañadas. Si tanto las barras superiores como las inferiores se encuentran con fuertes efectos de corrosión, se recomienda retirar el hormigón por completo (Sohanghpurwala, 2006). Se continúa eliminando rastros de los productos de la corrosión con un arenado. Esto lijara y limpiara la superficie. Se continúa limando las barras de acero con brochas metálicas. Finalmente se coloca un producto anticorrosivo. En caso de ser requerido, se pueden agregar barras de refuerzo adicionales para proporcionar mayor resistencia a la estructura (Guettala & Abibsi, 2006).

Luego de realizar la preparación superficial se instala el moldaje para el hormigonado. Se recomienda aumentar en 20 centímetros el espesor de las columnas si estas son reparadas. El espesor de losa se puede mantener. El hormigón por utilizar puede ser el mismo utilizado originalmente o uno mejorado a través de agregados de látex o polímeros impermeables. El uso de los últimos es ideal, sin embargo, su costo económico muchas veces no es justificado. El efecto protector de los agregados es proporcional a la cantidad añadida, si es poco, la mejora es marginal. Sin embargo, si se añade mucho, el aumento del costo del hormigón no justifica los años de servicio de la estructura (Guettala & Abibsi, 2006).

Uno de los riesgos de esta técnica es que el hormigón residual permanezca con mayor concentración de cloruros de lo recomendado. Si esto ocurre, esta zona, junto a la

reparada, actúa como un cátodo mientras que las barras de acero actúan como ánodo. Lo anterior genera una aceleración en la corrosión ya que se aumentan los potenciales. La alcalinidad del cemento nuevo, junto a la acidez del cemento original genera una diferencia de potencial que acelera la corrosión. La durabilidad de la reparación depende en gran medida de la concentración de cloruros en el hormigón original y en los inhibidores utilizado (Sohanghpurwala, 2006).

A los parches de hormigón a colocar en la estructura se pueden agregar inhibidores de corrosión. Un ejemplo de estos inhibidores es el nitrato de calcio, un compuesto inorgánico. La efectividad de este inhibidor se establece en el cociente entre la concentración de nitrato de calcio y la concentración de cloruros en la estructura. El nitrato de calcio es compatible con el cemento portland, genera una capa protectora sobre las barras de acero, acelera el curado del hormigón, puede ser utilizado en ambientes con altas concentraciones de cloruros y requiere mínima mantención. Debido a las características anteriores, es un inhibidor recomendado a utilizar en reparaciones de hormigón armado en ambientes corrosivos. Una de las desventajas de este inhibidor es que al acelerar el curado puede dificultar su colocación y requiere datos de laboratorio de la concentración de cloruros presentes.

En la industria también se utilizan inhibidores orgánicos con bases de hidrocarburos oxigenados. Estos impiden la entrada de contaminantes al interior, son menos costosos que el nitrato de calcio, pueden ser usados sin dañar el medio ambiente. Las desventajas de este inhibidor es la leve reducción de la resistencia del cemento y que no pueden ser utilizados en zonas que tengan temperaturas menores a 2°C (Sohanghpurwala, 2006).

7.1.2. Parches con Inhibidores de Corrosión

Existen dos tipos de parches utilizados para reparar estructuras. El primer tipo consiste en la colocación de hormigón con inhibidores de corrosión. Se remueve el concreto dañado hasta, al menos, 1 pulgada más profundo que el acero de refuerzo. Se limpia la zona y se coloca el hormigón con inhibidores. El segundo tipo, además de utilizar hormigón con inhibidores, considera cuatro capas de inhibidores aplicadas directamente sobre las barras de refuerzo expuestas de la estructura. En esta técnica se remueve el hormigón a la profundidad del acero y se limpia la superficie con un proceso de arenado para asegurar una adherencia óptima. Luego, se aplican las cuatro capas de inhibidores de corrosión antes de colocar el hormigón con inhibidores (Sohanghpurwala, 2006).

7.1.3. Barrera Protectora de Barras de Refuerzo

La protección de las barras de acero se puede dar de forma directa o indirecta. Para protegerlas directamente se utilizan cubiertas de resina epóxica o galvanizado. Los requerimientos para estos recubrimientos son varios. En primer lugar, debe impedir el paso de agentes corrosivos como la humedad y los cloruros. En segundo lugar, no debe afectar de forma significativa la adherencia al hormigón. En tercer lugar, deben poder ser aplicados en terreno con facilidad (Sohanghpurwala, 2006).

Para que el recubrimiento sea aplicado con efectividad las barras deben ser arenadas, lijadas y limpiadas de todo rastro de corrosión. Hasta un 95% de productos de la corrosión deben ser retirados para alcanzar un resultado óptimo. Para ser lijadas y preparadas las barras de acero dañadas deben ser expuestas en la totalidad de la extensión del daño, removiendo el hormigón que las rodean. El tratamiento de recubrimiento de una barra de acero afectada por la corrosión se diferencia con el de una barra de acero sin uso, ya que la primera debe ser tratada en terreno, mientras que la segunda puede ser tratada en

condiciones controladas en galpones industriales. Las barras de acero a reacondicionar deben ser lijadas y recubiertas a mano, por lo cual el procedimiento debe ser controlado, minucioso y debidamente especificado.

7.1.4. Superposiciones

Las superposiciones son utilizadas para que la estructura vuelva a su calidad de construcción inicial, además de aumentar el recubrimiento de las barras de acero. Estas adiciones de hormigón a la estructura aumentan su carga muerta, disminuyendo así su capacidad de carga viva. El estado del hormigón original afecta en gran medida la decisión de generar superposiciones de hormigón. Si el hormigón tiene contaminación por cloruros o si se encuentra carbonatado, puede que la adición de hormigón adicional no incremente la serviciabilidad de la estructura.

Al usar esta técnica de reparación se suele remover todo el hormigón superficial, a pesar de que partes de este no se encuentren dañadas. Esto por razones económicas ya que es menos costoso tener un entendimiento general del estado de la estructura que generar detalles por zonas. Para remover el hormigón en mal estado se suele utilizar la técnica de demolición hídrica. Para llevarla a cabo se aplica un chorro a gran presión sobre la superficie de hormigón, retirando las partículas entre las barras de acero con gran facilidad. Una desventaja de esta técnica es la necesaria remoción rápida de los residuos que quedan luego del tratamiento con agua. Si estas partículas no son retiradas, la corrosión puede verse empeorada al igual que la adherencia entre el nuevo hormigón y el hormigón original (Sohanghpurwala, 2006) .

Existe una variación con esta técnica para evitar la remoción de grandes cantidades de hormigón superficial. Se superpone la colocación de inhibidores de corrosión a lo largo de la cubierta del puente. La metodología de aplicación es remover el hormigón dañado,

exponer las barras de acero, reponer las que se encuentren dañadas, rociar el inhibidor en tres capas para finalmente colocar un nuevo recubrimiento de hormigón. La durabilidad de esta técnica depende de la calidad de la superposición, concentración de cloruros, temperatura, cantidad y calidad del inhibidor utilizado.

7.1.5. Membranas

Son usadas usualmente en conjunto con asfalto mezclado en caliente. El objetivo principal de la membrana es generar una impermeabilidad entre el exterior y las barras de refuerzo. Están hechas de un látex elástico que también evita el paso de cloruros y carbonos al interior del hormigón. Se logra colocar rápidamente sobre la estructura, puede evitar fisuras dentro del hormigón y se adaptan a diversas geometrías de los elementos estructurales. Dentro de sus desventajas se encuentra que su vida útil se puede ver limitada con el tráfico del puente y aumentan el peso muerto de la estructura sin aumentar su resistencia.

7.1.6. Selladores y revestimientos superficiales

Estos son utilizados para evitar la difusión de iones de cloruro hacia el interior de la estructura de hormigón. Incluso pueden evitar el paso de agua hacia el interior. Consideración para tener con esta técnica es que, si el hormigón al interior ya se encuentra con una concentración alta de cloruros, estos seguirán generando corrosión una vez colocado el sellador o revestimiento superficial.

Existen dos tipos de selladores, los penetrantes y los superficiales. Los penetrantes, tales como silanos y siloxanos, reaccionan con la estructura superficial porosa del hormigón, generando una película hidrofóbica hacia el exterior. Los selladores superficiales pueden ser de resina epóxica o de aceite de linaza, estos rellenan y bloquean los poros superficiales del hormigón. Para vigas y columnas con poca erosión se recomienda el uso

de sellantes superficiales. Para la cubierta de un puente se recomienda un sellante penetrante para que no se desgaste con el tráfico vehicular. La durabilidad de los sellantes depende de factores como la erosión, humedad y radiación ultravioleta (Sohanghpurwala, 2006).

7.1.7. Protección catódica

En la protección catódica, la corriente fluye de un ánodo de sacrificio a través de un electrolito (hormigón) hasta la superficie de las barras de acero que se encuentran dentro de la estructura. Al imponer la dirección de la corriente se establece que el acero sea el cátodo, evitando así su corrosión (Sohanghpurwala, 2006). Esta es la única técnica de rehabilitación que frena en forma efectiva la corrosión una vez que esta comienza. Una de las desventajas de llevar a cabo esta protección es el requerimiento de personal altamente calificado, costo eléctrico y costo de mantenimiento. Se deben aplicar corrientes entre 2 y 20 mA/m² dependiendo de los contaminantes presentes (Branco & De Brito, n.d.).

7.1.8. Realcalinización electroquímica

Esta técnica es similar a la protección catódica, con la diferencia que se aplica mayor cantidad de corrientes. Además, la realcalinización es un proceso a corto plazo, mientras que la protección catódica se diseña para permanecer a largo plazo su funcionamiento. Esta técnica se usa en estructuras con corrosión activa, pero con daños leves al hormigón. Las grandes corrientes aplicadas sobre la estructura generan que los iones de cloruro se logren movilizar lejos de las barras de refuerzo y en dirección al ánodo de sacrificio. Se aplican cerca de 1000 y 5000 mA/m². Los resultados deseados se suelen obtener entre los 10 y 50 días de aplicación, dependiendo de los contaminantes y corriente aplicada. Tanto la protección catódica como la realcalinización electroquímica

pueden producir hidrógeno cerca de las barras de refuerzo, afectando la adherencia y la ductilidad.

Capítulo 8

8. Modelos de Corrosión

En este capítulo se reúnen modelos de corrosión disponibles en la literatura, describiendo su base teórica, sus variables y sus resultados. Se comenta la compatibilidad entre los modelos y su factibilidad de aplicación en puentes viales chilenos. Los modelos descritos en este capítulo son los utilizados en el modelo de una cepa de hormigón armado descrito en el capítulo 9 de este documento.

Existen varios enfoques para modelar la corrosión en estructuras metálicas y de hormigón armado. Abarcan desde algoritmos determinísticos, probabilísticos y otros basados en resultados empíricos. Los modelos determinísticos utilizan modelos basados en propiedades físicas, eléctricas y químicas desde las cuales se intenta modelar el efecto de la mayor cantidad de factores, para así lograr predecir el daño a la estructura en función del tiempo y las condiciones externas.

La alternativa más confiable pero más costosa es el enfoque empírico, el cual se basa en datos estadísticos de evaluaciones de estados corrosivos. Estos modelos presentan un resultado probabilístico de la evolución de la corrosión. El gran número de ensayos necesarios para hacer una base de datos lo suficientemente confiable es el mayor costo de este tipo de enfoque (Kelly & Brown, 2005).

Los modelos determinísticos tienen la dificultad de cómo hacer frente para incluir todas las variables y condiciones externas. Además de la complejidad del modelo, se debe comprobar su fidelidad con datos experimentales. A partir de estos solo se puede interpolar con confianza, no extrapolar, lo cual también limita los alcances de estos modelos. Para ser usados con certeza se requiere poder controlar el ambiente de la estructura, por lo cual se recomienda en usos industriales, puntuales, donde la humedad,

contaminación y PH, se pueden medir y controlar (o considerar criterios conservadores). Para estructuras de gran envergadura como puentes viales, estos modelos pueden significar un acercamiento al comportamiento esperado de la corrosión, pero la confiabilidad no es tan grande como lo sería con los modelos empíricos. Una forma de mejorar la confiabilidad de los resultados de estos modelos es combinarlos con datos empíricos y/o suponer condiciones extremas de los procesos corrosivos de la estructura.

Un modelo que puede ser utilizado para modelar la corrosión incluye una programación multiescala, la cual debe analizar sólo los procesos considerados a cada nivel para evitar tener que usar computadores de capacidades no disponibles por el equipo de investigación. La validación del modelo debe ser comprobada a cada nivel de alcance de éste, usando resultados de experimentos cuidadosamente diseñados.

En la Figura 8-1 se observa cómo modelos de escala pequeña trabajan con el tamaño y escala de diseño, para luego pasar la información a la siguiente escala. Los sucesos individuales de la corrosión son evaluados en su escala correspondiente. Debido a la gran cantidad de factores incidentes en el desarrollo de corrosión y las diversas formas en que ésta puede ocurrir, modelos computacionales en medios continuos a una escala ínfima pueden tomar más de 30 años en entregar resultados. Por esto, mapas como el de la Figura 8-1 son necesarios para enfocar y dirigir modelos multiescala de corrosión.

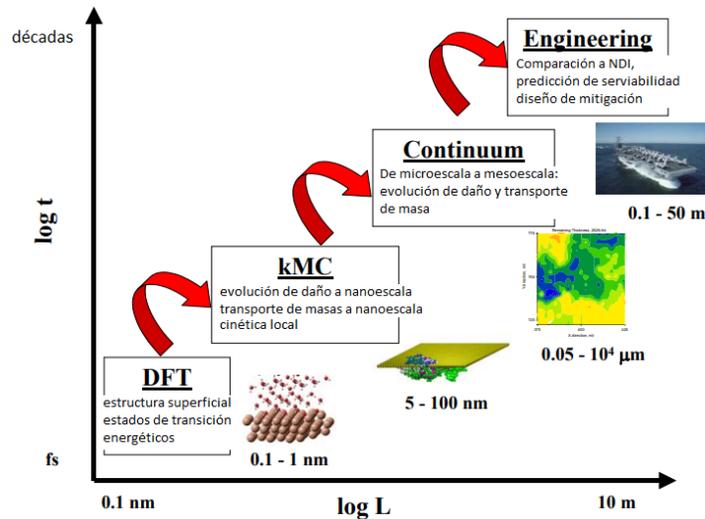


Figura 8-1 Mapa del camino del modelamiento de corrosión (Kelly & Brown, 2005)

Un enfoque complementario de la modelación de corrosión es la aplicación de análisis estadísticos y probabilísticos con datos obtenidos empíricamente. En este tipo de modelos se acepta la falta de base teórica científica de la corrosión para el caso de estructuras reales en ambientes naturales no controlados.

Se puede plantear el modelamiento de estructuras de hormigón armado de dos formas. La primera, consiste en modelar el sistema para estimar la vida útil o serviciabilidad restante. Este resultado permite a los investigadores determinar fechas para realizar mantenimiento, reparación o demolición. Con este modelo es posible proyectar daño futuro. La segunda, consiste en modelar para estimar el deterioro del hormigón armado en función del tiempo. En este caso se estima la serviciabilidad traducido en variación de la resistencia del acero. La diferencia entre ambos modelos se encuentra en los resultados de éstos (Sohanghpurwala, 2006).

8.1. Criterios de Selección de Modelos de Corrosión

Con el objetivo de modelar una cepa de hormigón armado con distintos niveles de corrosión se buscan publicaciones que permitan calcular el cambio de propiedades mecánicas del acero y del hormigón. Se considera relevante que las publicaciones se encuentren respaldadas por resultados de laboratorio. Además, se espera que las dos publicaciones trabajen con supuestos similares.

En primer lugar, se escoge el estudio para las barras de acero. En la Tabla 8-1 se comparan las publicaciones de “Effect of corrosion on ductility of reinforcing bars” (Du et al., 2005) y “Hysteretic behavior and cyclic constitutive model of corroded structural steel under general atmospheric environment” (Wang et al., 2020).

	(Du et al., 2005)	(Wang et al., 2020)
<i>Probetas</i>	63 barras de Acero al descubierto y 24 embebidas en hormigón	28 placas de Acero para corrosión acelerada y 24 obtenidas de condiciones naturales
<i>Tipo de Corrosión</i>	Acelerada y Simulada	Acelerada y Natural
<i>Tiempo de corrosión</i>	7, 14, 21 y 28 días para corrosión acelerada	0, 40, 80, 120, 160, 240, y 320 días para corrosión acelerada 8 años de exposición natural
<i>¿Estudia Superficie?</i>	No, no hay distinción de resultados entre corrosión por picaduras y corrosión uniforme	Sí, define daño equivalente D_n , el cual evalúa la corrosión no uniforme
<i>¿Se ensaya a tracción?</i>	Sí, pero no grafica esfuerzo deformación	Sí, grafica esfuerzo deformación
<i>Reducción de tensión de fluencia</i>	No se calcula, se determina un cociente entre la tensión de fluencia y la tensión última, los resultados indican que este cociente se mantiene constante con la corrosión.	$f_{yc} = f_{yo} \cdot (1 - 1,2 \cdot D_n)$ Donde D_n aumenta con la corrosión

Tabla 8-1 Comparación estudios Du et al., (2005) y Wang et al., (2020)

Se selecciona el estudio realizado por (Wang et al., 2020) debido a que sus resultados permiten calcular directamente las propiedades mecánicas alteradas por la corrosión, incluida la tensión de fluencia. Además, se considera la topografía superficial de las muestras y se estudia tanto muestras corroídas aceleradamente como naturales. A pesar de estudiar directamente barras de acero, la publicación de (Du et al., 2005) no se considera como un estudio actualizado, ya que no hace uso de escaneo 3D de superficie.

Para las propiedades mecánicas del hormigón armado se comparan las publicaciones “Structural Assessment of Corroded Reinforced Concrete Beams: Modeling Guidelines” (Coronelli & Gambarova, 2004) y “Effect of longitudinal rebar corrosion on the compressive strength reduction of concrete in reinforced concrete structure” (Shayanfar et al., 2016).

	(Coronelli & Gambarova, 2004)	(Wang et al., 2020)(Shayanfar et al., 2016)
<i>Probetas</i>	No hay, es un modelamiento teórico	Probetas cúbicas de hormigón de 10 cm de ancho, a distintas concentraciones agua/cemento, con una barra de acero embebida al centro
<i>Tipo de Corrosión</i>	Se estudia la corrosión uniforme y por picadora	Acelerada electroquímica
<i>Tiempo de corrosión</i>	No aplica	4 días a una concentración de NaCl de 3,5% y una corriente de 0,2A
<i>¿Se puede aplicar en SAP2000?</i>	Con los datos de la publicación no es posible obtener modificaciones a las propiedades mecánicas del hormigón ante corrosión, ya que requiere de más información, como resistencia del anclaje, profundidades de corrosión por picadura, entre otros.	Sí es posible obtener modificaciones a las propiedades mecánicas del hormigón ante corrosión, ya que se obtiene una relación directa entre la masa perdida del refuerzo y la resistencia a compresión del hormigón. $f'_{c_corr} = (1 - \lambda) \cdot f'_c$ $\lambda = 2,72 \cdot C_w - 1,98$

Tabla 8-2 Comparación estudios Coronelly & Gamboa, (2004) y Shayanfar et al., (2016)

Se elige el estudio realizado por Shayanfar et al., (2016) debido a que reúne menos variables y permite relacionar la disminución de resistencia a la compresión con el avance de la corrosión.

8.2. Modelo Wang 2020

Esta publicación titulada “Hysteretic behavior and cyclic constitutive model of corroded structural steel under general atmospheric environment” de Wang, (2020) es estudiada en esta sección con el objetivo de ser utilizada en el modelo de una cepa de hormigón armado afectada por corrosión.

En este estudio, se aplicó corrosión acelerada a 10 grupos de muestras y se permitió corrosión natural en otros 7 grupos de muestras. La corrosión natural fue dada por 8 años de exposición a condiciones de aire urbanas en China. A partir de los resultados de este ensayo se concluye que la corrosión afecta la resistencia, ductilidad y energía de histéresis del acero.

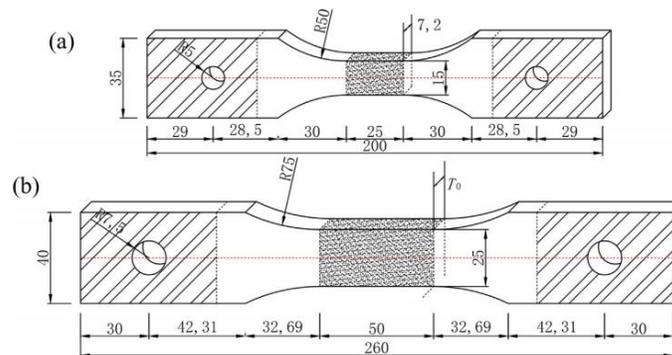


Figura 8-2 Dimensiones de las muestras de estudio: (a) Muestra para corrosión acelerada, (b) Muestra para corrosión natural (Wang et al., 2020)

El acero utilizado en este estudio es de grado Q235B, el cual es similar en resistencia y composición a acero A36 en estándar ASTM. La metodología de los ensayos realizados puede ser revisada en “Hysteretic behavior and cyclic constitutive model of corroded structural steel under general atmospheric environment” de Youde Wang, et al. (2020).

Antes de ser ensayadas, las muestras de acero corroídas fueron perfiladas geoméricamente empleando un ST400 non-contact 3D profiler, el cual permite definir la geometría 3D de las probetas. Se realizaron ensayos monotónicos y cíclicos sobre las muestras de acuerdo con ASTM E466. En la siguiente figura se observan los resultados de la curva monotónica Fuerza-Desplazamiento de las muestras. Se observa que la elongación en donde fluye el acero se mantiene constante, mientras que la elongación última varía significativamente entre las muestras. Resultados similares también fueron obtenidos en estudios de otros autores como (Tang, 2002) y (Cobo et al., 2011).

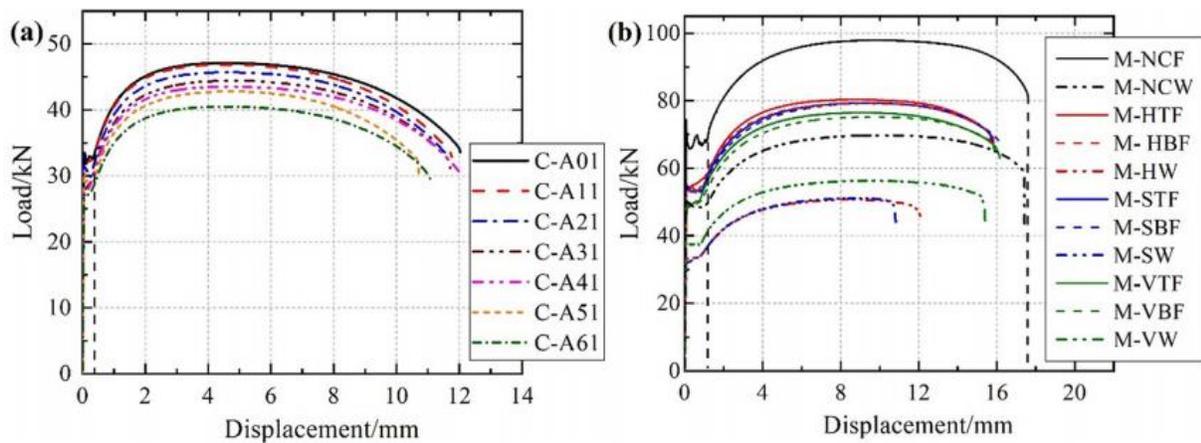


Figura 8-3 Curvas Fuerza-Desplazamiento de las muestras: (a) Muestra para corrosión acelerada, (b) Muestra para corrosión natural (Wang et al., 2020)

A partir de los resultados de la curva monotónica se calculan las propiedades mecánicas de las muestras. Los resultados se observan en los gráficos de la Figura 8-4. Se observa que los especímenes corroídos naturalmente alcanzan mayores niveles de daño.

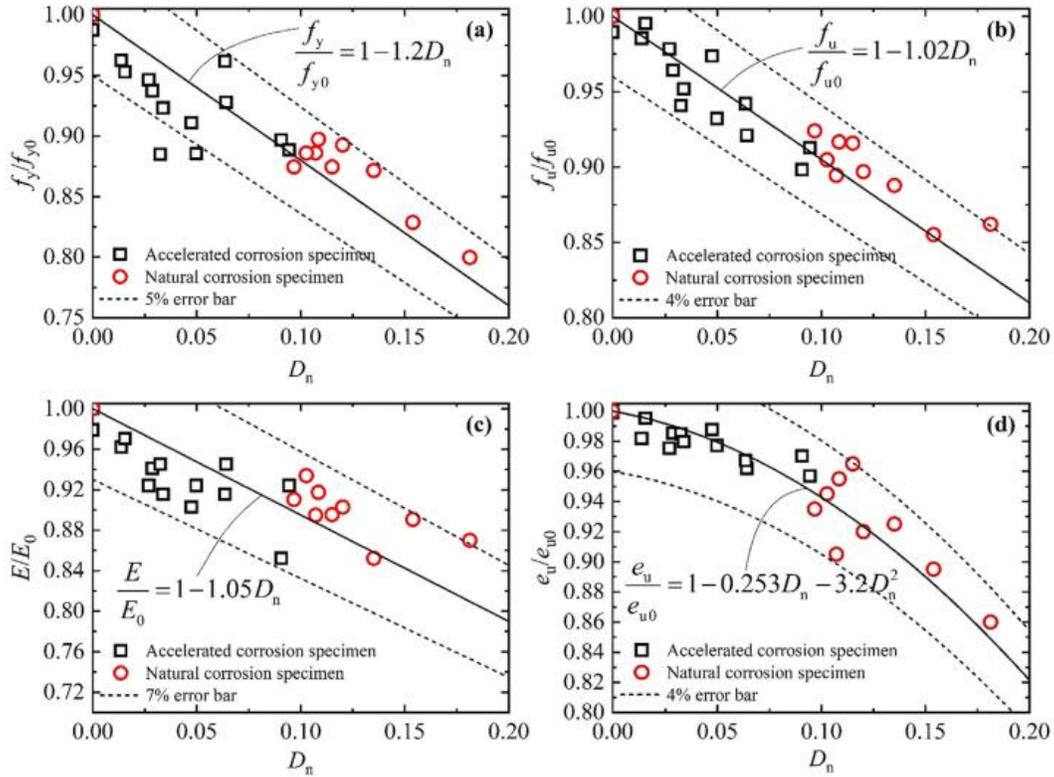


Figura 8-4 Degradación de ductilidad y resistencia del acero corroído: (a) tensión de fluencia, (b) tensión última, (c) Módulo de Young, (d) Elongación última (Wang et al., 2020)

Wang propone las siguientes ecuaciones para describir el avance de la corrosión en el acero. Al modelar, se considera un parámetro de daño corrosivo (valor de corrosión no uniforme) D_n de 10% y 20%. Para revisar mayores definiciones y criterios de los ensayos realizados se recomienda estudiar la publicación “Hysteretic behavior and cyclic constitutive model of corroded structural steel under general atmospheric environment” de Wang.

$$\frac{f_y}{f_{y0}} = 1 - 1.2 \cdot D_n \quad (8.1)$$

$$\frac{f_u}{f_{u0}} = 1 - 1.02 \cdot D_n \quad (8.2)$$

$$\frac{e_u}{e_{u0}} = 1 - 0.253 \cdot D_n - 3.2 \cdot D_n^2 \quad (8.3)$$

$$\frac{E}{E_0} = 1 - 1.05 \cdot D_n \quad (8.4)$$

Dónde:

D_n : Parámetro de daño corrosivo [%] (% de corrosión no uniforme del acero)

f_y : Tensión de fluencia del acero corroído [kN/m²]

f_{y0} : Tensión de fluencia del acero sin corroer [kN/m²]

f_u : Tensión última del acero corroído [kN/m²]

f_{u0} : Tensión última del acero sin corroer [kN/m²]

ε_u : Elongación última del acero corroído [%]

ε_{u0} : Elongación última del acero sin corroer [%]

E : Módulo de Young acero corroído [kN/m²]

E_0 : Módulo de Young acero sin corroer [kN/m²]

En las siguientes tablas se indican las propiedades ingresadas al modelo SAP2000 para cada uno de los avances de corrosión. Estas propiedades sólo son consideradas en la zona de la rótula plástica en la cepa de hormigón armado.

	Unidad	Valor 0% Corrosión	Valor 10% Corrosión	Valor 20% Corrosión
<i>Diámetro barra N°9</i>	[m]	0,02865	0,02718	0,02563
<i>Diámetro barra N°4</i>	[m]	0,01270	0,01205	0,01136
<i>Área barra N°9</i>	[m ²]	6,447 E-04	5,802 E-04	5,157 E-04
<i>Área barra N°4</i>	[m ²]	1,267 E-04	1,140 E-04	1,013 E-04
<i>Resistencia a la tracción fy</i>	[kN/m ²]	413686	364043	314401
<i>Resistencia última fu</i>	[kN/m ²]	620528	557234	493940
<i>Elongación de fluencia εy</i>	[%]	1,00	1,00	1,00
<i>Elongación última εu</i>	[%]	9,00	8,84	7,39
<i>Módulo de Young E</i>	[kN/m ²]	2,00 E08	1,79 E08	1,58 E08

Tabla 8-3 Propiedades Acero Columna con 10% y 20% de corrosión no uniforme

	Unidad	Valor 0% Corrosión	Valor 10% Corrosión	Valor 20% Corrosión
<i>Diámetro barra N°9</i>	[m]	0,02865	0,02718	0,02563
<i>Diámetro barra N°4</i>	[m]	0,01270	0,01205	0,01136
<i>Área barra N°9</i>	[m ²]	6,447 E-04	5,802 E-04	5,157 E-04
<i>Área barra N°4</i>	[m ²]	1,267 E-04	1,140 E-04	1,013 E-04
<i>Resistencia a la tracción fy</i>	[kN/m ²]	483000	425040	367080
<i>Resistencia última fu</i>	[kN/m ²]	483000	433734	384468
<i>Elongación de fluencia εy</i>	[%]	0,277	0,277	0,277
<i>Elongación última εu</i>	[%]	10,58	9,97	8,69
<i>Módulo de Young E</i>	[kN/m ²]	2,00 E08	1,79 E08	1,58 E08

Tabla 8-4 Propiedades Acero Rótula con 10% y 20% de corrosión no uniforme

8.3. Modelo Shayanfar 2016

En esta sección se considera el estudio “Effect of longitudinal rebar corrosion on the compressive strength reduction of concrete in reinforced concrete structure” realizado por Shayanfar (2016). Las ecuaciones obtenidas por el autor se consideran para las propiedades de hormigón de una cepa de hormigón armado afectada por la corrosión.

Dentro de las consecuencias más graves de la corrosión en las estructuras de hormigón armado se encuentra la disminución de la resistencia. En este estudio se llevaron a cabo ensayos de compresión sobre probetas de hormigón de 10 cm³ sometidas a corrosión electroquímica y corrosión llevada a cabo naturalmente en un período de 9 años a la intemperie. Dentro de este estudio también se consideran las relaciones agua cemento del material.

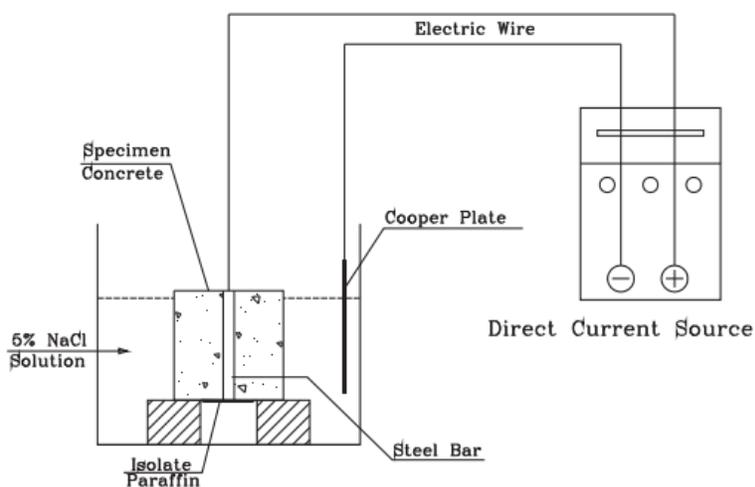


Figura 8-5 Diagrama de corrosión electroquímica (Shayanfar et al., 2016)

La corrosión electroquímica es un tipo de corrosión acelerada que busca imitar el daño a la probeta en ambientes corrosivos. En este estudio se usó una solución salina de 3,5% NaCl. Las probetas se sumergieron en el líquido por 4 días a una temperatura constante de 22°C (±2). Tal como se observa en la figura de arriba, se aplica un voltaje de 60V y una

corriente entre 0 y 20A directamente en las probetas. El circuito termina en una placa de cobre, la cual se coloca dentro del agua salina. Esta placa funciona como el cátodo en la reacción electroquímica.

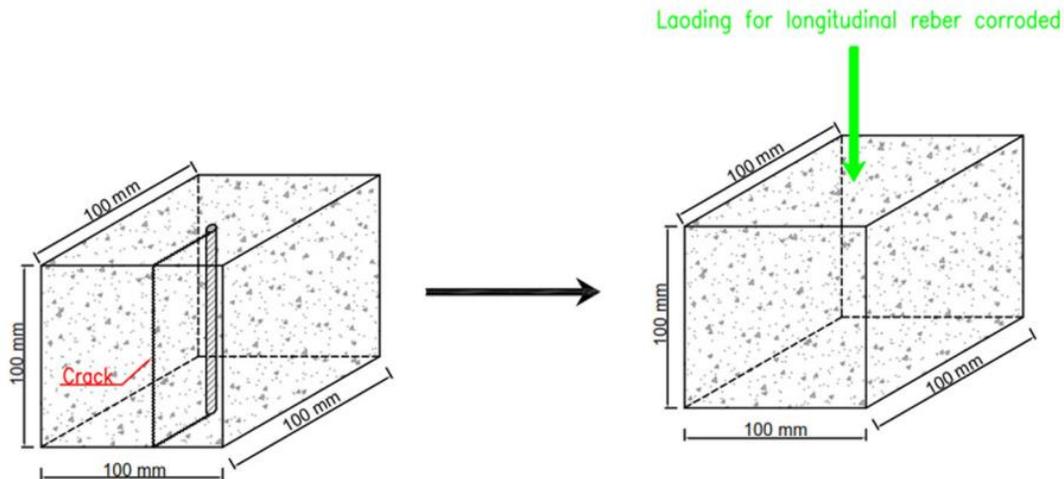


Figura 8-6 Esquema de aplicación de carga de compresión sobre probeta de hormigón (Shayanfar et al., 2016)

Lo valioso de este ensayo radica en su metodología de ensayo y su amplia recolección de muestras. Dentro de las observaciones de esta publicación se destaca que probetas sin refuerzo de hormigón se comportan similarmente ante la compresión a probetas con refuerzo a los 28 días de curado. Esta cualidad no se mantiene en el tiempo, ya que se observa que las probetas con acero tienen mayor resistencia a la compresión que las sin reforzamiento luego de ese período. Esto se puede explicar por el confinamiento del hormigón, el cual protege y permite un mejor comportamiento ante la compresión.

Para llevar a cabo los ensayos a compresión se cortaron las barras de refuerzo, con el objetivo de tener una superficie lisa que permitiera distribuir equitativamente los esfuerzos sobre la probeta.



Figura 8-7 Ensayo de compresión sobre probeta y resultados (Shayanfar et al., 2016)

Dentro de los resultados de este estudio se tiene que la reducción de resistencia a la compresión (λ) es directamente proporcional al grado de corrosión C_w . Las siguientes ecuaciones son las obtenidas a partir de los resultados de los ensayos a compresión. Se asume una relación agua/cemento de 0,45.

$$\lambda = 2.72 \cdot C_w - 1.98 \quad (8.5)$$

$$f'_{c_corr} = (1 - \lambda) \cdot f'_c \quad (8.6)$$

En el siguiente gráfico se observa cómo aumenta la reducción de resistencia a medida que aumenta el grado de corrosión.

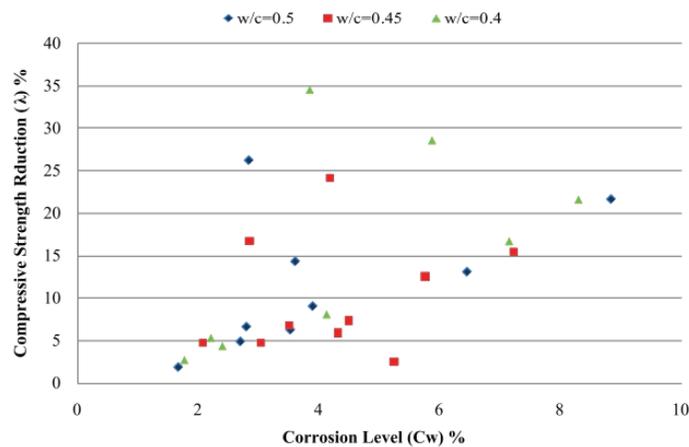


Figura 8-8 Porcentaje de reducción de resistencia a la compresión en función del nivel de corrosión (Shayanfar et al., 2016)

Una de las conclusiones de este estudio publicado en 2016 consiste en que, ante igual condición de corrosión, los hormigones con mayor resistencia a la compresión sufren una mayor reducción de resistencia. En conjunto con esos resultados también se observa que, para un mismo tipo de hormigón, la disminución de resistencia aumenta al aumentar el porcentaje de corrosión de las barras de refuerzo.

En la siguiente tabla se indican las distintas propiedades ingresadas al modelo.

	Unidad	Resistencia a la compresión 0% Corrosión	Resistencia a la compresión 10% Corrosión	Resistencia a la compresión 20% Corrosión
<i>Hormigón Confinado G25</i>	[kN/m ²]	32500	24304	15464
<i>Hormigón No Confinado G25</i>	[kN/m ²]	32500	24304	15464
<i>Hormigón No Confinado Elástico G25</i>	[kN/m ²]	25000	18695	11895
<i>Hormigón No Confinado Elástico G35</i>	[kN/m ²]	35000	26173	16653

Tabla 8-5 Propiedades Hormigón con 10% y 20% de corrosión no uniforme

Para alcances de este modelo se extrapolan los resultados de este ensayo para un caso de 20% de corrosión, considerando que los resultados de los ensayos a compresión sólo se generaron hasta el 10%.

Capítulo 9

9. Modelo Corrosión Cepa de Puente Águila

El puente Águila Norte es un puente carretero inaugurado el 2009 en Paine en la Región Metropolitana, diseñado a partir de la norma AASHTO Standard del año 2002 (Bravo Caba, 2020). Este puente ha sido estudiado y modelado por Fernando Bravo Caba (2020) y Alonso Carpio (2019). El modelo generado es una continuación al trabajo realizado por ambos. Se analiza el modelo de corrosión para una cepa de hormigón armado para luego aplicarlo al modelo del puente.

A continuación, se describe el procedimiento para modelar los efectos de la corrosión en un puente de hormigón armado, enfocándose en el modelo simplificado de una cepa del puente, con tres columnas. El objetivo es lograr evaluar los criterios de desempeño ante corrosión y acción sísmica, generar un análisis push-over y comparar curvas de fragilidad. Se espera lograr un modelo simplificado de una cepa del puente que permita estudiar puentes de hormigón armado de la misma categoría.

9.1. Descripción Puente Águila Norte

El puente Águila Norte se ubica en Paine, Región Metropolitana, Chile ($33^{\circ}52'14''S$ $70^{\circ}45'0''W$). Es parte de la ruta G-550 y cruza el río Angostura uniendo por la Ruta 5-sur las localidades de Águila Sur y Hospital, lo cual se observa en la Figura 9-1. El diseño se basa en la norma AASHTO Standard del año 2002. La superestructura que lo compone no posee ángulo de esviaje y posee una longitud total de 148 m, compuesta por 5 vanos de 29,6 m cada uno, apoyados sobre 4 cepas de altura variable. Se diseña con 3 columnas por cepa unidas entre sí por una viga cabezal. El puente tiene un ancho de 10,7 m permitiendo la circulación de dos vías (Bravo Caba, 2020).



Figura 9-1 Vista general del puente Águila Norte (Bravo Caba, 2020)

Para entender de forma global la composición y comportamiento sísmico del puente se sugiere revisar el estudio “Desempeño Sísmico Del Puente Águila Norte Ante Diferentes Niveles De Demanda Sísmica” realizado por Fernando Bravo Caba en 2020. A continuación, se describen los elementos considerados en este modelo. Se sugiere complementar la información del modelo con el trabajo de Fernando Bravo Caba de 2020, la cepa modelada corresponde a la cepa N°C2.

9.1.1. Cepa

El modelo por trabajar consiste en 3 columnas de una cepa de hormigón armado, las cuales llegan a la viga cabezal. Esta viga se encuentra conectada a partir de elastómeros y barras sísmicas al tablero. Además, se considera la modelación de los topes sísmicos laterales y el posible impacto del tablero con la infraestructura. Las cepas se consideran empotradas en la base y se desprecia la interacción suelo-estructura. La superestructura incluye una masa tributaria a la cepa en sentido longitudinal y transversal igual a 4148 kN.

Para modelar el límite impuesto por el efecto del impacto del relleno longitudinal se utiliza un elemento GAP y del tipo hiperbólico (Shamsabaddi, 2003) que considera la respuesta de la mitad del relleno respetando el GAP provisto por la junta sísmica (12,5 cm). Las cepas del puente se forman a partir de 3 columnas de sección circular con 1,2 m de diámetro y una viga de coronamiento de 1,5m de alto, 1,7m de ancho y 1,3m de largo, como se observa en la siguiente figura:

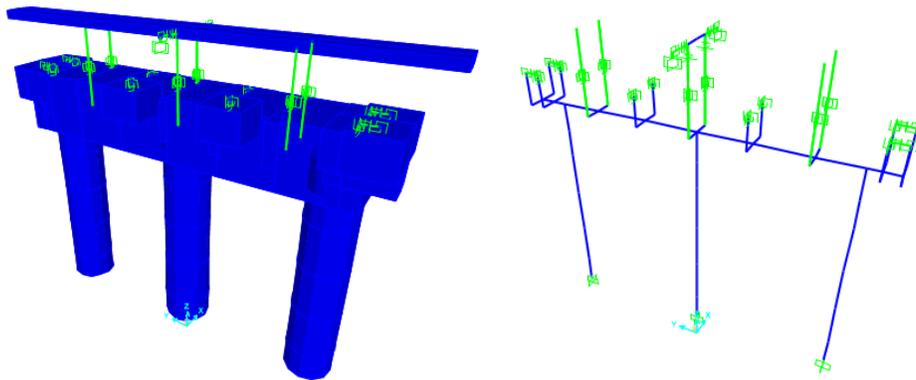


Figura 9-2 Modelo cepa de hormigón armado SAP2000

9.1.2. Columnas

Las columnas parten desde la viga pilote hasta la viga cabezal, alcanzando entre 3,3 y 4,9 metros de altura. Las columnas son de sección circular con un diámetro de 1,2 metros.

En el modelo estas se ingresan con las dimensiones:

Diámetro: 1,2m

Altura: 4,9m

Separación: 3,6m

A una altura de 0,6895 metros se ingresa una rótula plástica, cuyas propiedades serán detalladas en este mismo capítulo.

9.1.3. Viga cabezal

La viga cabezal recibe la carga del tablero y la distribuye a las tres columnas hacia la fundación de la cepa. La viga cabezal se diseña con las siguientes dimensiones:

Ancho: 1,5m

Espesor: 1,7m

Largo: 1,3m

9.1.4. Rótulas plásticas

Las rótulas son diseñadas a partir de fibras. Se consideran propiedades de hormigón confinado y no confinado de acuerdo con los métodos propuesto por Mander en 1998. El largo de la rótula plástica se define según las ecuaciones de Priestley et al. (2007):

$$L_p = k \cdot L + 0,022 \cdot f_y \cdot d_{bl} \geq 2 \cdot 0,022 \cdot f_y \cdot d_{bl} \quad (9.1)$$

$$k = 0,2 \cdot \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0,08 \quad (9.2)$$

Donde:

L : Largo de la columna

f_y : Tensión de fluencia del acero

d_{bl} : Diámetro de las barras longitudinales de refuerzo de la columna

f_u : Tensión última del acero

En la Figura 9-3 se observa la sección de una columna modelada con fibras de acero para las barras de acero y fibras de hormigón para el comportamiento del concreto. Se

destacan en amarillo las barras más traccionadas en el sentido transversal y lateral. El comportamiento individual de estas barras en la rótula será comparado con el comportamiento ante flexión de la columna en total.

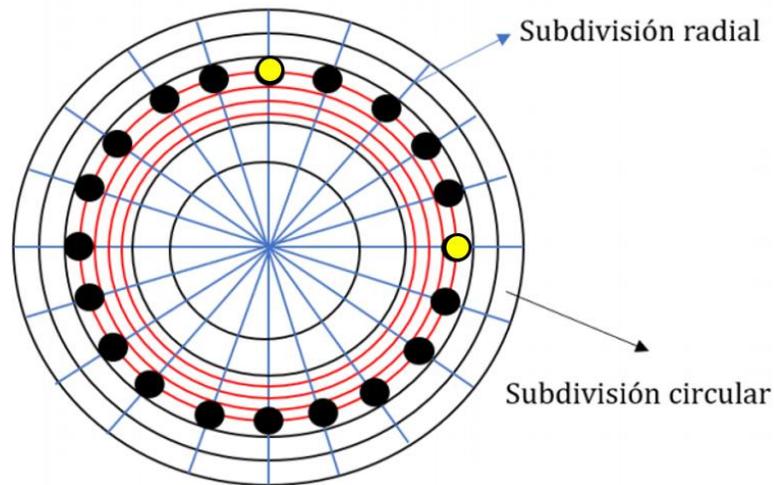


Figura 9-3 Modelo de fibra en columnas (Bravo Caba, 2020)

La altura de las rótulas plásticas en las columnas varía entre 0,56 m y 0,70 m desde el suelo de fundación y su largo es de 0,6895m. En cada rótula se definen fibras de acero y de hormigón, las cuales irán modificándose de acuerdo con el avance de corrosión. En total, se ingresan 20 fibras de acero y 180 de hormigón.

Para evaluar el comportamiento de una cepa de hormigón armado ante el avance de corrosión, se modifican las propiedades de las fibras de acero y de hormigón, de acuerdo con las tablas: Tabla 8-4 y Tabla 8-5. En el Anexo E: Ingreso de Propiedades de SAP2000 se muestran los ingresos de propiedades al modelo en el programa SAP2000 en su versión 21.

9.1.5. Tablero

El tablero no se modela en SAP2000, sin embargo, se considera un apoyo elástico en donde llega el tablero congruente con la rigidez de éste. Este apoyo se modela con una constraint, lo cual permite imponer misma deformación y aceleración a lo largo del apoyo. Con esto, se permiten desplazamientos verticales y horizontales, pero no torsiones ni deformaciones diferenciales dentro del mismo frame. Lo anterior permite un análisis lateral y transversal de la cepa considerando la rigidez y movimiento del tablero. Adicionalmente, se aplica una carga distribuida sobre la cepa correspondiente a la masa del tablero.

Rigidez apoyo : 3948000 kN/m

Fuerza distribuida : 4148 kN

9.1.6. Elastómeros

“Los apoyos elastoméricos (o elastómeros) de puentes corresponden a placas de acero embebidas en un volumen de goma, cuya función es aumentar la resistencia vertical y evitar deformaciones excesivas en el sentido transversal del puente. El rol de los elastómeros es fundamental en el comportamiento estructural de los puentes ya que se encargan de transmitir los esfuerzos entre la superestructura y subestructura frente a las diferentes demandas a las que se ve sometido el puente, distribuyendo de esta forma los esfuerzos de corte hacia las cepas y los estribos” (Bravo Caba, 2020).

La cepa cuenta con 8 elastómeros del tipo friccional. Estos sirven de apoyo a las vigas longitudinales y a las cepas o estribos. Cumplen una función de apoyo de la superestructura. Estos se ubican al extremo de la viga cabezal y a 1,3 metros del centro hacia la derecha e izquierda.

La modelación de este elemento se lleva a cabo considerando los resultados de la investigación de fricción de elastómeros llevada a cabo por Steelman y las ecuaciones bilineales indicadas por la AASHTO (2017). Las características, ecuaciones y otras dimensiones de esta conexión pueden ser revisadas en la publicación de Fernando Bravo Caba (2020). En la Figura 9-4 se observa el comportamiento bilineal del elastómero. La pendiente K_{le} está calculada a partir de las indicaciones de la AASHTO (2017), mientras que la fuerza F_{ye} se calcula con ayuda de los resultados de la fricción μ_e obtenidos por (Steelman et al., 2013).

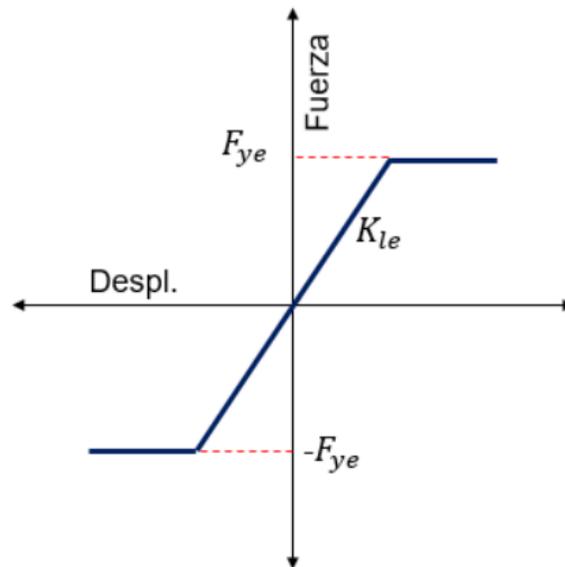


Figura 9-4 Fuerza vs desplazamiento bilineal de elastómeros (Bravo Caba, 2020)

9.1.7. Rellenos

Shamsabadi et al. (2007) estudia el comportamiento de puentes ante demandas sísmicas, en donde desarrolla un modelo sobre la falla de presión pasiva del relleno en estribos. Este modelo asume una superficie de falla con forma de espiral logarítmica que luego corrobora con ensayos experimentales realizados en estribos (Bravo Caba, 2020).

En la Figura 9-5 se observa el comportamiento logarítmico del relleno pasivo ante desplazamientos horizontales. Este comportamiento se ve reflejado en las curvas Pushover graficadas en el capítulo 9.3 de este documento.

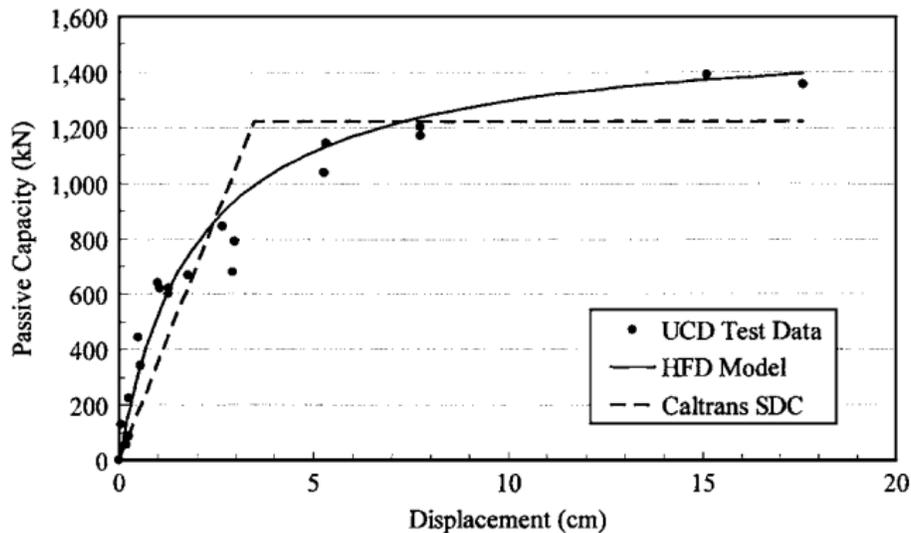


Figura 9-5 Capacidad del relleno pasivo vs desplazamiento (Shamsabadi et al., 2007)

Los estribos presentes en la cepa generan un empuje pasivo que trabaja únicamente en sentido longitudinal. Este elemento se encuentra a los extremos de la viga cabezal, por lo cual cada elemento resiste la mitad de la capacidad última (Bravo Caba, 2020). Se modela utilizando un GAP, desde el cual se incorpora un desplazamiento relativo inicial de 12,5 cm para el cual el relleno no trabaja. Luego, al avanzar el desplazamiento, el relleno

comienza a trabajar, generando un empuje pasivo. El relleno permite distribuir los esfuerzos y deformaciones de las cepas a lo largo del puente, por lo cual parte de la carga llega a la base de la cepa estudiada y el resto llega al resto de la estructura.

9.1.8. Topes Sísmicos

Los topes sísmicos se diseñan en el sentido transversal de la cepa, restringiendo el desplazamiento en esa dirección. Estos se complementan con la presencia de un GAP de 5 centímetros de largo, el cual impone un desplazamiento relativo mínimo para el cual el tope comienza a funcionar. De esta forma, el tope sísmico restringe desplazamientos sólo para deformaciones mayores a 5 cm en el sentido transversal. Por cada cepa del puente Águila Norte se incluyen 2 topes sísmicos, uno a cada costado. Para mayores definiciones, se sugiere una lectura de Fernando Bravo Caba (2020).

Los valores ingresados al modelo siguen una modificación al comportamiento estudiado por Megally et al. (2002). Esta modificación es propuesta por (Goel & Chopra, 2008), desde la cual se definen 4 desplazamientos. El primer desplazamiento corresponde al GAP de 5 centímetros.

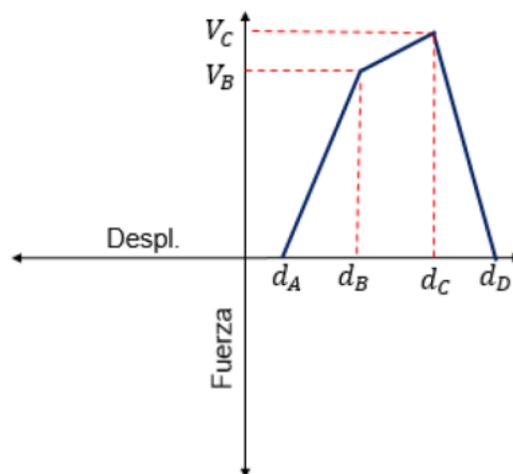


Figura 9-6 Curva Esfuerzo deformación Topes Sísmicos (Llaves de Corte) (Bravo Caba, 2020)

El comportamiento del tope sísmico observado en la Figura 9-6 es similar al de una viga ante tracción. Inicialmente (d_a a d_b) el acero no supera el límite elástico, mientras que el hormigón comienza a fisurarse. Luego, en la zona intermedia (d_b a d_c), el acero supera su límite elástico y comienza a plastificarse, mientras que el hormigón ya no aporta mayor resistencia. Debido a lo anterior, la pendiente de la resistencia disminuye. Finalmente, en el intervalo de d_c a d_d , el acero termina de plastificarse, alcanzando su esfuerzo último, por lo cual el elemento ya no aporta mayor resistencia a la estructura.

9.1.9. Barras Antisísmicas

Las barras antisísmicas se encargan de conectar la superestructura con las cepas y estribos (Bravo Caba, 2020). Dentro de las mayores solicitaciones a este elemento se encuentra el levantamiento del tablero. Al diseñar las barras antisísmicas, se considera tanto la aceleración del suelo como la del tablero, con el propósito de calcular la resistencia a flexión requerida. En la publicación de (Hube et al., 2017) también se destaca una participación de las barras antisísmicas para una contención lateral.

En la cepa modelada del puente Águila Norte, la viga cabezal cuenta con seis barras antisísmicas. Estas corresponden a barras de acero de 22mm de diámetro dentro de un tubo de PVC que conecta a la viga cabezal con el tablero, alcanzando 2,7 metros de largo. El tubo de PVC proporciona protección ante golpes y corrosión, evitando la exposición a la intemperie y travesaños (Bravo Caba, 2020).

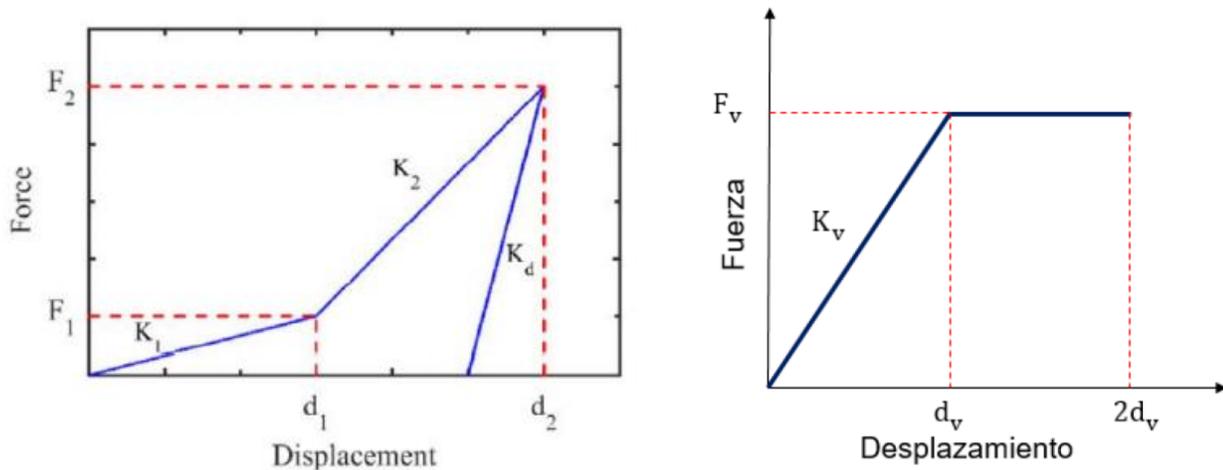


Figura 9-7 Respuesta Transversal y Vertical Barras Antisísmicas (Bravo Caba, 2020)

En la Figura 9-7 se observa que el modelo transversal de las barras antisísmicas es bilineal. El comportamiento comienza con una leve pendiente correspondiente a la sollicitación a flexión, la cual luego aumenta a una mayor pendiente propia de un comportamiento a tracción del acero. Para el sentido vertical se observa un comportamiento perfectamente plástico del acero luego de sobrepasar el límite de fluencia.

9.1.10. Elementos rígidos

Con el objetivo de mantener las distancias entre los centros de gravedad de los elementos a diseñar, se incluyen elementos rígidos que transmiten directamente los esfuerzos y momentos de un elemento a otro. Este elemento rígido es necesario para el diseño de traspaso de fuerzas de la viga cabezal a las tres columnas de la cepa.

9.1.11. Deformaciones

Con el objetivo de comprobar un comportamiento esperado de la estructura, se realiza el análisis de un caso de prueba con el espectro tiempo de historia correspondiente al de San Fernando del año 2013. Tanto para un sismo en dirección longitudinal como transversal se observa que los deformaciones y resultados parciales obtenidos son coherentes con los ingresos de los parámetros.

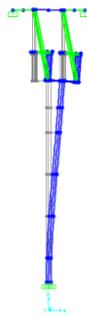


Figura 9-8 Desplazamiento máximo longitudinal registro 13

En esta vista se observa el comportamiento del tope sísmico, el cual comienza a funcionar cuando las deformaciones superan el valor del GAP.

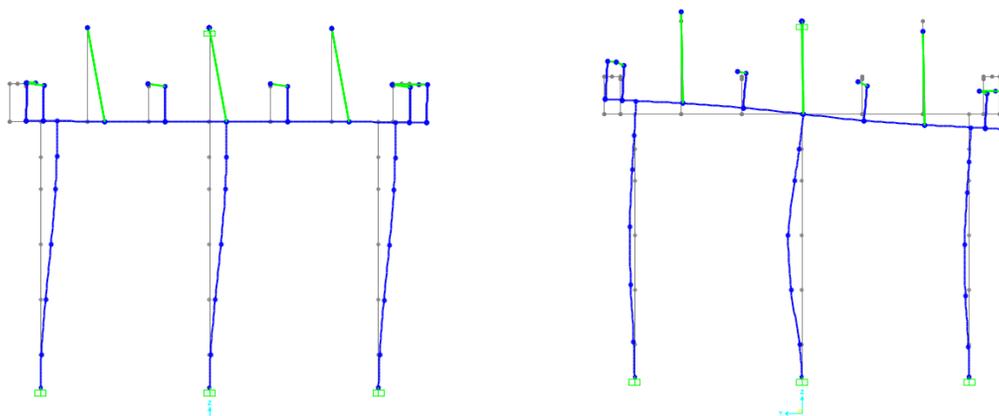


Figura 9-9 Desplazamiento máximo transversal y vertical registro 13

9.2. Registros Tiempo-Historia

Los registros tiempo historia consisten en registros sintéticos de aceleraciones que fueron obtenidos a partir de estudios de amenaza sísmica por parte de Castro (2020) para el análisis del puente Águila Norte según las diversas fuentes sismogénicas (interplaca, intraplaca y cortical), las condiciones de sitio (se empleó propagación con el programa DEEPSOIL) y sismos de diseño utilizando GMPE (de Montalva e Idini) para caracterizar el espectro objetivo en el lugar de emplazamiento del puente. Una vez definido el espectro objetivo para las condiciones sismogénicas del sitio se emplea la técnica de “spectral matching”, para generar registros de aceleraciones sintéticos compatibles con un pseudo espectro de aceleraciones de interés (Castro Aguayo, 2020) y utilizando varios registros semillas seleccionados a partir de registros en roca para las diferentes condiciones sismogénicas del lugar.

En consecuencia, para cada par de registros semillas se generan dos registros sintéticos espectro compatibles en direcciones ortogonales entre sí. El estudio y recopilación de los registros tiempo-historia se ha llevado a cabo en el Estudio de Amenaza Sísmica del Puente Águila Norte, realizado por Rafael Castro el año 2020. En total, se trabaja con 24 par de registros sísmicos.

En la siguiente figura se grafica el registro n°13 correspondiente al registro sintético del sismo ocurrido en San Fernando. Se observa que alcanza una aceleración máxima cercana a los 0,35 [g]. La aceleración máxima corresponde al valor de PGA (Peak Ground Acceleration).

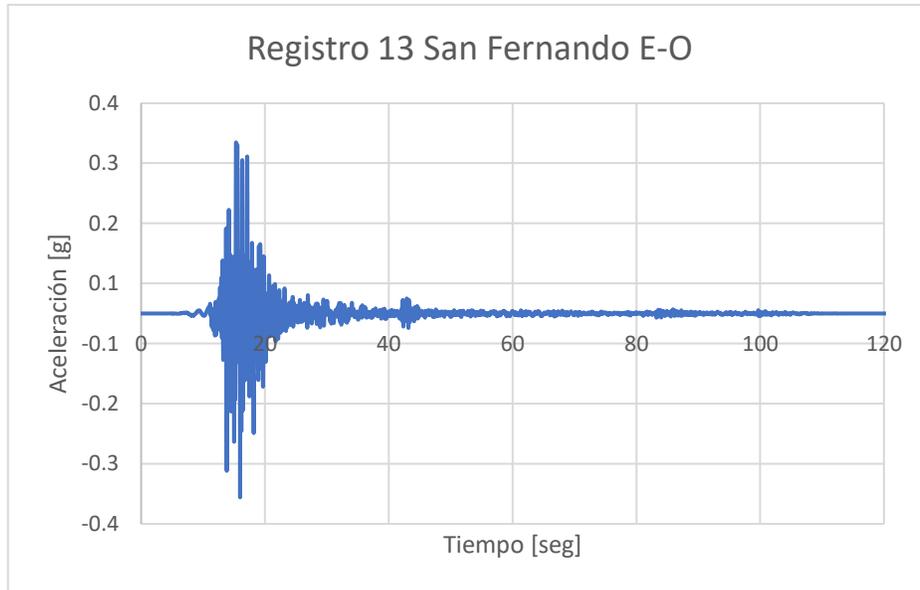


Figura 9-10 Gráfico Registro N°13 San Fernando

Se realiza un análisis incremental dinámico a partir de los registros sintéticos (IDA), cada registro se escala a partir de su valor espectral asociado al modo fundamental del puente en dirección transversal ($T_y = 0,67$ s) y longitudinal ($T_x = 0,73$ s). La escala se realiza desde $0.1[g]^1$ hasta los $2[g]$ con intervalos de $0.1[g]$ de incremento. En total, a partir de cada registro, se generan 20 nuevas versiones escaladas para cada dirección de análisis.

Finalmente, para cada resultado de desplazamiento, fuerza y curvatura, se obtienen 480 registros por dirección, resultando en un total de 960 casos tiempo-historia a analizar (para cada estado de corrosión). Es decir, se consideran 24 registros (en cada dirección) asociado a las diversas demandas espectrales para construir la curva de fragilidad a partir de análisis incremental dinámico. Para mayor detalle de la recopilación y escalamiento de los registros se sugiere revisar a Castro, 2020.

¹ [g]=aceleración de gravedad=9,8 m/s²

9.3. Análisis Pushover

El análisis Pushover consiste en modelar la estructura ante desplazamientos laterales (longitudinales o transversales) utilizando un modelo no-lineal, con el objetivo de estudiar la respuesta inelástica del sistema en forma aproximada y entender cómo trabajan cada componente en forma secuencial. Esto implica que se tiene conocimiento del estado de los elementos que conforman la estructura ante cada desplazamiento, hasta alcanzar el máximo desplazamiento impuesto. A medida que se aumentan los desplazamientos, los elementos estructurales se comportan en forma no-lineal en forma secuencial.

Para llevar a cabo este análisis se aumenta el desplazamiento gradualmente sobre la estructura (control de desplazamiento), para analizar el comportamiento inelástico de componentes y respuestas globales como la reacción basal o la fuerza necesaria para generar el desplazamiento especificado (González, 2017). A partir de la curva de capacidad obtenida en el análisis push-over se puede entender el comportamiento del sistema y con ello definir desplazamientos críticos que indican el cambio del comportamiento. Estos luego se relacionan a diversos niveles de desempeño utilizados para construir las curvas de fragilidad.

El comportamiento de cepas de hormigón ante cargas sísmicas puede ser inelástico, por lo cual, se captura y expresa la respuesta no lineal definiendo correctamente las condiciones de la rotura plástica en la base caracterizando el comportamiento a través de un modelo de fibras (sección 9.1.4) de las barras de refuerzo y del hormigón confinado y no confinado. Además, los elementos estructurales que suelen experimentar mayores niveles de corrosión son los niveles inferiores de las columnas al estar expuestas a un ambiente mas abrasivo. El comportamiento plástico de la columna puede describirse en forma distribuida o de forma concentrada, siendo el último modelo el empleado según las

características disponibles en el programa SAP2000. Como resultado del análisis push-over, se logra obtener un gráfico de carga vs desplazamiento (Poluraju, 2011).

En la siguiente figura se observan 4 gráficos que describen el comportamiento de las columnas ante los desplazamientos graduales que son impuestos desde el tablero.

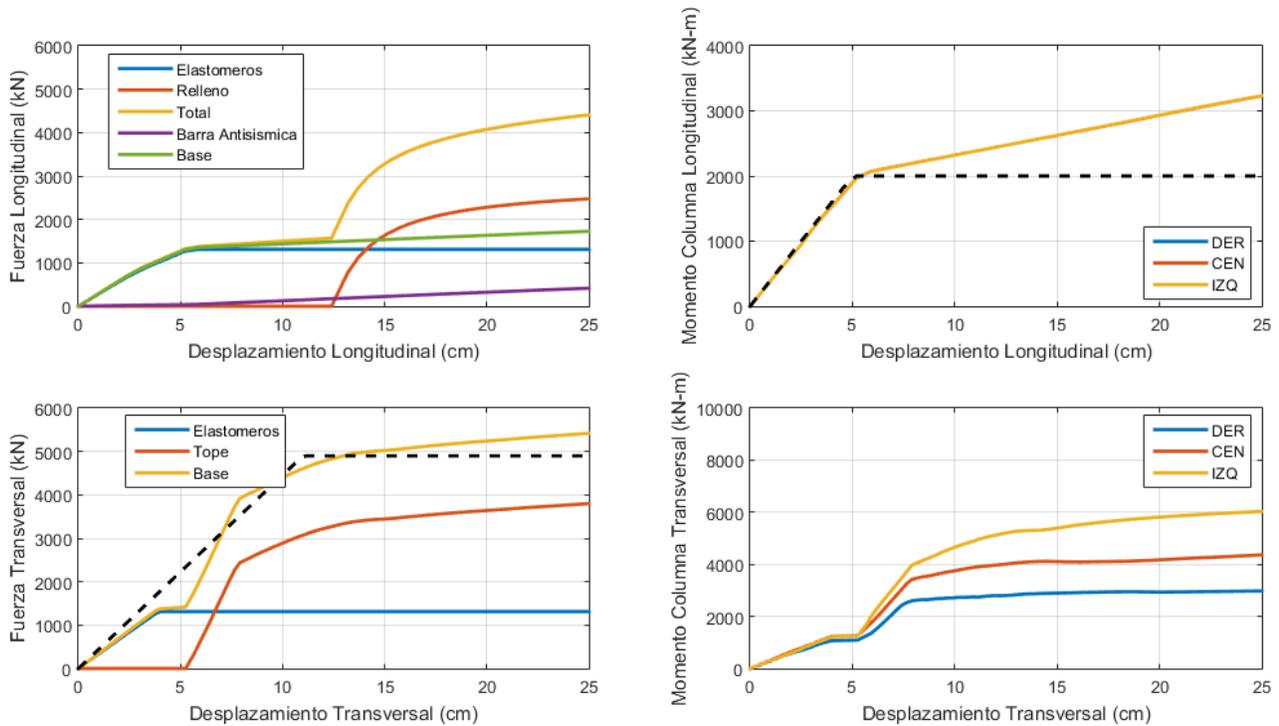


Figura 9-11 Gráficos Pushover desplazamiento impuesto en el Tablero 0%Corrosión

En el primer gráfico (Fuerza vs Desplazamiento Longitudinal) se observa:

- En un comienzo, los elastómeros trabajan de forma elástica. Los rellenos aún no comienzan a participar, y las barras antisísmicas incorporan muy poca carga, por lo cual la fuerza percibida en la base es casi idéntica que la fuerza de los elastómeros.

- Justo antes de los 5 cm se observa cómo los elastómeros dejan de trabajar de forma elástica y comienzan a deslizarse por fricción, sin aportar carga adicional ante mayor desplazamiento. En este rango, entre 5 y 12 cm, se genera una meseta donde se observa que el único incremento de resistencia está dado por la participación de las barras antisísmicas.
- A partir de los 12 centímetros, comienza a trabajar el relleno. Se vuelve visible el aumento hiperbólico de resistencia que añade el relleno al incrementar el desplazamiento de la superestructura.
- En este gráfico se aprecia cómo el relleno al tomar carga luego de alcanzado el desplazamiento de 12 cm, este evita el movimiento excesivo de la superestructura, por otra parte, la carga transferida a la infraestructura se mantiene constante e igual a la capacidad a fricción de los elastómeros (más el efecto marginal de las barras antisísmicas). Es importante ya que muestra que en el sentido longitudinal no alcanzan a fluir en totalidad las columnas debido a que la carga queda generada a la infraestructura es limitada por la capacidad de los elastómeros y por otra parte los rellenos se encargan de evitar mayores desplazamientos longitudinales. Se observa que los elastómeros proporcionan una gran ductilidad (debido a fricción) cuando la superestructura es sujeta a un movimiento longitudinal.

En el gráfico de desplazamiento transversal se observa:

- Inicialmente se ve un comportamiento elástico dado por la respuesta de los elastómeros. La fuerza recibida en la base es igual a la resistida por los elastómeros. Este comportamiento se mantiene justo antes de los 5 cm.
- Luego, se observa una meseta justo antes de los 5 cm, donde el elastómero comienza a deslizarse por fricción, manteniendo constante la fuerza de la base.

- A los 5 cm de desplazamiento transversal comienzan a trabajar los topes sísmicos o llaves de corte. La fuerza en la base aumenta ya que los topes sísmicos añaden resistencia y carga a la infraestructura a medida que aumentan los desplazamientos transversales de la superestructura. Se superpone una curva correspondiente a las propiedades ingresadas de los topes sísmicos (Modelo de Goel y Chopra). Se observan los dos cambios de pendiente de la respuesta del tope.
- Se grafica una curva bilineal negra y punteada. Esta corresponde al ajuste bilineal de la curva de la respuesta de la base. Este ajuste permite luego definir los criterios de desempeño de la estructura en función de estados límites definidos en función de la ductilidad (sección 9.4.1), con lo cual se construye la curva de fragilidad relacionada a los desplazamientos de la superestructura.
- En este sentido transversal la cepa trabaja como marco, lo cual añade rigidez y resistencia. Adicionalmente, se observa que los elastómeros proporcionan un aumento en la ductilidad.

En los gráficos de momento vs desplazamiento se observa:

- En el sentido longitudinal las columnas presentan momentos de curvatura similares debido a que ya no hay excentricidad de carga vertical. El desplazamiento monotónico incremental impuesto por el push-over longitudinal afecta con el mismo momento a las 3 columnas (al trabajar como voladizo). La respuesta en este sentido es bilineal, la pendiente cambia cuando el elastómero llega a su fluencia, cercano a los 5 cm.

Se marca con una línea negra y punteada el ajuste bilineal a la curva de momento. Este ajuste bilineal permite luego, obtener los límites y niveles de desempeño de la curva. Estos límites son necesarios para construir la curva de

fragilidad del análisis. Es de mencionar que este criterio no se relacionaría a la ductilidad de las columnas dado que el comportamiento bilineal se refiere a la capacidad de los elastómeros (y barras sísmicas), observándose que no se alcanza a desarrollar el momento plástico de las columnas (3788 kN-m en Figura 9-20).

- En el sentido transversal, las columnas presentan momentos distintos debido a las cargas verticales generada por la respuesta de marco, donde la columna de la derecha experimenta una reducción de la carga vertical y la de la izquierda experimenta un incremento de las cargas verticales. A partir de los 5 cm de desplazamiento comienza a trabajar el tope sísmico, aumentando la rigidez del sistema y traspasando mayores cargas hacia la infraestructura (o la base).

En la siguiente figura se observan 4 gráficos que describen el comportamiento de la cepa al imponer el desplazamiento en el punto central de la viga cabezal.

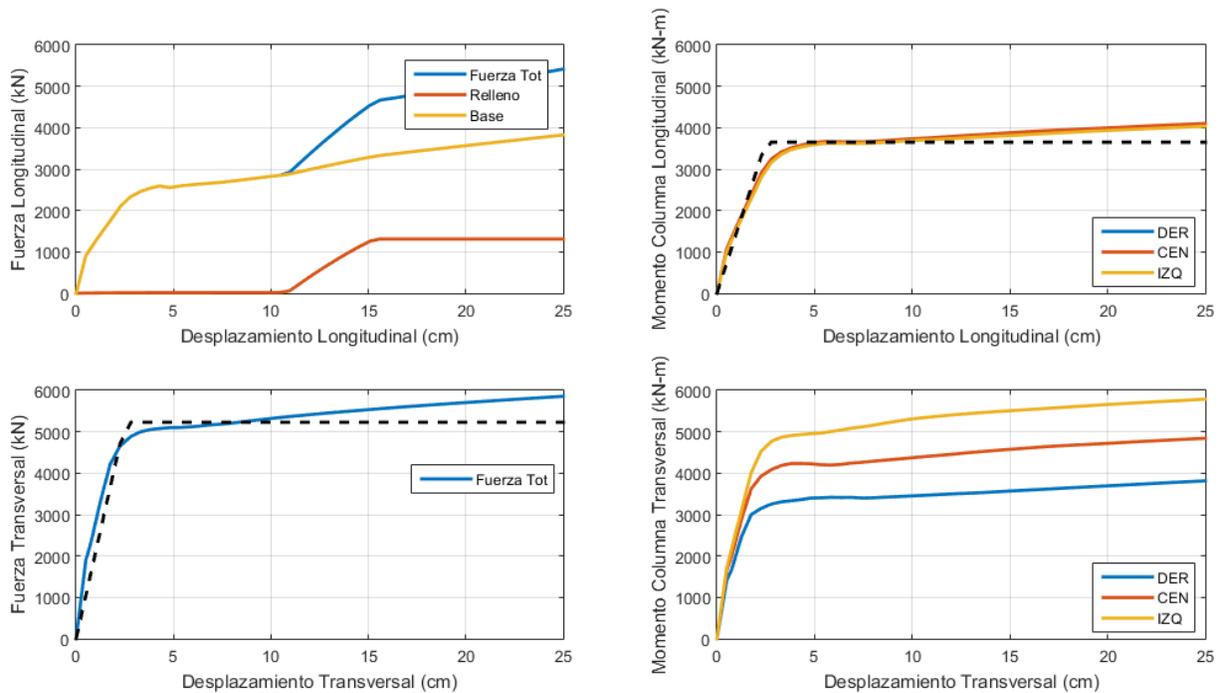


Figura 9-12 Gráficos Pushover Viga Cabezal 0%Corrosión

En el gráfico de Fuerza vs Desplazamiento Longitudinal se observa:

- Hasta justo antes de los 5 cm se genera un comportamiento elástico pronunciado.
- A partir de los 5 cm, la pendiente cambia y la fuerza aumenta levemente con respecto al desplazamiento.
- A partir de los 12 cm se observa que los rellenos comienzan a trabajar de forma elástica, hasta los 16 cm. Esta fuerza no llega a la base, ya que es absorbida por el relleno. La fuerza que llega a la base continúa aumentando en una pendiente leve. Es decir, los rellenos evitan el movimiento excesivo de las cepas, en otras palabras, la cepa se empieza a apoyar en los rellenos a través de los elastómeros.
- A los 16 cm se genera meseta para la fuerza capturada por el relleno que es limitada por la fuerza máxima que pueden traspasar los elastómeros (y barras antisísmicas) a la superestructura.

En el gráfico de Fuerza vs Desplazamiento Transversal se observa:

- Al empujar la viga cabezal en el sentido transversal, se genera una zona elástica hasta los 4 cm aproximadamente.
- A partir de los 4 cm se observa una meseta, la fuerza ya no aumenta en gran medida junto al desplazamiento.
- Este comportamiento en dos partes se captura con un ajuste bilineal, graficado en una línea punteada negra. A partir de este ajuste se obtendrán los niveles de desempeño requeridos para construir la curva de fragilidad.

En los gráficos de Momento vs Desplazamiento se observa:

- En el sentido longitudinal los momentos son iguales. Esto ocurre, debido a que en el sentido longitudinal no se generan excentricidades de carga. Los momentos aumentan al inicio hasta alcanzar los 4 cm de desplazamiento. A partir de los 4 cm hay un cambio en la pendiente, el acero comienza a plastificarse. Este comportamiento se ve aproximado por el ajuste bilineal marcado en negro, el cual luego será utilizado para construir la curva de fragilidad.
- En el sentido transversal sí se generan diferencias entre la columna central y las externas, debido a que la aplicación del desplazamiento es desde la central. Al igual que en el desplazamiento, en esta dirección el cambio de pendiente o fluencia ocurre a los 4cm.

Este tipo de relación entre los elementos graficados se mantiene para el modelo con 10% y 20% de corrosión. Únicamente la fuerza y momento máximo en cada caso va disminuyendo. Entonces, la relación entre las partes se mantiene, pero no se alcanzan los mismos valores.

A continuación, se presentan los resultados para los casos con un 10% y 20% de corrosión.

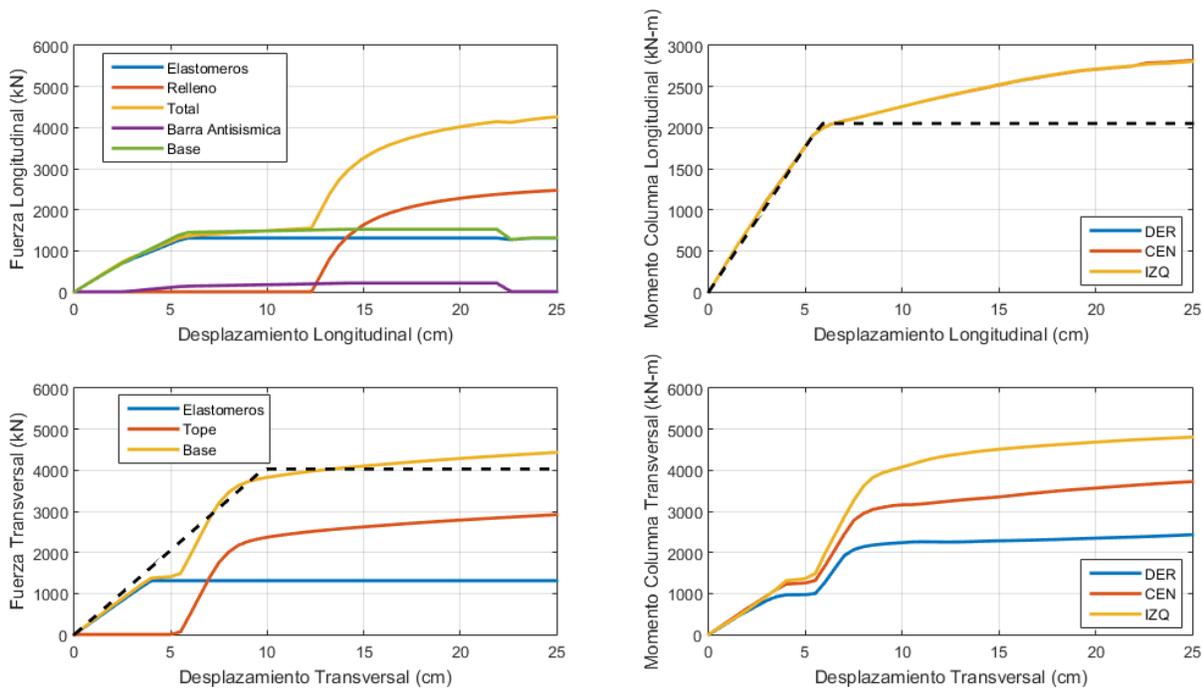


Figura 9-13 Gráficos Pushover desplazamiento impuesto en el Tablero 10%Corrosión

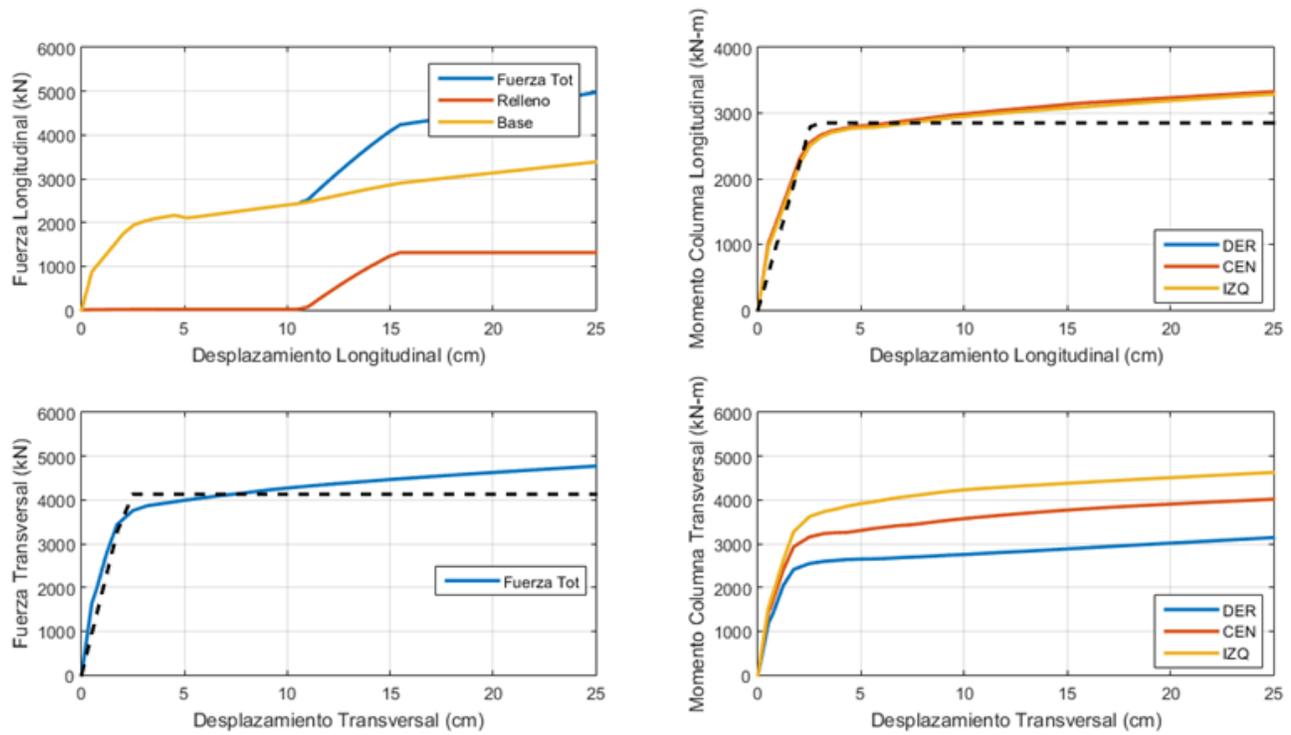


Figura 9-14 Gráficos Pushover Viga Cabezal 10%Corrosión

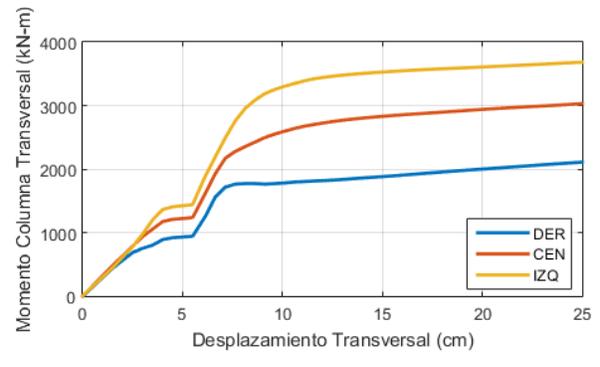
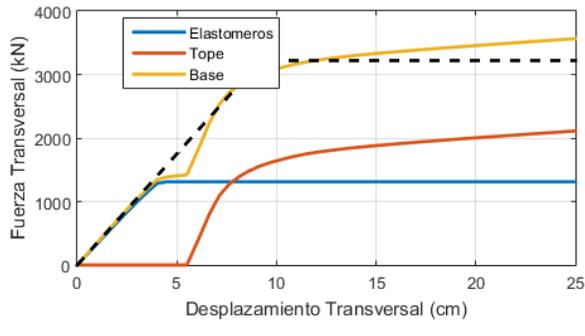
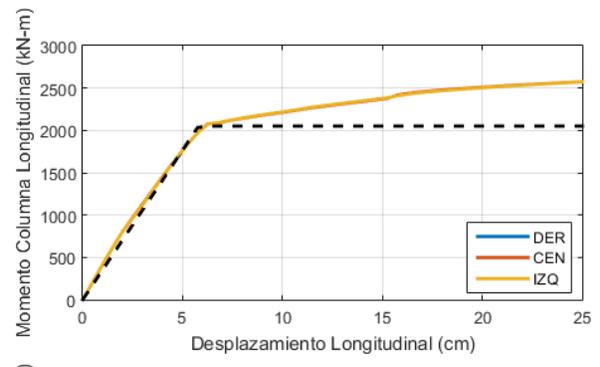
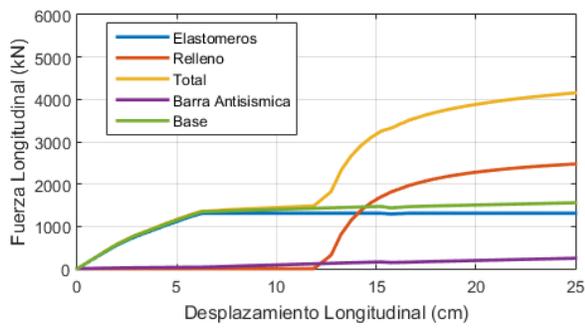


Figura 9-15 Gráficos Pushover Tablero 20%Corrosión

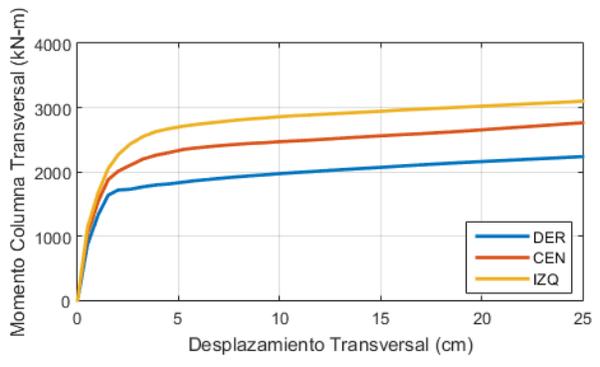
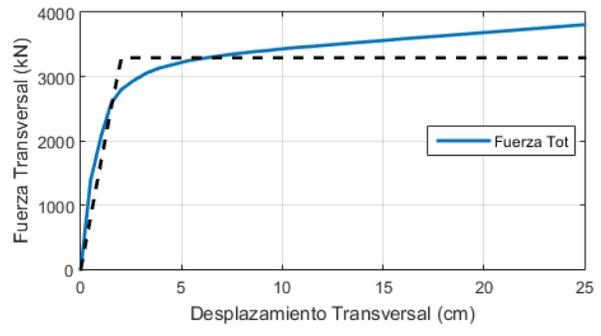
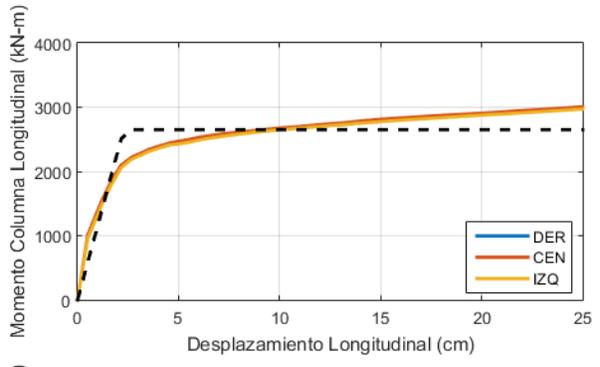
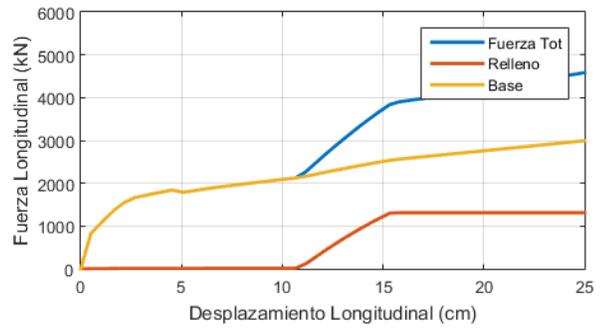


Figura 9-16 Gráficos Pushover Viga Cabezal 20%Corrosión

En las figuras anteriores (Figura 9-17 y Figura 9-18) se grafican las reacciones de fuerza de la base de la cepa para cada estado de corrosión. Para los gráficos de momento se grafica la reacción de la columna derecha. Se observa:

- Para la acción longitudinal, en el gráfico fuerza vs desplazamiento no se alcanza a desarrollar la fluencia de la columna debido a la acción a que la fuerza máxima que se genera es la capacidad a deslizamiento de los elastómeros, por tanto, la corrosión no juega un rol relevante al ser esta capacidad menor al caso de mayor corrosión.
- En el gráfico fuerza vs desplazamiento transversal de la curva de capacidad (Pushover) del tablero se observa el efecto de la corrosión implicando una menor capacidad y resiliencia dado que el tope sísmico es robusto y supera la capacidad de la infraestructura. En consecuencia, se debiera privilegiar utilizar topes sísmicos menos robustos que no generen la respuesta inelástica de la infraestructura (lo cual no es el caso del puente Águila Norte).

A medida que el porcentaje de corrosión aumenta, disminuye la capacidad de momento resistidos por las columnas siendo principalmente influyente en el comportamiento transversal. En este contexto, se concluye que el uso de topes sísmicos menos robustos (pero dúctiles) permitiría mejorar el desempeño sísmico transversal de la cepa.

Estos resultados quedan aún más acentuados cuando se analiza las curvas push-over cuando se genera el desplazamiento en el cabezal. Es de observar que el drift de las columnas o las curvaturas serían equivalentes en términos de definir un parámetro de demanda ingenieril que defina los diversos estados límites que definen los diversos niveles de desempeño de las columnas.

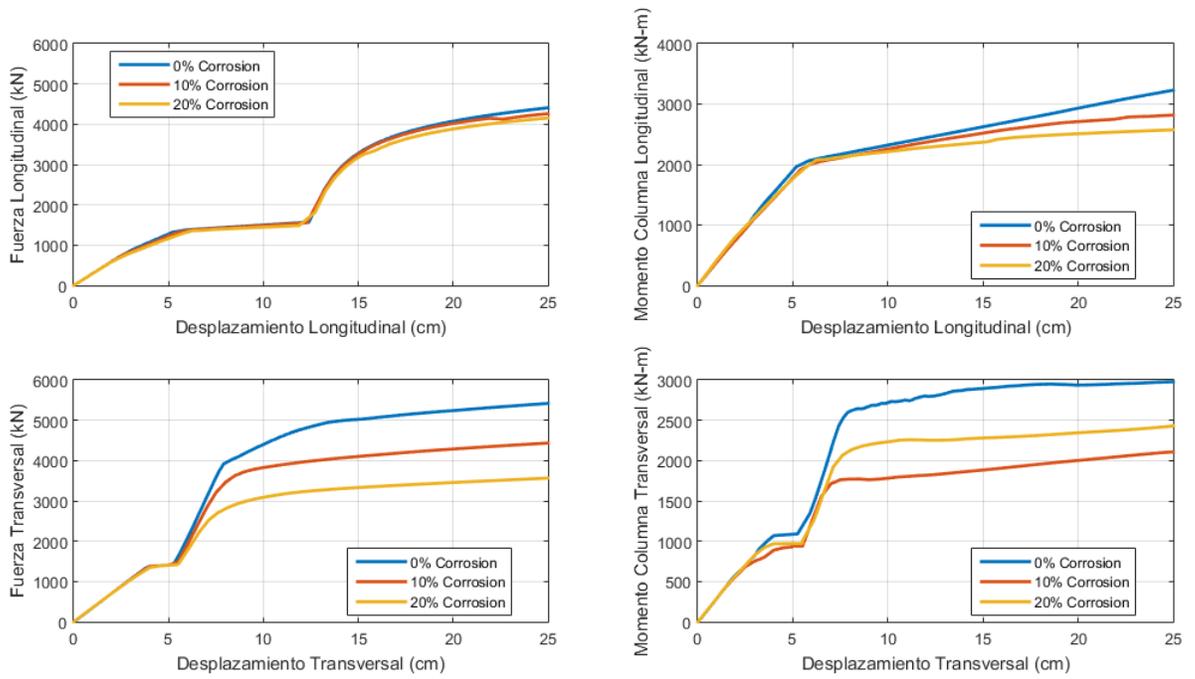


Figura 9-17 Gráficos Resumen Pushover aplicado en el Tablero Corrosión

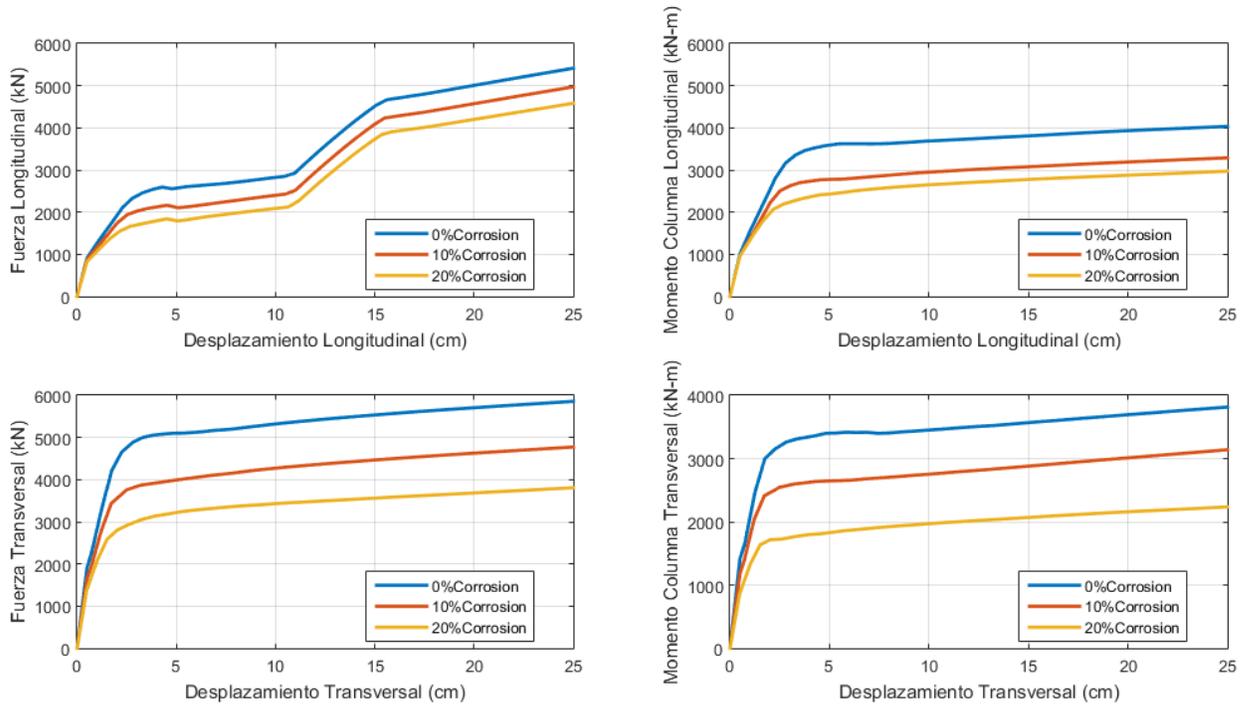


Figura 9-18 Gráficos Resumen Pushover Viga Cabezal Corrosión

En las figuras de la página siguiente (Figura 9-19 y Figura 9-20) se grafican los diagramas momentos v/s curvatura obtenidos del programa en las rótulas para el análisis Pushover. Además, en la Figura 9-3 se presentan los resultados de tensión v/s deformación de las fibras relacionadas a las barras de refuerzo con mayor demanda de deformaciones.

- Ante el desplazamiento longitudinal (PUSHX) del tablero, la columna derecha no alcanza a fluir en su totalidad. Esto ocurre debido a que la carga máxima generada sobre la infraestructura es igual a la capacidad de fricción de los elastómeros más las barras sísmicas. De esta forma el tablero alcanza los desplazamientos impuestos sin aumentar el momento resistido por las rótulas de las columnas.
- Ante el desplazamiento transversal (PUSHY) del tablero, el momento plástico alcanza a desarrollarse. Esto ocurre debido a la presencia de topes sísmicos robustos, los cuales generan una fuerza mayor a la de la fluencia de la cepa.
- En el caso de los desplazamientos longitudinales (PUSHX) y transversales (PUSHY) impuestos en la viga cabezal, la rótula de la columna se desarrolla en su totalidad en ambas direcciones. Esto ocurre debido a que la viga cabezal está directamente conectada a las tres columnas. Los rellenos y elastómeros ayudan apoyando la infraestructura en los rellenos. Al imponer el desplazamiento en el cabezal se puede tener un parámetro de demanda ingenieril que se asocia directamente a las demandas de deformaciones de las columnas.
- En todos los casos se observa que el efecto de la corrosión merma la capacidad de las columnas.

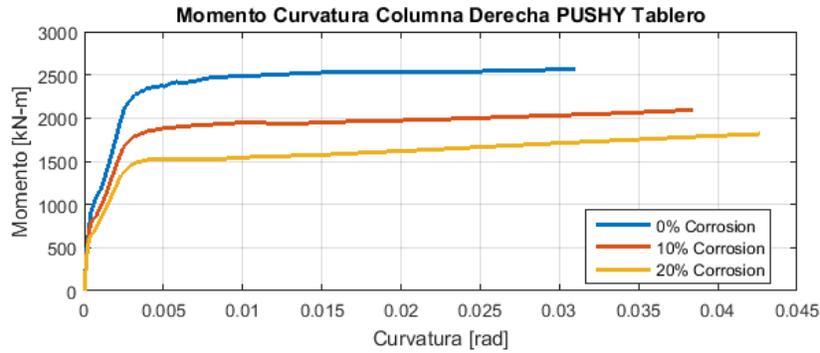
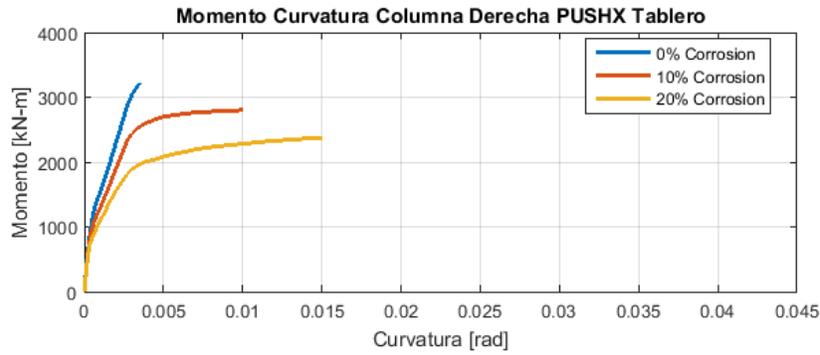


Figura 9-19 Resultados Momento Rótulas Pushover Tablero

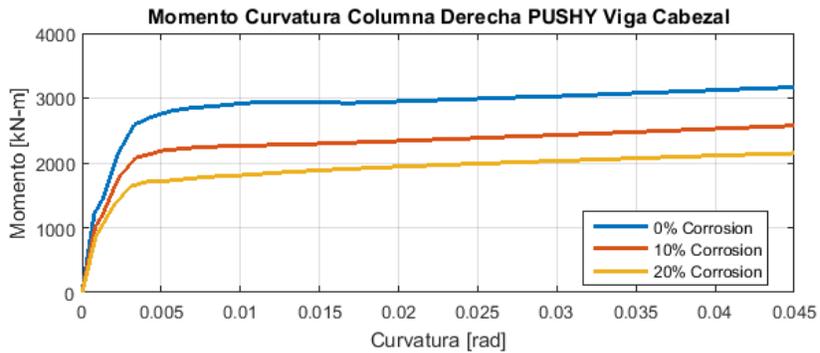
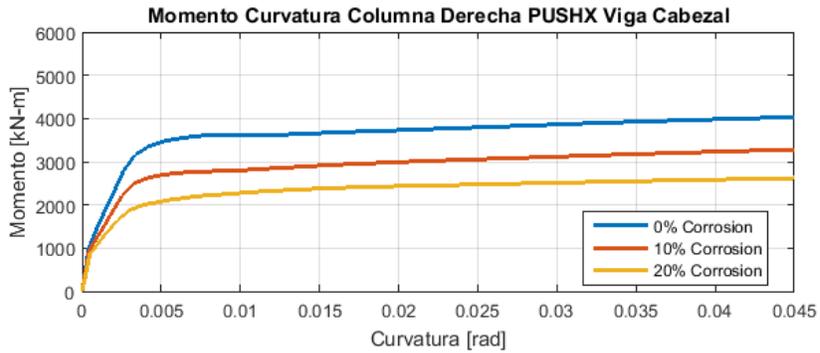


Figura 9-20 Resultados Momento Rótulas Pushover Viga Cabezal

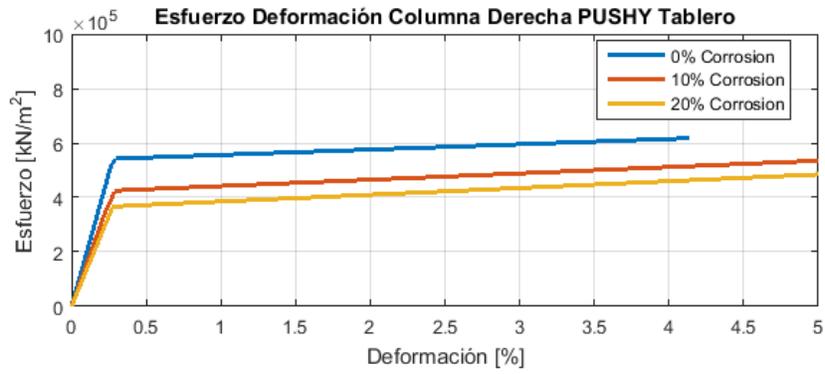
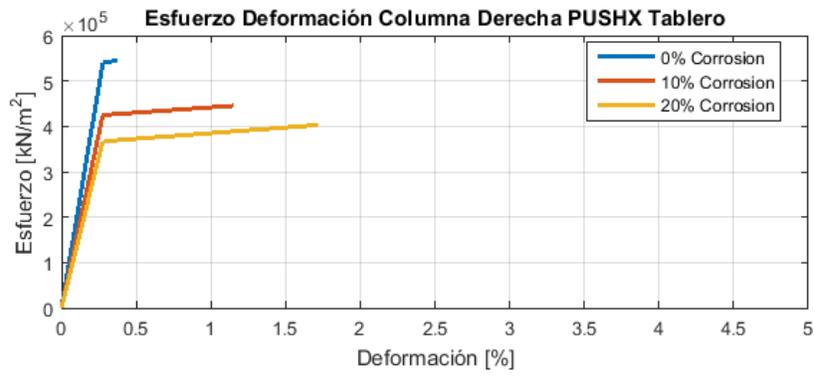


Figura 9-21 Resultados Esfuerzos Rótulas Pushover Tablero

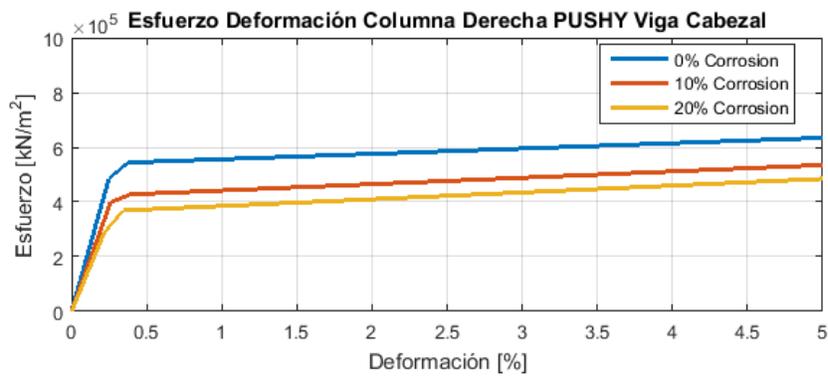
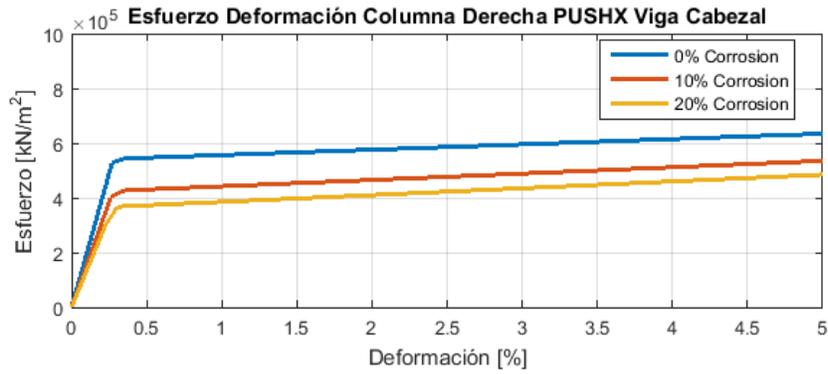


Figura 9-22 Resultados Esfuerzos Rótulas Pushover Viga Cabezal

De las figuras anteriores (Figura 9-21 y Figura 9-22) se tienen las siguientes observaciones:

- Las curvas esfuerzo deformación de los gráficos de Pushover mantienen un comportamiento similar a las curvas momento curvatura.
- En la Figura 9-21 se observa que la fluencia de las fibras más solicitadas de la rótula de la columna derecha es interrumpida debido a l deslizamiento por fricción de los elastómeros (PUSHX) y que se alcanza la plastificación debido a las cargas transversales (PUSHY) de la cepa debido a que los topes son robustos. Al imponer desplazamiento desde el tablero, al traspasar las fuerzas a las columnas existen varios elementos estructurales (rellenos, elastómeros, barras antisísmicas, topes sísmicos) que se comportan en forma inelástica permitiendo disipar la respuesta sísmica los cuales añaden ductilidad al sistema, evitando en parte que las rótulas plásticas de las columnas se gatillen para un caso dinámico. En este sentido, es conveniente escoger elementos que sean dúctiles.
- En la Figura 9-22 se observa que las rótulas plásticas sí alcanzan una mayor fluencia. Esto ocurre debido a que el desplazamiento se impone desde la viga cabezal, la cual transfiere los esfuerzos directamente a las columnas, casi sin ayuda de otros elementos estructurales.

9.4. Construcción Curva de Fragilidad

El desarrollo de información de vulnerabilidad de estructuras a través de curvas de fragilidad es de amplia práctica en el área de ingeniería civil. Se utilizan para describir los cambios del desempeño sísmico de forma probabilística en función de un parámetro de intensidad sísmica (espectro elástico de respuesta en la dirección de análisis), lo cual es útil en los casos que se desea estudiar y combinar distintas condiciones externas sobre la estructura. La evaluación de vulnerabilidad permite tomar decisiones de reforzamiento de puentes, planificar respuestas tempranas ante desastres, estimación de pérdida directa de recursos y evaluación temprana de funcionalidad de carreteras (Karim & Yamazaki, 2003).

El objetivo de una curva de fragilidad es mostrar, probabilísticamente, la vulnerabilidad de una estructura ante distintas intensidades de sismos. La curva de fragilidad marca la zona en la cual se excede el estado límite de la estructura o de sus componentes. Se grafica la probabilidad acumulada de sobrepasar el estado límite en función de la aceleración espectral. En otras variantes de esta curva de fragilidad se puede graficar en función de un índice de intensidad sísmica, para este estudio se ha utilizado el valor espectral para el periodo fundamental en sentido longitudinal y transversal de la superestructura (Shinozuka et al., 2000).

9.4.1. Criterios de Desempeño

A continuación, se tabulan los niveles de daño obtenido a partir de las curvas Pushover analizadas anteriormente. Los valores permiten distinguir el nivel de daño en el que se encuentra la columna ante cada desplazamiento, momento y curvatura que alcanza. Se utilizan desplazamientos como índices de desempeño sísmico (EDP). Esto construye los estados límites con el cual luego se logra determinar la probabilidad de superar diversos niveles de desempeño de la cepa de hormigón armado. Se consideran las ductilidades estudiadas por Billah & Alam (2015), cuyos valores se indican en la siguiente tabla traducida por Meneses et al (2021).

Parámetro de demanda	Leve (1)	Moderado (2)	Severo (3)	Colapso (4)
<i>Ductilidad de desplazamiento (μ)</i>	1,00	1,22	1,78	4,80

Tabla 9-1 Estados límite para ductilidad en columnas (Meneses et al., 2021)

A partir de las ductilidades de la Tabla 9-1 se calculan los niveles de daño con la siguiente ecuación:

$$d_i = d_y \cdot \mu_i \quad (9.3)$$

Donde:

d_i : desplazamiento para nivel de daño i

d_y : desplazamiento al que ocurre la fluencia, obtenido a partir de curva

Pushover

μ_i : ductilidad al nivel de daño i

Para cada elemento, en cada dirección y para cada tipo de análisis Pushover (desde tablero y desde viga cabezal) se determina un desplazamiento al cual ocurre la fluencia. Para obtener este desplazamiento se utiliza el ajuste bilineal graficado en negro punteado en los gráficos Pushover (graficados en sección 9.3). En las siguientes tablas se tabula el criterio o índice de desempeño sísmico (EDP) de columnas, elastómeros y topes sísmicos.

	Nivel de daño Leve [cm]	Nivel de daño Moderado [cm]	Nivel de daño Severo [cm]	Nivel de daño Último [cm]
<i>Desplazamiento Longitudinal 0%</i>	18,74	22,86	33,36	89,95
<i>Desplazamiento Transversal 0%</i>	7,41	9,04	13,18	35,55
<i>Desplazamiento Longitudinal 10%</i>	10,93	13,34	19,46	52,48
<i>Desplazamiento Transversal 10%</i>	7,01	8,55	12,47	33,64
<i>Desplazamiento Longitudinal 20%</i>	5,75	7,02	10,24	27,60
<i>Desplazamiento Transversal 20%</i>	6,63	8,09	11,80	31,83

Tabla 9-2 Niveles de daño Desplazamiento Tablero

	Nivel de daño Leve [cm]	Nivel de daño Moderado [cm]	Nivel de daño Severo [cm]	Nivel de daño Último [cm]
<i>Desplazamiento Longitudinal 0%</i>	2,28	2,79	4,07	10,96
<i>Desplazamiento Transversal 0%</i>	1,75	2,14	3,12	8,41
<i>Desplazamiento Longitudinal 10%</i>	2,13	2,59	3,78	10,20
<i>Desplazamiento Transversal 10%</i>	1,73	2,10	3,07	8,28
<i>Desplazamiento Longitudinal 20%</i>	2,16	2,63	3,84	10,36
<i>Desplazamiento Transversal 20%</i>	1,52	1,85	2,70	7,27

Tabla 9-3 Niveles de daño Desplazamiento Viga Cabezal

	Nivel de daño Leve [kNm]	Nivel de daño Moderado [kNm]	Nivel de daño Severo [kNm]	Nivel de daño Último [kNm]
<i>Momento Longitudinal 0%</i>	2886	3521	5137	13852
<i>Momento Transversal 0%</i>	1953	2383	3477	9376
<i>Momento Longitudinal 10%</i>	2386	2912	4248	11455
<i>Momento Transversal 10%</i>	1391	1697	2476	6677
<i>Momento Longitudinal 20%</i>	1697	2070	3020	8144
<i>Momento Transversal 20%</i>	1084	1323	1930	5204

Tabla 9-4 Niveles de daño Momentos Columna Tablero

	Nivel de daño Leve [kNm]	Nivel de daño Moderado [kNm]	Nivel de daño Severo [kNm]	Nivel de daño Último [kNm]
<i>Momento Longitudinal 0%</i>	3161	3857	5627	15175
<i>Momento Transversal 0%</i>	2128	2596	3787	10213
<i>Momento Longitudinal 10%</i>	2227	2716	3963	10688
<i>Momento Transversal 10%</i>	1804	2200	3211	8658
<i>Momento Longitudinal 20%</i>	1636	1996	2912	7853
<i>Momento Transversal 20%</i>	1325	1617	2359	6361

Tabla 9-5 Niveles de daño Momentos Columna Viga Cabezal

Para obtener el criterio de desempeño ante curvaturas, se utilizan los datos de deformación límite del acero de refuerzo de las columnas de la cepa de hormigón. Con esto, se encuentra el paso de Pushover (Step) al cual ocurren los distintos niveles de daño. Las deformaciones límite son las indicadas en las tablas: Tabla 8-3 y Tabla 8-4. Para pasar de rotaciones a curvatura se divide el valor de la rotación por el largo de la rótula, el cual corresponde a 0,6895 metros según la ecuación (9.1). El resultado se tabula en unidades rad/m en la Figura 9-6.

	Nivel de daño Leve [rad/m]	Nivel de daño Moderado [rad/m]	Nivel de daño Severo [rad/m]	Nivel de daño Último [rad/m]
Curvatura Longitudinal 0%	0,0040	0,0048	0,0071	0,0191
Curvatura Transversal 0%	0,0037	0,0045	0,0121	0,0175
Curvatura Longitudinal 10%	0,0039	0,0048	0,0070	0,0190
Curvatura Transversal 10%	0,0036	0,0044	0,0064	0,0172
Curvatura Longitudinal 20%	0,0039	0,0048	0,0070	0,0188
Curvatura Transversal 20%	0,0034	0,0041	0,0060	0,0163

Tabla 9-6 Niveles de daño Curvatura Columna Tablero

	Nivel de daño Leve [rad/m]	Nivel de daño Moderado [rad/m]	Nivel de daño Severo [rad/m]	Nivel de daño Último [rad/m]
Curvatura Longitudinal 0%	0,0049	0,0059	0,0087	0,0234
Curvatura Transversal 0%	0,0048	0,0058	0,0085	0,0228
Curvatura Longitudinal 10%	0,0048	0,0059	0,0085	0,0230
Curvatura Transversal 10%	0,0047	0,0057	0,0083	0,0225
Curvatura Longitudinal 20%	0,0044	0,0053	0,0078	0,0210
Curvatura Transversal 20%	0,0044	0,0054	0,0078	0,0211

Tabla 9-7 Niveles de daño Curvatura Columna Viga Cabezal

9.4.2. Resultados

Los resultados se entregan en dos gráficos por tipo de respuesta (desplazamiento, momento, curvatura). El primer gráfico consiste en indicar el valor de la respuesta en función de la demanda espectral ($S_a(T_L)$ o $S_a(T_T)$). Se observan muchos puntos ubicados a 0,2[g] entre sí. Estos puntos corresponden a los resultados del modelo a partir de los registros sísmicos escalados a esa demanda de aceleración espectral. Por cada avance en 0,2[g] se grafican 24 nuevos puntos. Horizontalmente, se pueden observar líneas que marcan los distintos niveles de daño indicados en las tablas del capítulo 9.4.1. A partir de la cantidad de resultados que superan esos niveles se puede calcular la probabilidad de colapso en forma discreta. Para calcular la probabilidad se utilizan los datos discretos obtenidos en la siguiente ecuación:

$$P[EDP \geq LS(IM)] = \frac{n_i}{N} \quad (9.4)$$

Donde:

EDP : Índice de desempeño sísmico (ductilidad de columnas)

LS : Límite de daño (Niveles de daño)

IM : Medida de intensidad (Registros sísmicos escalados en 0,1g de intervalo)

n_i : Número de registros que superan el límite de daño

N : Cantidad total de registros (24)

El segundo gráfico indica la probabilidad de excedencia acumulada en función del parámetro de intensidad sísmica (valor del espectro). Las curvas más a la izquierda se asocian a estados de daño bajo y los más a la derecha a estados límites de mayor demanda de deformaciones.

9.4.2.1. Resultados caso 0% Corrosión

A continuación, se muestra la curva de fragilidad de desplazamiento longitudinal del cabezal obtenidas para el caso sin corrosión. Los demás gráficos se pueden observar en el Anexo A, Anexo B y Anexo C, para el caso con 0%, 10% y 20% de corrosión,

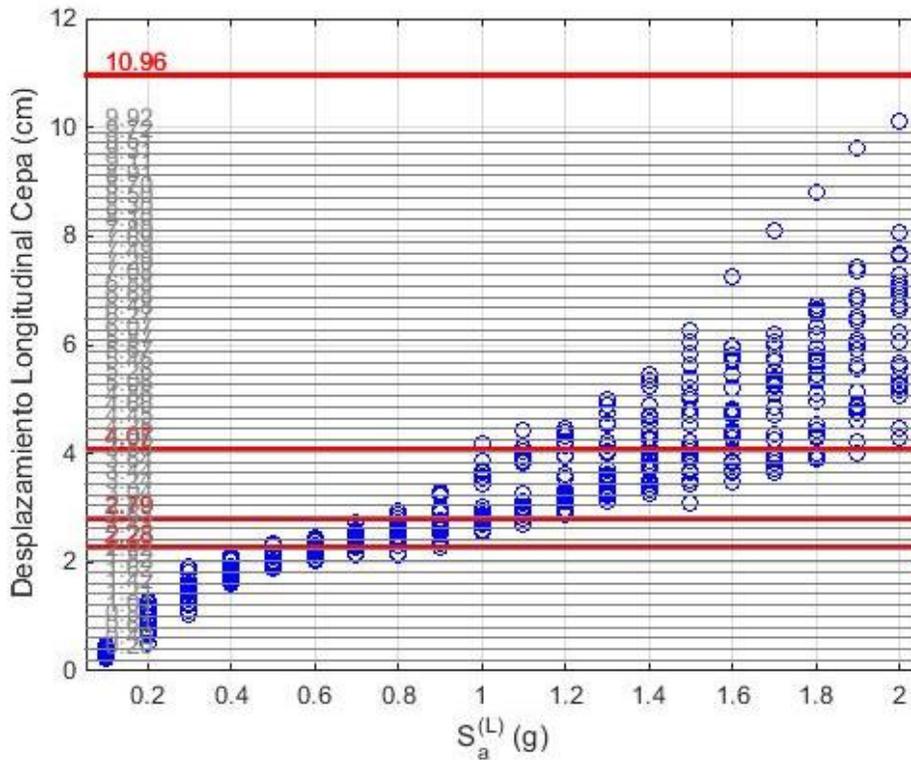


Figura 9-23 Desplazamiento Longitudinal Cepa (cm) vs Demanda Espectral $S_a (T_L)$ Caso 0% Corrosión

respectivamente.

En el gráfico de Desplazamiento Longitudinal Cepa vs demanda espectral ($S_a (T_L)$ o $S_a (T_T)$), se observan cada uno de los puntos correspondientes a los registros sísmicos escalados. Horizontalmente, en rojo, se marcan los niveles de daño correspondientes

para el caso de 0% de corrosión, cuyos valores se encuentran tabulados en la Tabla 9-3. A partir de estos límites se calcula la probabilidad de excedencia utilizando la ecuación 9.4. Por ejemplo, para una demanda de 1,4 [g], se observa que, aproximadamente, la mitad de los registros quedan sobre los 4,07 cm, mientras que la otra mitad no lo supera. De acuerdo con este gráfico entonces, para una demanda de 1,4[g] debería observarse una probabilidad de 0,5 ó 50% de alcanzar un daño severo. Para una demanda registrada se observa un desplazamiento que supere los 10,96 cm, por lo cual esa probabilidad debe estar en 0. Este comportamiento sí se ve reflejado en la curva de fragilidad graficada a

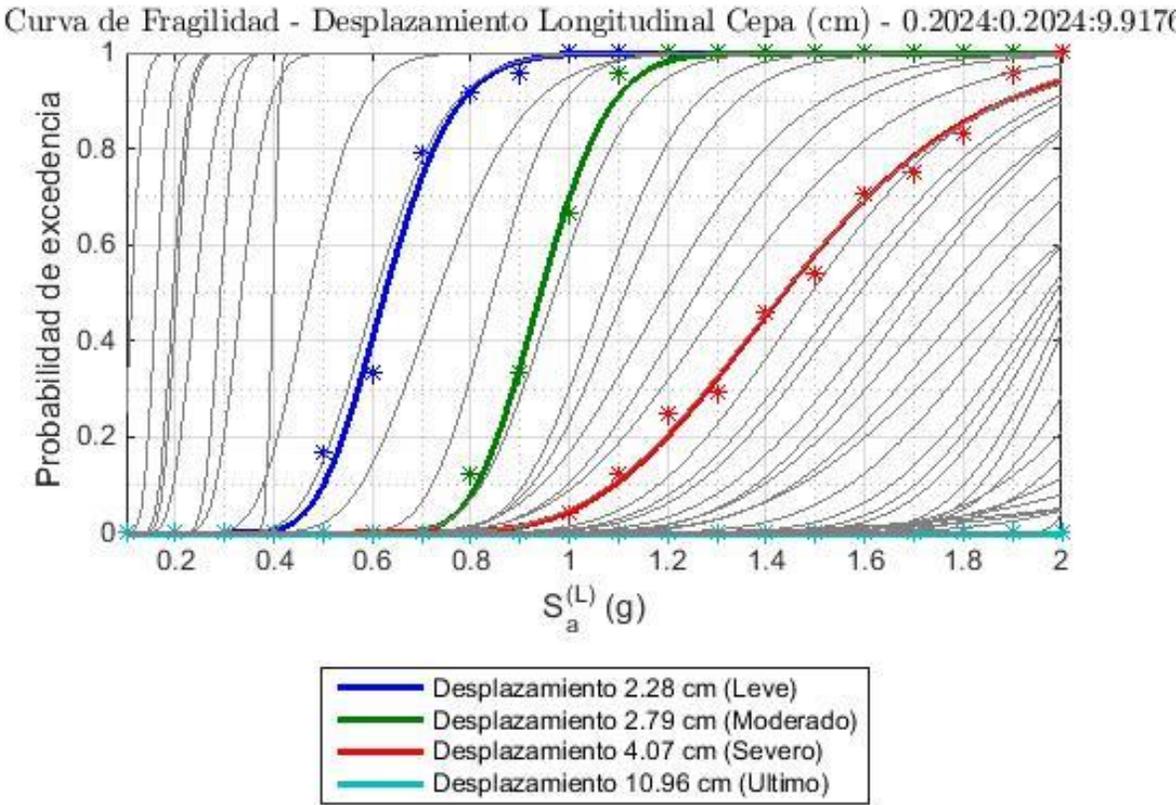


Figura 9-24 Curva de Fragilidad Desplazamiento Longitudinal Cepa caso 0% Corrosión

continuación:

En gráfico anterior se encuentran las curvas de fragilidad para los cuatro niveles de daño estudiados: Leve, moderado, severo y último. La probabilidad de excedencia es acumulativa. Con asteriscos se encuentran marcados los puntos de probabilidad calculada. En gris, se encuentran graficadas curvas de fragilidad para otros niveles de daño.

9.4.2.2. Resultados de tres casos corrosivos

A continuación, se grafican las curvas de fragilidad de los 3 casos corrosivos en comparación. Verticalmente se añaden 2 aceleraciones de sismo, para evaluar el daño de la cepa ante sismos conocidos. Estos se tabulan en la Tabla 9-8. Las aceleraciones (S_a) son obtenidas a partir de la demanda espectral de cada sismo evaluada en los períodos de la superestructura. En el caso del sismo de Pisagua, se agrega una desviación estándar.

Nombre Sismo	Ubicación	Año	Aceleración [g]
<i>Pisagua x</i>	Pisagua	2014	0,63
<i>27F</i>	<i>Cobquecura</i>	2010	1,41

Tabla 9-8 Sismos evaluados en curvas de fragilidad

Estas aceleraciones son graficadas en líneas punteadas negras verticales en las curvas de fragilidad. Se indican los resultados de curvatura y desplazamiento de la cepa. Los demás gráficos pueden ser revisados en el Anexo D.

En el gráfico de desplazamiento longitudinal de la cepa se observa:

- Para un sismo moderado con aceleraciones máximas de 0,63 [g] (Pisagua en Tabla 9-8) y una corrosión del 80%, existe un 10% de probabilidad que las columnas tengan un daño moderado. Sin embargo, para el mismo sismo con 20% de corrosión, la probabilidad de un daño moderado aumenta a un 100%, mientras

que la probabilidad de un daño severo es de un 50%. En el caso sin corrosión, sólo hay un 50% de probabilidad que las columnas sobrepasen su rango elástico (fluencia), ese nivel de respuesta no genera un daño a la estructura.

- Para un terremoto como el del año 2010, se observa que, para estructuras sin daños corrosivos, hay aproximadamente 50% de probabilidad de sufrir un daño severo. Esta probabilidad aumenta a un 100% con una corrosión del 10% y 20%. Para el nivel de daño de desplazamiento correspondiente a un 20%, se observa un 10% de probabilidad de un colapso (curva de fragilidad marcada en celeste punteado).

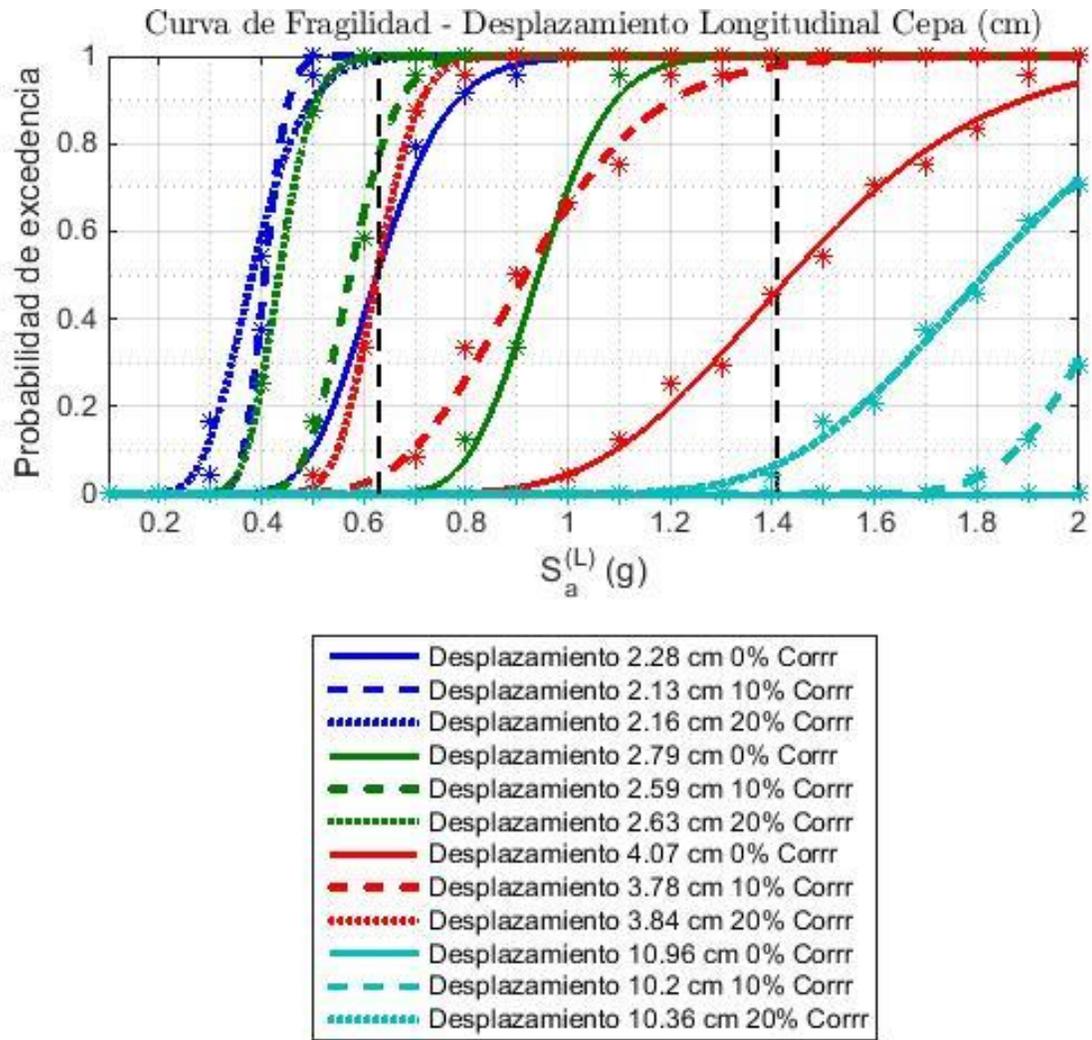


Figura 9-25 Curva de Fragilidad Desplazamiento Longitudinal Cepa casos 0%, 10% y 20% de Corrosión

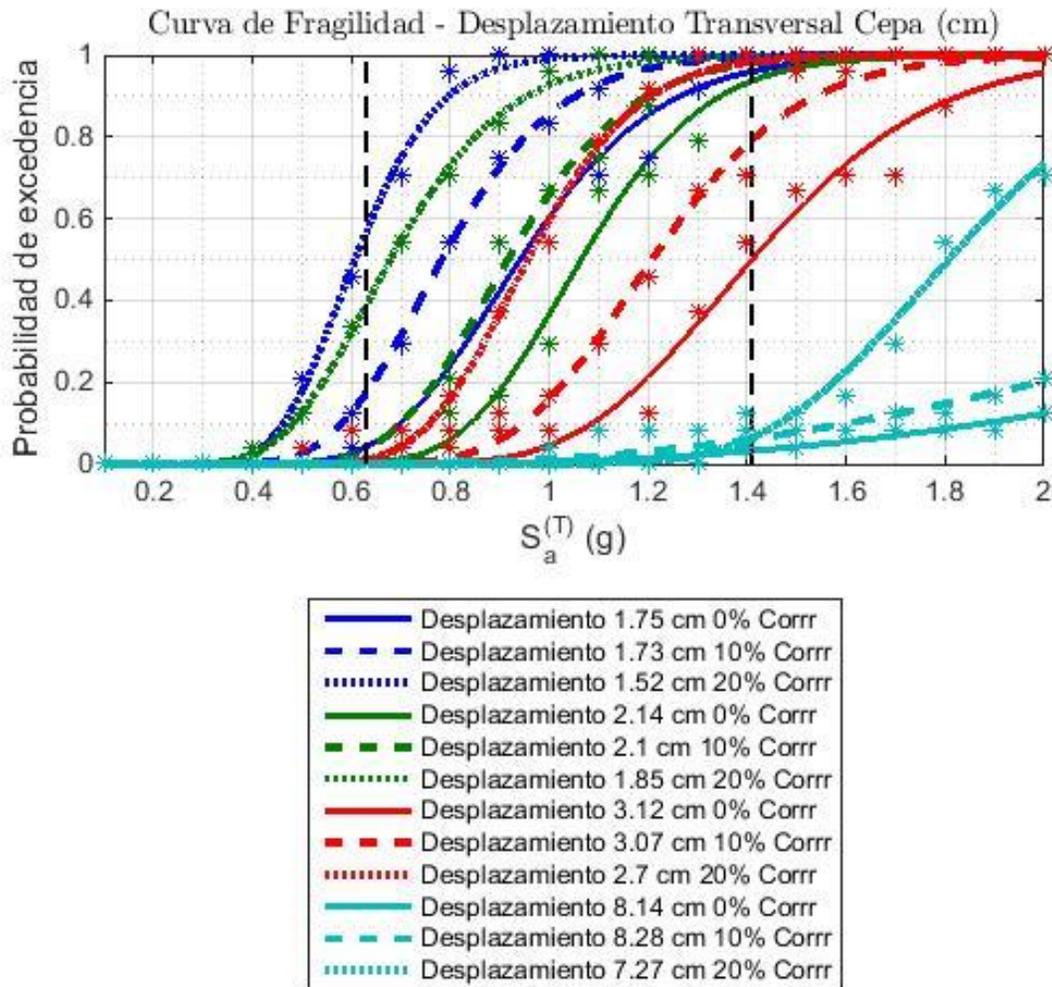


Figura 9-26 Curva de Fragilidad Desplazamiento Transversal Cepa casos 0%, 10% y 20% de Corrosión

En el gráfico de desplazamiento transversal se observa:

- Para un sismo moderado con aceleraciones máximas de 0,63 [g] (Pisagua en Tabla 9-8) existe menos de un 10% de probabilidad que se superen las fluencias en una cepa no corroída. Esa probabilidad aumenta a 20% y 60% para estructuras con 10% y 20% de corrosión respectivamente. Además, existe un 40% de probabilidad de un daño moderado a la cepa con un daño corrosivo del 20%.

- Para un terremoto con aceleraciones como las registradas para el 27F del año 2010 se observa un 50% de probabilidad de alcanzar daños severos en una cepa no corroída. Este valor aumenta a un 80% y a un 100% para cepas con columnas con 10% y 20% de corrosión respectivamente. Se observa que no se generan probabilidades significativas ($P > 0,1$) para un colapso de la cepa.

Como es de esperar, el comportamiento longitudinal de la cepa tiene curvas de fragilidad a más a la izquierda que en el transversal. Esto indica que, para un sismo con igual aceleración, el sentido longitudinal tiene mayor probabilidad de sufrir daños severos. Esto responde al comportamiento push-over transversal y lateral de las columnas. En el sentido transversal se observaba que las fuerzas que recibe el tope sísmico generan una falla frágil en las columnas. El tope sísmico, junto al elastómero y al comportamiento de marco de las columnas, aumentan la rigidez en ese sentido, por lo cual las columnas fallan antes que el tope.

Por otra parte, en el sentido longitudinal sólo funciona el relleno estructural, elastómeros y las barras antisísmicas, los cuales añaden resistencia y rigidez, pero no evitan que la

columna se plastifique ante grandes sollicitaciones. Este comportamiento es el deseado ya que las columnas se diseñan para tener un comportamiento dúctil.

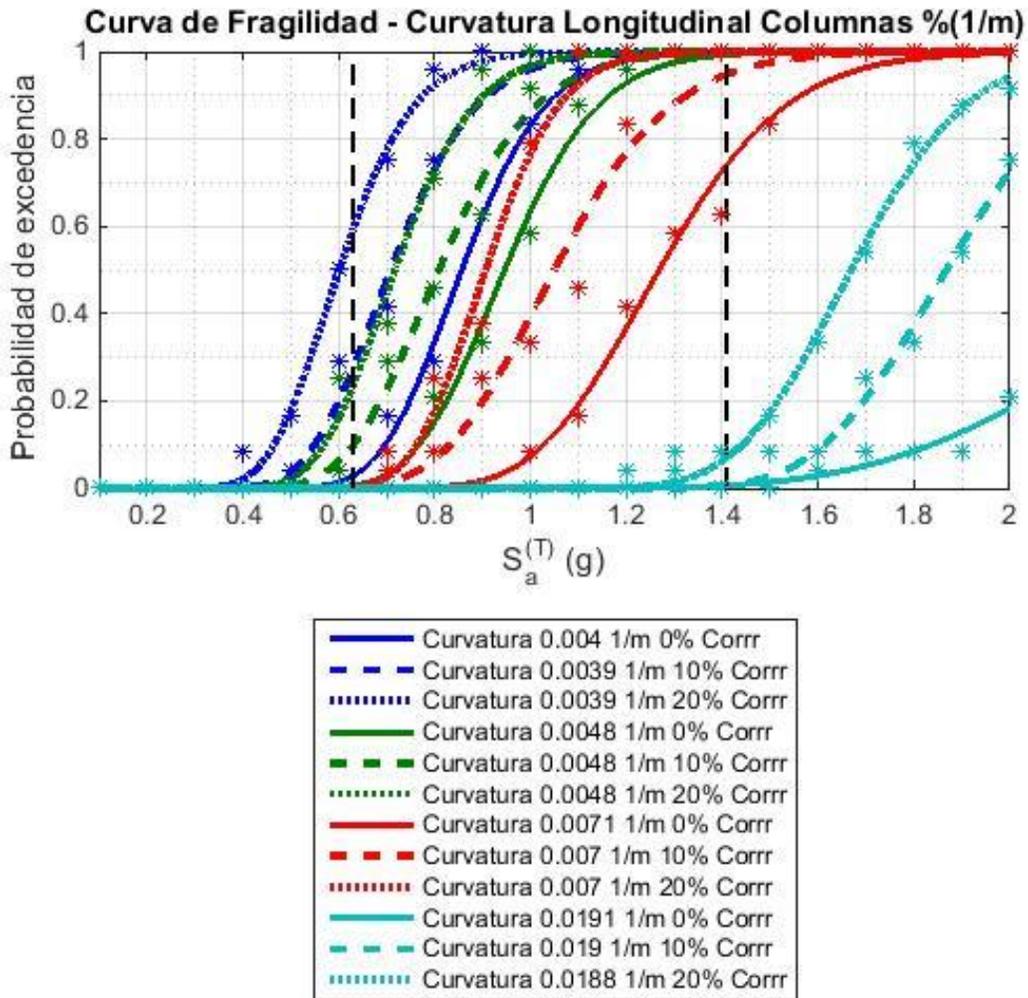


Figura 9-27 Curva de Fragilidad Curvatura Longitudinal Ceba casos 0%, 10% y 20% de Corrosión

En la curva de fragilidad de la curvatura longitudinal de las columnas se observa:

- Para un sismo moderado con aceleraciones máximas de 0,63 [g] (Pisagua en Tabla 9-8) y una corrosión del 0% no se supera el límite elástico de la columna. Se observa que sí existe un 20% de probabilidad que las columnas con un 10% de corrosión tengan un daño leve, llegando a la fluencia. Para el mismo sismo con 20% de corrosión, la probabilidad de un daño leve y moderado aumenta a un 60% y 20% respectivamente.

- Para un terremoto como el del año 2010, se observa que, para estructuras sin daños corrosivos, hay más de un 70% de probabilidad de sufrir un daño severo. Esta probabilidad aumenta a un 90% y 100% con una corrosión del 10% y 20%, respectivamente. Se destaca que para ningún nivel de daño estudiado se genera una probabilidad considerable ($P > 0,1$) de colapso (curvas de fragilidad marcadas

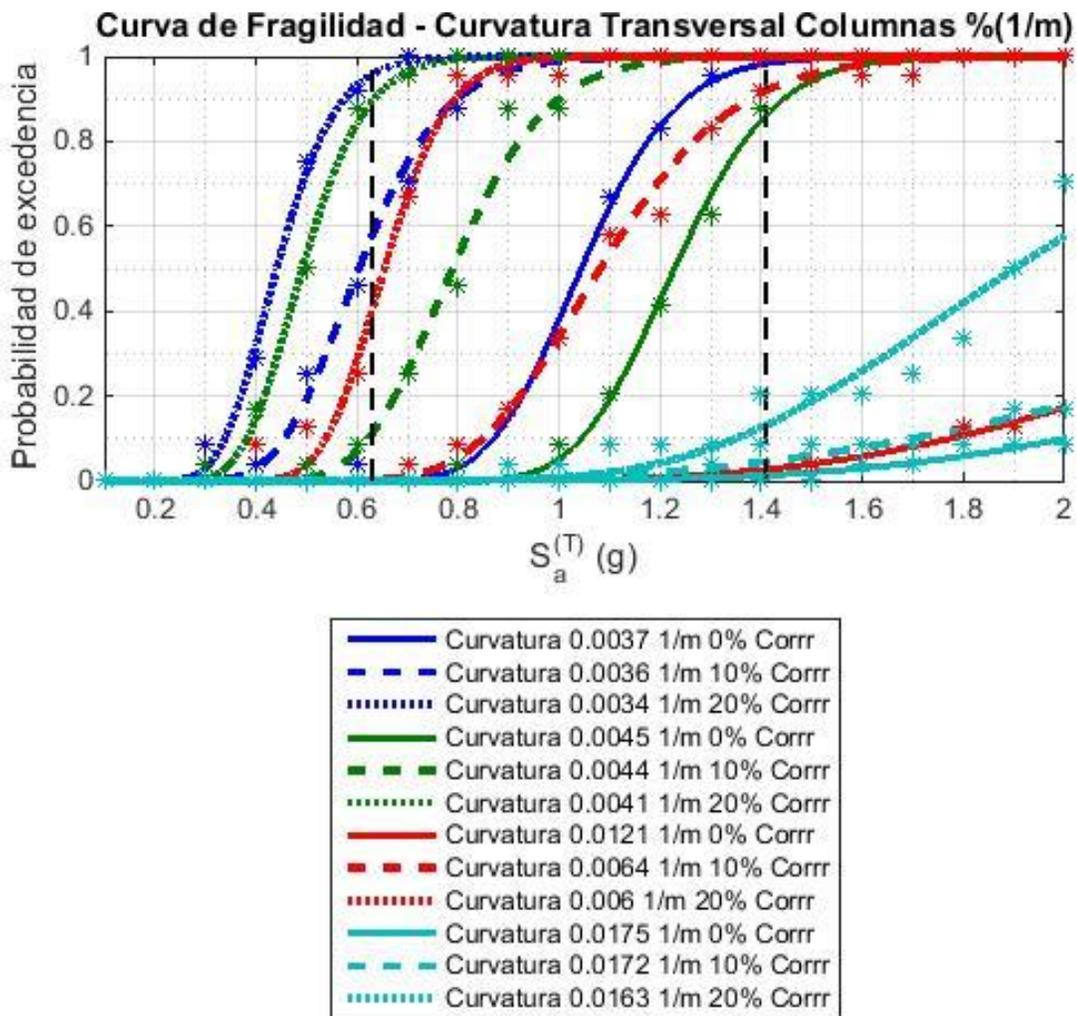


Figura 9-28 Curva de Fragilidad Curvatura Transversal Cepa casos 0%, 10% y 20% de Corrosión en celeste).

En la curva de fragilidad de la curvatura transversal de las columnas se observa:

- Para un sismo moderado con aceleraciones máximas de 0,63[g] (Pisagua en Tabla 9-8) existe sólo un 10% de probabilidad de daño moderado en cepas con un 10% de corrosión. Para el mismo nivel corrosivo, existe una probabilidad de 60% en que se superan las fluencias. Ante una corrosión del 20% se observa un 90% de probabilidad de alcanzar daños moderados y un 40% de alcanzar daños severos en las columnas. En columnas sin corroer no se observa probabilidad significativa de daños leves.
- Para un terremoto con aceleraciones como las registradas para el 27F del año 2010 se observa más de un 10% de probabilidad de alcanzar curvaturas que impliquen daños que causen colapso en columnas con corrosiones de 20%. Para el mismo sismo existe una probabilidad de casi 90% de alcanzar daños moderados en columnas no corroídas. En columnas con 10% de corrosión se ve más de un 90% de probabilidad de alcanzar curvaturas que generen un daño severo a la estructura. Se observa que para corrosiones del 0% y 10% no se generan probabilidades significativas de alcanzar curvaturas que signifiquen un colapso de la cepa.

Como es de esperar, el comportamiento longitudinal de la cepa tiene curvas de fragilidad levemente más a la izquierda que en el transversal. Esto indica que, para un sismo con igual aceleración, el sentido longitudinal tiene mayor probabilidad de sufrir daños severos debido a la curvatura alcanzada por el refuerzo. Esto responde al comportamiento Pushover transversal y lateral de las columnas. En el sentido transversal se observaba una mayor rigidez ya que la cepa funciona como marco, mientras que el sentido longitudinal está expuesto a sufrir mayor momento, lo cual implica mayores curvaturas.

9.4.3. Análisis de Resultados

A partir de los resultados obtenidos se puede comenzar un análisis destacando el comportamiento de los topes sísmicos en el comportamiento Pushover. Se observa, que los topes toman una relevancia en el desempeño transversal de la cepa. Su capacidad es excesiva en comparación a las columnas, lo cual genera una falla prematura en las rótulas de las columnas (Figura 9-19). Una corrosión no uniforme en el acero de refuerzo de las columnas empeora el desempeño de las columnas. El tope es muy resistente y con poca distancia a la columna (GAP), lo cual resulta en una falla frágil en las columnas, mientras que el tope no llega a su capacidad última, lo cual debiera funcionar en sentido contrario.

Un tope sísmico correctamente diseñado permite disipar los esfuerzos transversales generados por sismos, al parar el movimiento lateral, comportarse de forma dúctil y como un fusible para la estructura. De esta forma, se disipa energía y evitan desplazamientos excesivos en la superestructura. Ante corrosiones avanzadas de un 20% el comportamiento del tope no es así, por lo cual se propone un factor de disminución de resistencia:

$$R_{corr20} = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 \frac{F_{20i}}{F_{0i}} \quad (9.5)$$

Donde:

R_{corr20} : Factor de reducción de resistencia

F_{20i} : Fuerza resistida por el tope sísmico en el modelo con 20% de corrosión en:

i=1 fluencia, i=2 resistencia máxima, i=3 máximo desplazamiento.

F_{0i} : Fuerza resistida por el tope sísmico en el modelo con 0% de corrosión en:
 i=1 fluencia, i=2 resistencia máxima, i=3 máximo desplazamiento.

Para calcular el factor, se reúnen los resultados en la siguiente tabla:

	Valor 0% Corrosión [kN]	Valor 20% Corrosión [kN]	Ri
<i>Fluencia</i>	3490,60	2237,02	0,64
<i>Resistencia Máxima</i>	5419,03	3565,75	0,66
<i>Máximo desplazamiento</i>	5419,03	3565,75	0,66

Tabla 9-9 Valores Cálculo Factor de Resistencia

Finalmente se obtiene el valor para R usando la ecuación 9.4:

$$R_{corr20} = 0,65$$

Multiplicando ese factor se puede estimar la resistencia de un tope sísmico diseñado para una cepa sometida a una corrosión no uniforme del 20%. Al asegurar que la resistencia del tope no supere la de la columna, se logra que el comportamiento del tope sea dúctil y que el comportamiento de la columna no presente una falla frágil, a pesar de estar corroída.

A partir de los resultados de las curvas de fragilidad, se puede comprobar que la corrosión en la cepa de hormigón armado adelanta su falla frágil. Eso se muestra en los gráficos anteriores, ya que los casos corrosivos ocurren a una menor aceleración basal que los casos no corrosivos. En algunos de los gráficos de resumen, con todos los casos corrosivos, ocurren intersecciones. Estas no implican un mal comportamiento del cálculo de probabilidades, ya que casos distintos corrosivos toman registros de modelos distintos.

Capítulo 10

10. Conclusiones

Se ha llevado a cabo una revisión bibliográfica completa de la corrosión para puentes viales de hormigón armado. Esta información se ha ordenado en capítulos y dispuesto en tablas resumen, desde las cuales se puede revisar y comparar los distintos temas abarcados en esta memoria. Los capítulos se ordenaron secuencialmente, tratando desde el marco teórico, prevención, proceso, consecuencias, evaluación, rehabilitación y modelos. Desde la perspectiva de la investigación realizada, se destacan los dos grandes desafíos a los que se enfrenta la industria de la corrosión: la incorporación de sus efectos en los diseños y modelos estructurales, a la vez de la redacción e implementación de normas nacionales e internacionales sobre la gestión de puentes. Medidas preventivas y decisiones guiadas por la ciencia pueden salvar estas estructuras del colapso y cuidar las inversiones de las comunidades.

Se ha realizado un modelo desde SAP2000 de corrosión en la cepa de un puente de hormigón armado. Se ingresaron tres niveles de corrosión no uniforme (0%, 10% y 20%), modificando tanto las propiedades mecánicas del acero como de hormigón, usando los resultados de las investigaciones realizadas por Shayanfar et al., 2016 y Wang et al., 2020. Desde un código de Matlab se ingresaron 24 registros sísmicos escalados a distintas aceleraciones espectrales (empleando un análisis IDA). Con estas aceleraciones se simulan el modelo de una cepa considerando tres estados de corrosión, obteniendo los resultados en términos de curvas de capacidad (Pushover) y curvas de fragilidad. De los resultados se observa claramente cómo disminuye la serviciabilidad sísmica de la estructura ante el avance de la corrosión y la diferencia entre el desempeño sísmico longitudinal y transversal. Sin embargo, se observa que el efecto de la corrosión no afecta

significativamente en el sentido longitudinal dado que las deformaciones excesivas no son generadas ya que los elastómeros deslizan por fricción, además la superestructura no experimenta desplazamientos excesivos debido al impacto del tablero con los rellenos (en la medida que se disponga de una mesa de apoyo suficientemente larga). En el sentido transversal es donde se ven mayormente diezmadas las capacidades debido a la corrosión donde se observa una reducción en el desempeño o capacidades del sistema. A pesar de ello, se observa que, debido a que la cepa trabaja como marco en esta dirección, y dada la gran resistencia provista, es que es poco probable alcanzar un estado último según los resultados de las curvas de fragilidad.

Por otra parte, se concluye que se debiera diseñar los topes sísmicos para que sean suficientemente dúctiles de manera de evitar problemas de integridad estructural de las columnas de las cepas y suficientemente débiles para no dañar la infraestructura (corroída). En la medida que se logre un sistema de topes sísmicos que trabajen como fusibles es que la reducción de la capacidad debido a la corrosión podría pasar a un segundo plano.

Se propone un factor de reducción de resistencia de un tope sísmico para el sentido transversal el cual reduce a un 65% la resistencia para el caso de alta corrosión. Este factor permite calcular aproximadamente la reducción de resistencia del tope en una cepa de hormigón armado respecto a su condición inicial. Se considera relevante considerar la corrosión en ese sentido, ya que el sentido transversal es el más afectado por la corrosión. Además del factor de reducción, también se debe calcular adecuadamente el GAP al cual se coloca el tope sísmico o llave de corte. Este GAP o desplazamiento inicial determina si las columnas llegarán rápidamente a su estado último o no.

Para una futura investigación se propone comparar, en laboratorio, el comportamiento de las distintas columnas de hormigón. El estudio actual incluye el uso de investigaciones

anteriores de (Wang et al., 2020) y (Shayanfar et al., 2016). El uso de sus resultados en conjunto aún no se ha respaldado empíricamente, por lo cual resulta necesario un posterior estudio de laboratorio.

Capítulo 11

11. Bibliografía

- Abdenacer Berradja. (2019). Electrochemical Techniques for Corrosion and Tribocorrosion Monitoring: Methods for the Assessment of Corrosion Rates. *IntechOpen*.
- Alexander, M. G., & Beushausen, H. (n.d.). *Influence of cover cracking and concrete quality*.
- Ault, J. P., & Dolph, J. D. (2018). Corrosion Prevention for Extending the Service Life of Steel Bridges. In *Corrosion Prevention for Extending the Service Life of Steel Bridges*. National Academies Press. <https://doi.org/10.17226/25195>
- Bardal, E. (2006). *Corrosion and Protection*.
- Billah, A., & Alam, M. (2015). Bridge Pier Reinforced with Superelastic Shape. *Earthquake Spectra in Press*, 31(3), 1515–1541.
- Branco, F. A., & De Brito, J. (n.d.). *Handbook of Concrete Bridge Management*.
- Bravo Caba, F. A. (2020). *Desempeño Sísmico del Puente Águila Norte ante diferentes Niveles Demanda Sísmica*.
- C. Christodoulou, C. Goodier, S. Austin, Gareth K. Glass, J. W. (n.d.). *Evaluation of galvanic technologies available for bridge structures*. 2008. <https://www.semanticscholar.org/paper/Evaluation-of-galvanic-technologies-available-for-Christodoulou-Glass/02ed2b9e644987b92e24610cf15b090ac470ea8a>
- Castaños, E. (2016). *Ciencia on the Crest*. <https://cienciaonthecrest.com/2016/10/13/la-corrosion-de-los-metales/>
- Castro Aguayo, R. M. (2020). Estudio de Amenaza Sísmica del Puente Águila Norte y Uso de Laponita en su Respuesta de Sitio. *Journal of Chemical Information and Modeling*, 2(1), 5–7.
- Cobo, A., Moreno, E., & Cánovas, M. F. (2011). Variación de las características mecánicas de armaduras de alta ductilidad B500SD en función de su grado de corrosión. *Materiales de Construccion*, 61(304), 517–532. <https://doi.org/10.3989/mc.2011.61410>
- Coronelli, D., & Gambarova, P. (2004). Structural Assessment of Corroded Reinforced Concrete Beams: Modeling Guidelines. *Journal of Structural Engineering*, 130(8), 1214–1224. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2004\)130:8\(1214\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2004)130:8(1214))
- Corrosion Control*. (2014). <https://www.corrosioncost.com/info-blog/>
- Daza Millone, M. (2011). Técnicas Experimentales. *SEIDICI*, 37–58. <https://doi.org/10.2307/j.ctv17hm9cj.4>
- DeGiorgi, V. G. (n.d.). Corrosion basics and computer modeling. *Beasy.Com*, 47–58.
- Del Valle, A., López, T. P., & Madrid, M. M. (2001). El fenómeno de la corrosión en

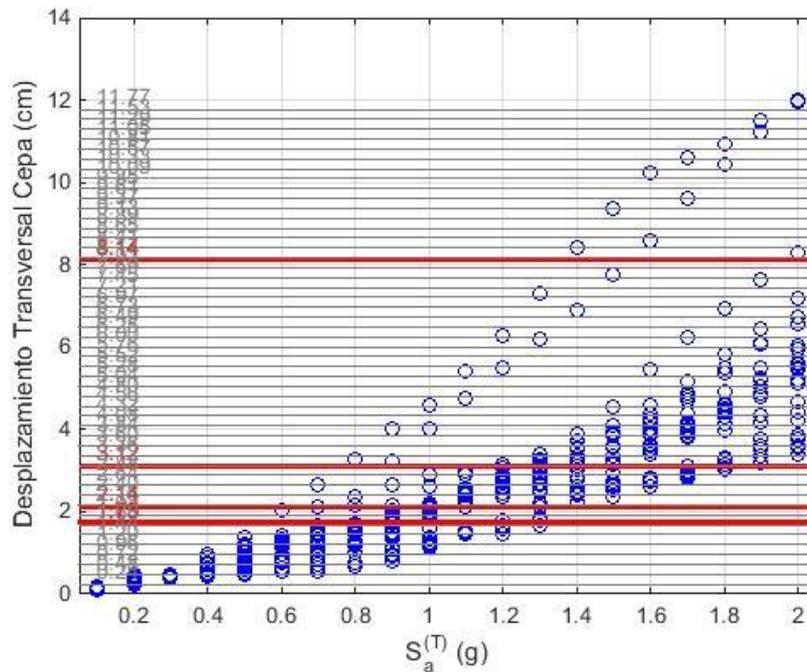
- estructuras de concreto reforzado. *Secretaria de Comunicaciones y Transportes Instituto Mexicano Del Transporte*, 182, 75.
- Du, Y. G., Clark, L. A., & Chan, A. H. C. (2005). Effect of corrosion on ductility of reinforcing bars. *Magazine of Concrete Research*, 57(7), 407–419. <https://doi.org/10.1680/mac.2005.57.7.407>
- Fontes, E. D., & Nistad, B. (2012). Modeling Corrosion and Corrosion Protection. *COMSOL: White Paper*.
- FprimeC. (2017). *4 Methods of Condition Survey for Bridge Decks*. <https://www.fprimec.com/4-methods-of-condition-survey-for-bridge-decks/>
- Frankel, G. S. (2016). Fundamentals of corrosion kinetics. *Springer Series in Materials Science*, 233, 17. https://doi.org/10.1007/978-94-017-7540-3_2
- Früh, A. (2019). Pourbaix diagram of iron. In *Wikipedia* (p. 1). https://es.wikipedia.org/wiki/Diagrama_de_Pourbaix#/media/Archivo:Pourbaix_Diagram_of_Iron.svg
- Goel, R. K., & Chopra, A. K. (2008). Role of Shear Keys in Seismic Behavior of Bridges Crossing Fault-Rupture Zones. *Journal of Bridge Engineering*, 13(4), 398–408. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1084-0702\(2008\)13:4\(398\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1084-0702(2008)13:4(398))
- González, C. A. (2017). *Análisis Estático No Lineal (Pushover) De Estructura Aporticada De Hormigón Armado Con Diferentes Grados De Ductilidad . Aplicando La Norma Colombiana 2010 (Nsr-10)*. 2010, 125.
- Guettala, A., & Abibsi, A. (2006). Corrosion degradation and repair of a concrete bridge. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, 39(288), 471–478. <https://doi.org/10.1617/s11527-005-9046-z>
- Hube, M., Martinez, A., & Rubilar, F. (2017). Experimental behavior of elastomeric bearings and seismic bars of simply supported Chilean bridges. *16th World Conference on Earthquake Engineering, January*. https://www.researchgate.net/publication/313843425_EXPERIMENTAL_BEHAVIOR_OF_ELASTOMERIC_BEARINGS_AND_SEISMIC_BARS_OF_SIMPLY_SUPPORTED_CHILEAN_BRIDGES
- Jessen, C. Q. (2011). *Stainless Steel and Corrosion*.
- Karim, K. R., & Yamazaki, F. (2003). A simplified method of constructing fragility curves for highway bridges. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32(10), 1603–1626. <https://doi.org/10.1002/eqe.291>
- Kelly, R. G., & Brown, D. (2005). Next-Generation Modeling of Corrosion Damage Evolution. *Virginia.Edu*. http://www.virginia.edu/cese/kelly/ONR_Cornn_Modeling_Proposal_ver010605.pdf
- Meas, Y., López, W., Rodríguez, P., Avila, J., & Llongueras, J. (1991). Tres métodos para evaluar una velocidad de corrosión. *Ingeniería Hidráulica En México*, 21–35.
- Medina Reyes, A. (2019). *DESEMPEÑO DE MÉTODOS CONVENCIONALES Y EMERGENTES UTILIZADOS PARA LA PREVENCIÓN DEL DETERIORO POR CORROSIÓN DEL ACERO EMBEBIDO EN CONCRETO INDUCIDO POR CLORUROS*.

- Meneses, M., Astroza, R., & Hernández, F. (2021). *Evaluación del desempeño sísmico del puente águila norte*.
- Ministerio del Fomento. (2003). *Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras*.
- Narayanan, S. J. (2013). Introduction to reinforced concrete 1. *Design of RC Structures*, November, 1–45.
- Poluraju, P. (2011). Pushover analysis of reinforced concrete frame structure using SAP 2000. *International Journal of Earth Sciences and Engineering*, 04(06), 684–690. <https://www.researchgate.net/publication/268051954>
- Rahgozar, R. (2009). Remaining capacity assessment of corrosion damaged beams using minimum curves. *Journal of Constructional Steel Research*, 65(2), 299–307. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2008.02.004>
- Raupach, M. (1996). Chloride-induced macrocell corrosion of steel in concrete - Theoretical background and practical consequences. *Construction and Building Materials*, 10(5 SPEC. ISS.), 329–338. [https://doi.org/10.1016/0950-0618\(95\)00018-6](https://doi.org/10.1016/0950-0618(95)00018-6)
- Roberge, P. R. (2008). 59. Corrosion Engineering Principles and Practice, McGraw-Hill, New York, US. In *McGraw-Hill, New York, US*.
- Rondon, C. (2005). *Manual de Armaduras de Refuerzo para Hormigón*. 290.
- Seguel, J. L. (2016). *Tipología estructural de puentes carreteros chilenos*.
- Shamsabadi, A., Rollins, K. M., & Kapuskar, M. (2007). Nonlinear Soil–Abutment–Bridge Structure Interaction for Seismic Performance-Based Design. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(6), 707–720. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(2007\)133:6\(707\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2007)133:6(707))
- Shayanfar, M. A., Barkhordari, M. A., & Ghanooni-Bagha, M. (2016). Effect of longitudinal rebar corrosion on the compressive strength reduction of concrete in reinforced concrete structure. *Advances in Structural Engineering*, 19(6), 897–907. <https://doi.org/10.1177/1369433216630367>
- Shinozuka, M., Member, H., Member, A., Lee, J., & Naganuma, T. (2000). *Statistical Analysis of Fragility Curves*. December, 1224–1231.
- Simillion, H., Dolgikh, O., Terry, H., & Deconinck, J. (2014). Atmospheric corrosion: A review focussed on modelling. *Corrosion Reviews*, 32(March 2015), 1–43.
- Sohanghpurwala, A. A. (2006). Manual on Service Life of Corrosion-Damaged Reinforced Concrete Bridge Superstructure Elements. In *Manual on Service Life of Corrosion-Damaged Reinforced Concrete Bridge Superstructure Elements*. NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. <https://doi.org/10.17226/13934>
- Sowmya, G., Rakesh, G., & Karthik, G. V. S. (2017). a Review on Corrosion of Steel Structures. *International Journal of Advance Engineering and Research Development*, 4(03), 414–418. <https://doi.org/10.21090/ijaerd.97764>
- Steelman, J. S., Fahnstock, L. A., Filipov, E. T., LaFave, J. M., Hajjar, J. F., & Foutch, D. A. (2013). Shear and Friction Response of Nonseismic Laminated Elastomeric Bridge Bearings Subject to Seismic Demands. *Journal of Bridge Engineering*, 18(7), 612–

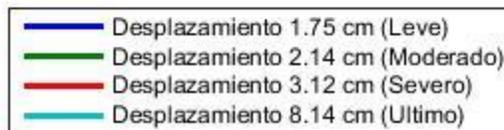
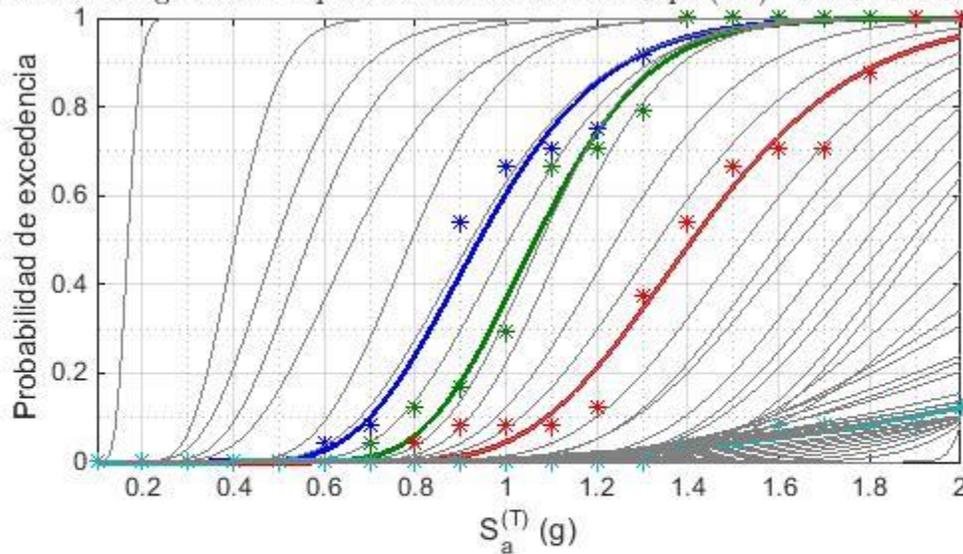
623. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)be.1943-5592.0000406](https://doi.org/10.1061/(asce)be.1943-5592.0000406)

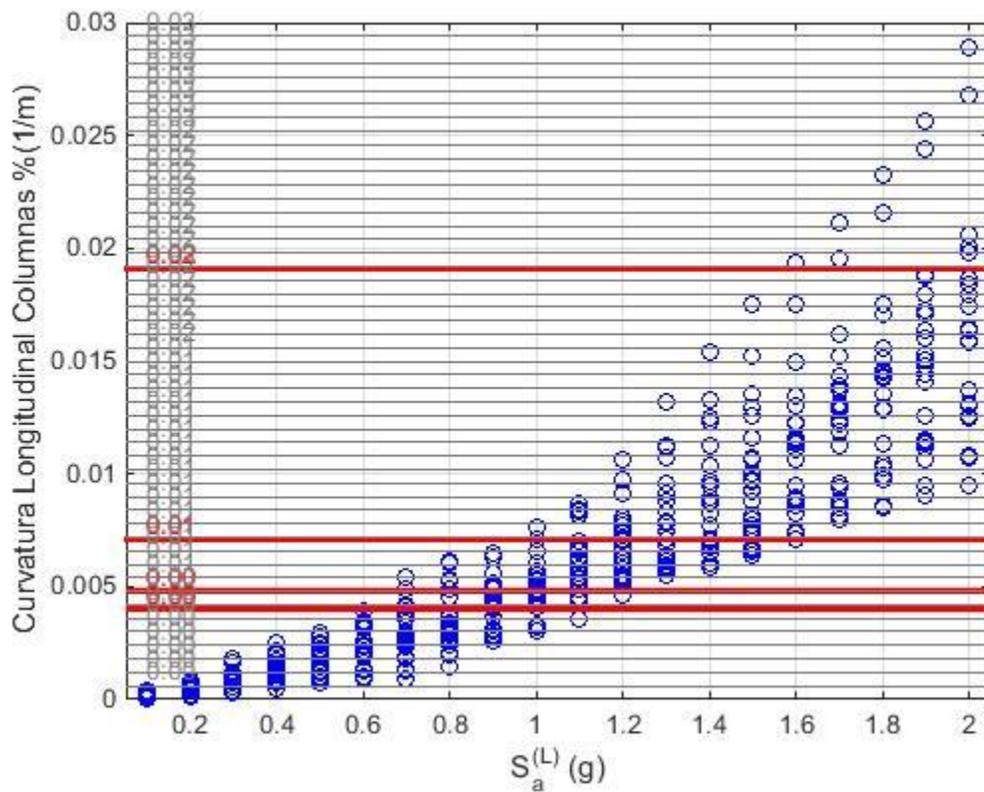
- Tahershamsi, M. (2016). *THESIS FOR THE DEGREE OF DOCTOR OF PHILOSOPHY Structural Effects of Reinforcement Corrosion in Concrete Structures*.
- Talakokula, V., Bhalla, S., Ball, R. J., Bowen, C. R., Pesce, G. L., Kurchania, R., Bhattacharjee, B., Gupta, A., & Paine, K. (2016). Diagnosis of carbonation induced corrosion initiation and progression in reinforced concrete structures using piezo-impedance transducers. *Sensors and Actuators, A: Physical*, 242, 79–91. <https://doi.org/10.1016/j.sna.2016.02.033>
- Tang, L. (2002). *Mapping Corrosion of Steel in Reinforced Concrete Structures*.
- Villagrán, V. (2012). *Estudio de la corrosión de acero al carbono* Villagrán, V. (2012). *Estudio de la corrosión de acero al carbono en soluciones salinas de NaCl y el efecto de la hidrodinámica*. 105. http://repositorio.uchile.cl/bitstream/handle/2250/112046/cf-villagran_vo.pdf . 105. http://repositorio.uchile.cl/bitstream/handle/2250/112046/cf-villagran_vo.pdf
- Wang, Y., Shi, T., Zhang, H., Nie, B., Wang, H., & Xu, S. (2020). Hysteretic behavior and cyclic constitutive model of corroded structural steel under general atmospheric environment. *Construction and Building Materials*, xxxx, 121474. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121474>

Anexo A: Resultados Curva de Fragilidad 0% Corrosión

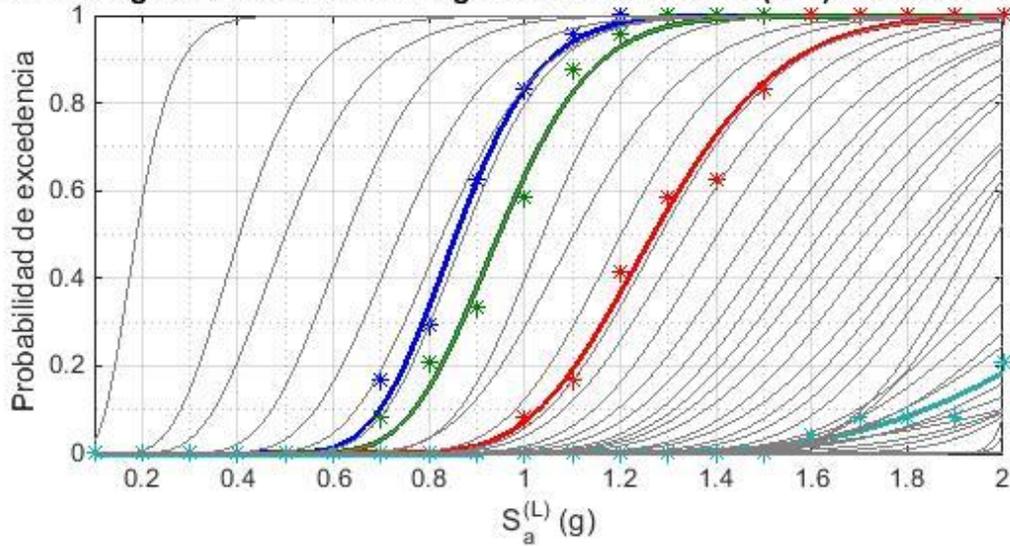


Curva de Fragilidad - Desplazamiento Transversal Cepa (cm) - 0.2402:0.2402:11.7698

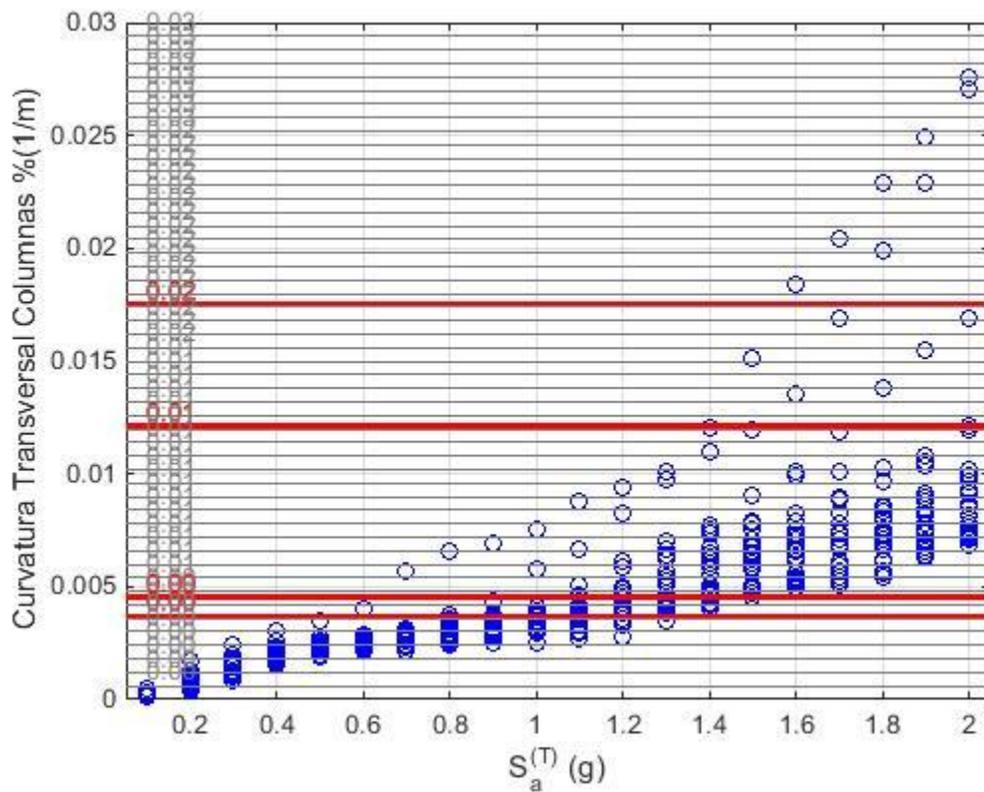




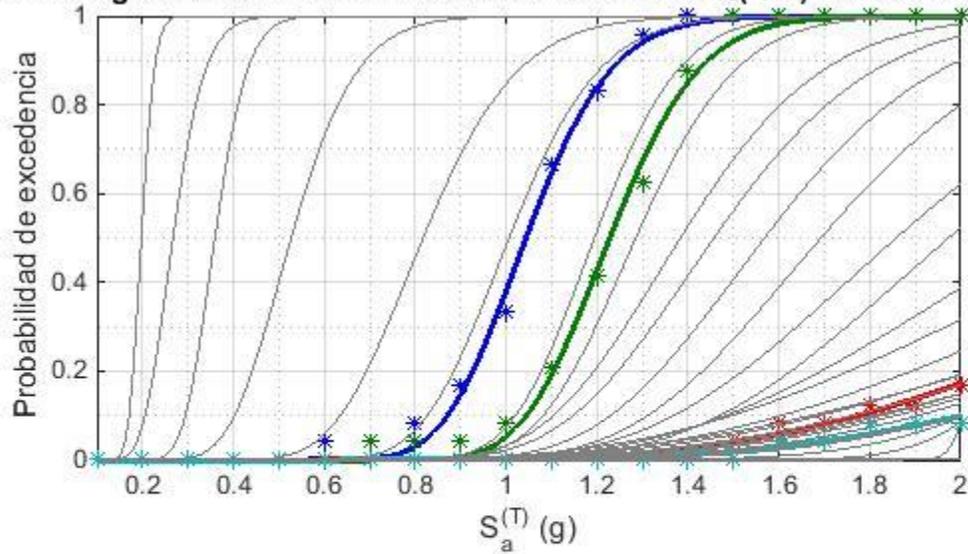
Curva de Fragilidad - Curvatura Longitudinal Columnas %(1/m) - 0.0006:0.0006:0.02



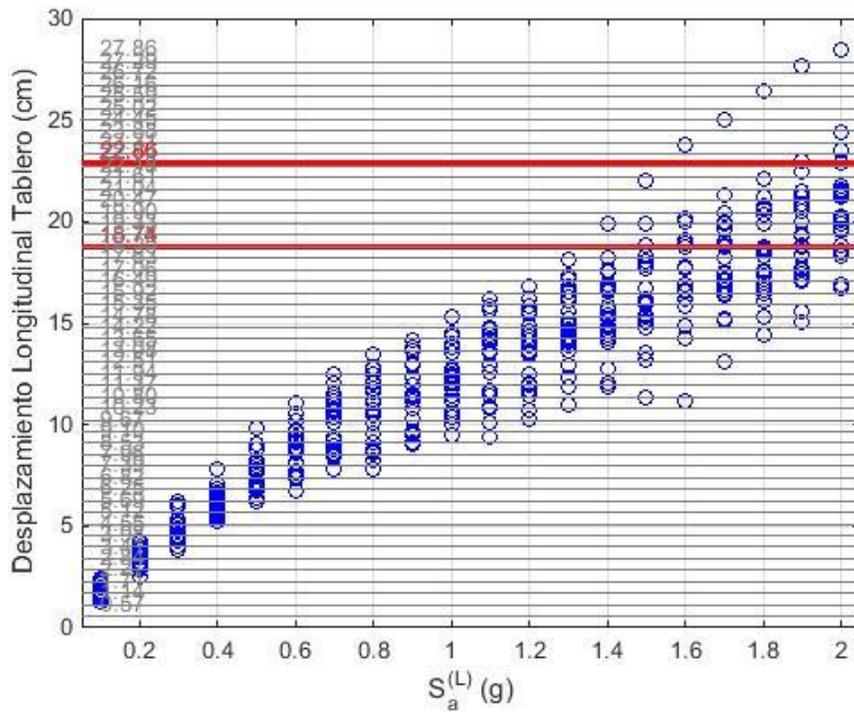
- Curvatura 0.004 1/m (Elast)
- Curvatura 0.0048 1/m (Minimo)
- Curvatura 0.0071 1/m (Reparable)
- Curvatura 0.0191 1/m (Excesivo)



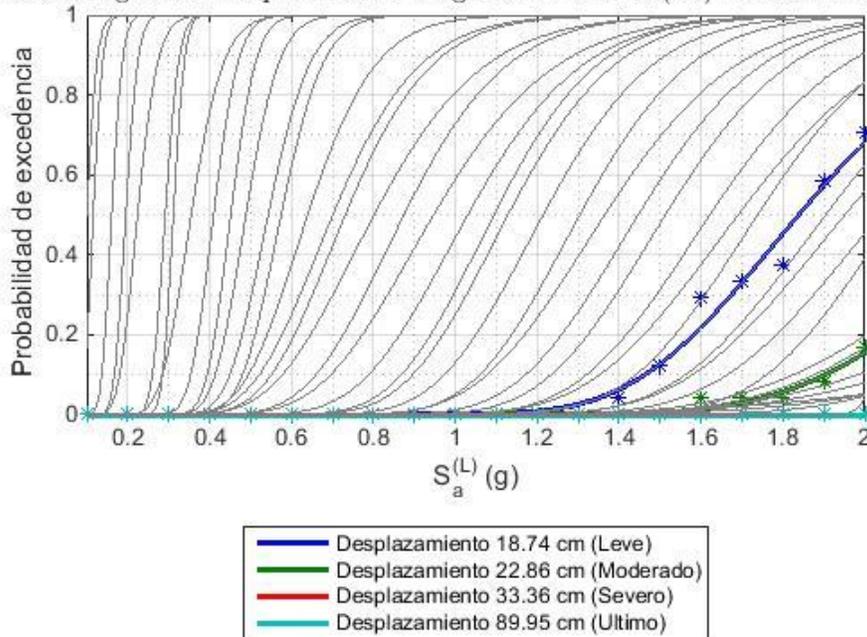
Curva de Fragilidad - Curvatura Transversal Columnas % (1/m) - 0.0006:0.0006:0.1

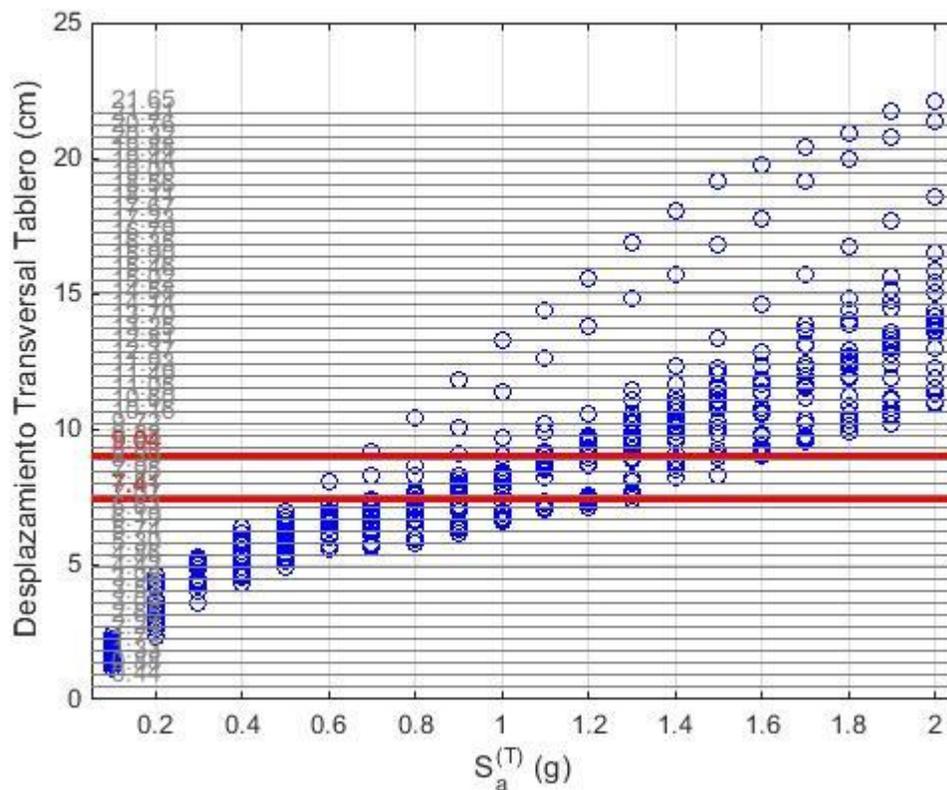


- Curvatura 0.0037 1/m (Elast)
- Curvatura 0.0045 1/m (Minimo)
- Curvatura 0.0121 1/m (Reparable)
- Curvatura 0.0175 1/m (Excesivo)

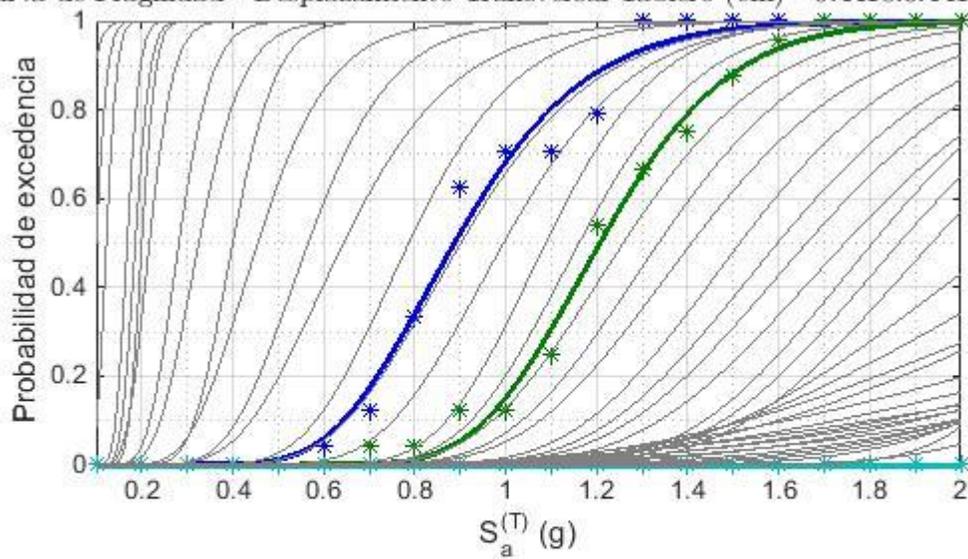


Curva de Fragilidad - Desplazamiento Longitudinal Tablero (cm) - 0.5686:0.5686:27.86

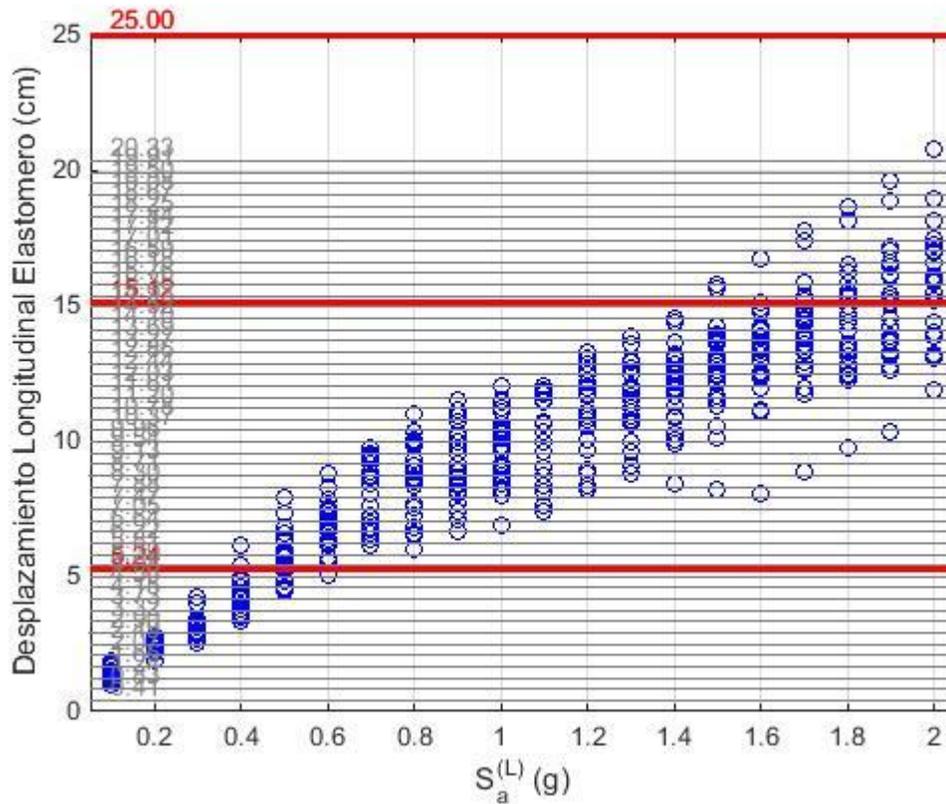




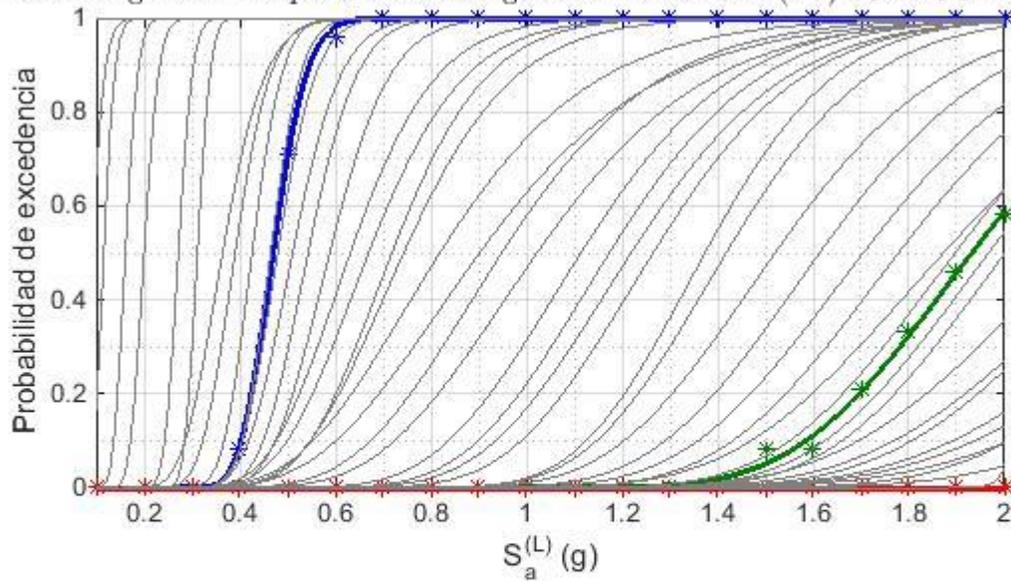
Curva de Fragilidad - Desplazamiento Transversal Tablero (cm) - 0.4418:0.4418:21.648



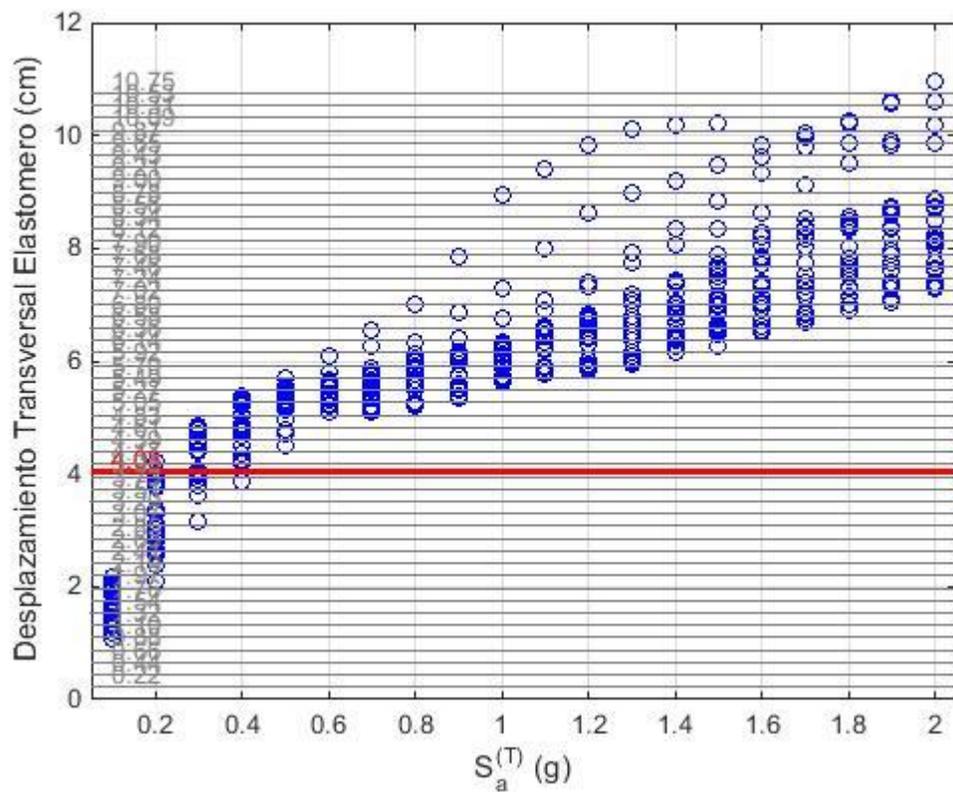
- Desplazamiento 7.41 cm (Leve)
- Desplazamiento 9.04 cm (Moderado)
- Desplazamiento 33.36 cm (Severo)
- Desplazamiento 89.95 cm (Ultimo)



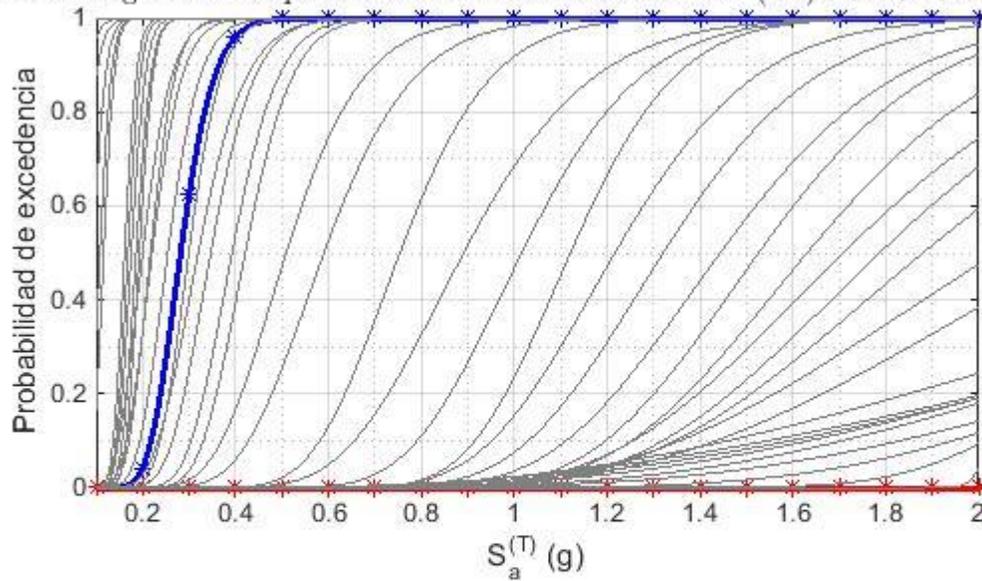
Curva de Fragilidad - Desplazamiento Longitudinal Elastomero (cm) - 0.4148:0.4148:20.32



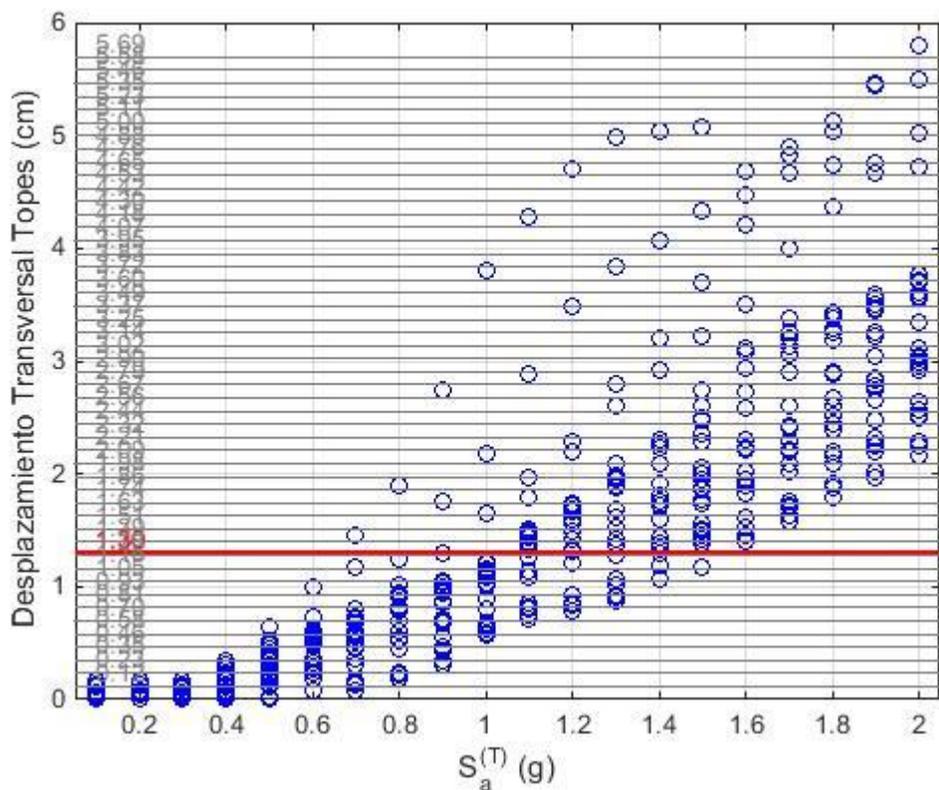
- Desplazamiento 5.24 cm (100%)
- Desplazamiento 15.12 cm (200%)
- Desplazamiento 25 cm (1/2 Mesa Apoyo)



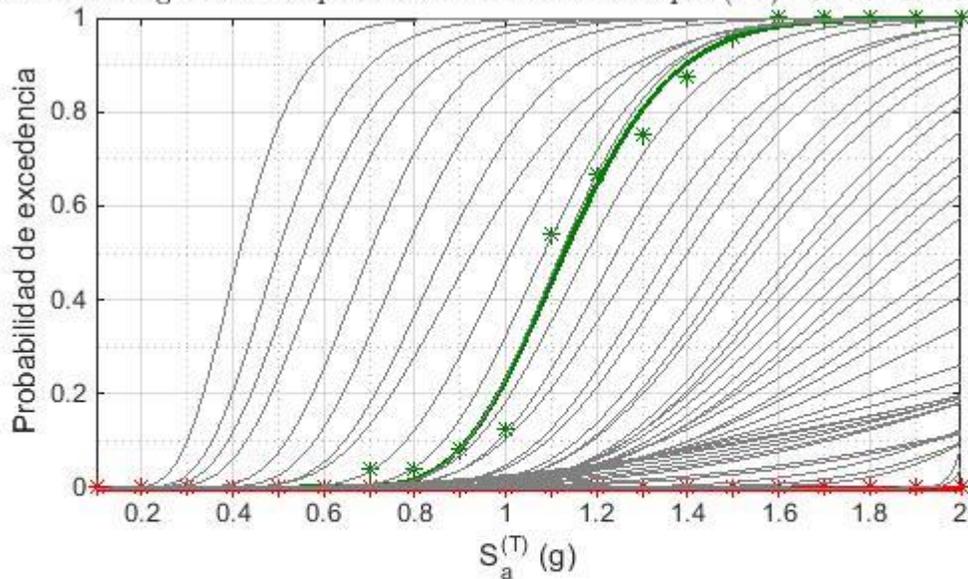
Curva de Fragilidad - Desplazamiento Transversal Elastomero (cm) - 0.2194:0.2194:10.75



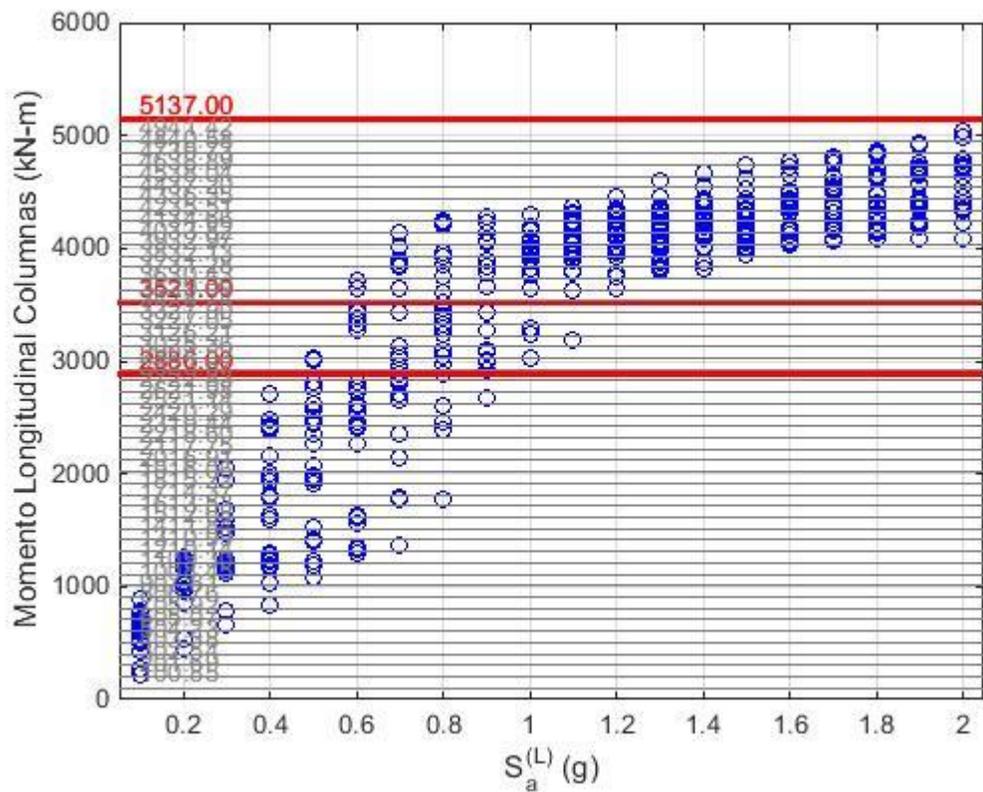
- Desplazamiento 4.027 cm (100%=gap)
- Desplazamiento 14.514 cm (200%=1/4 Mesa Apoyo)
- Desplazamiento 25 cm (1/2 Mesa Apoyo)



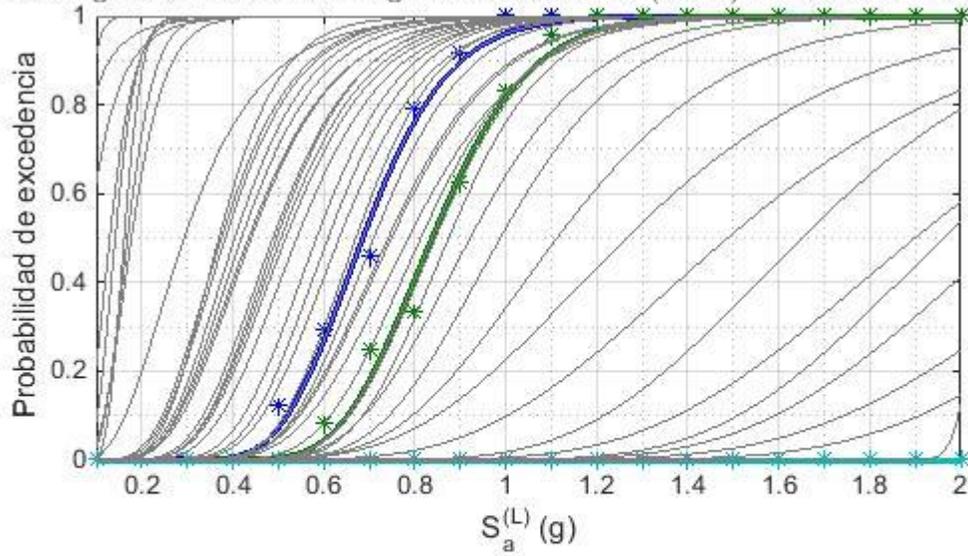
Curva de Fragilidad - Desplazamiento Transversal Topes (cm) - 0.1162:0.1162:5.6938



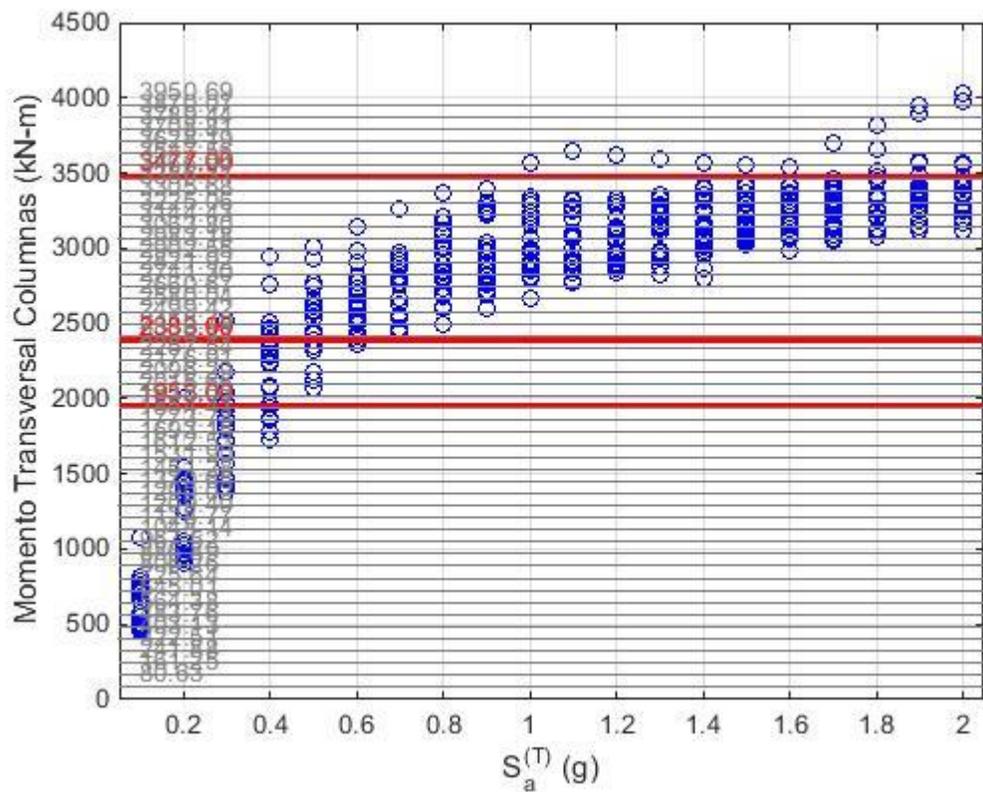
- Desplazamiento 7.09 cm (Sin Daño)
- Desplazamiento 1.299 cm (Resistencia)
- Desplazamiento 25 cm (Ultimo)



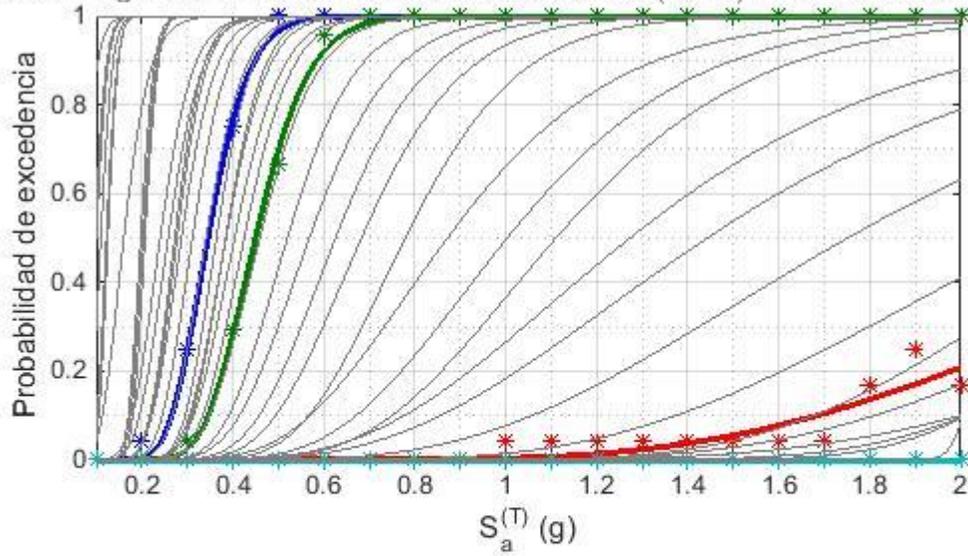
Curva de Fragilidad - Momento Longitudinal Columnas (kN-m) - 100.8454:100.8454:4941



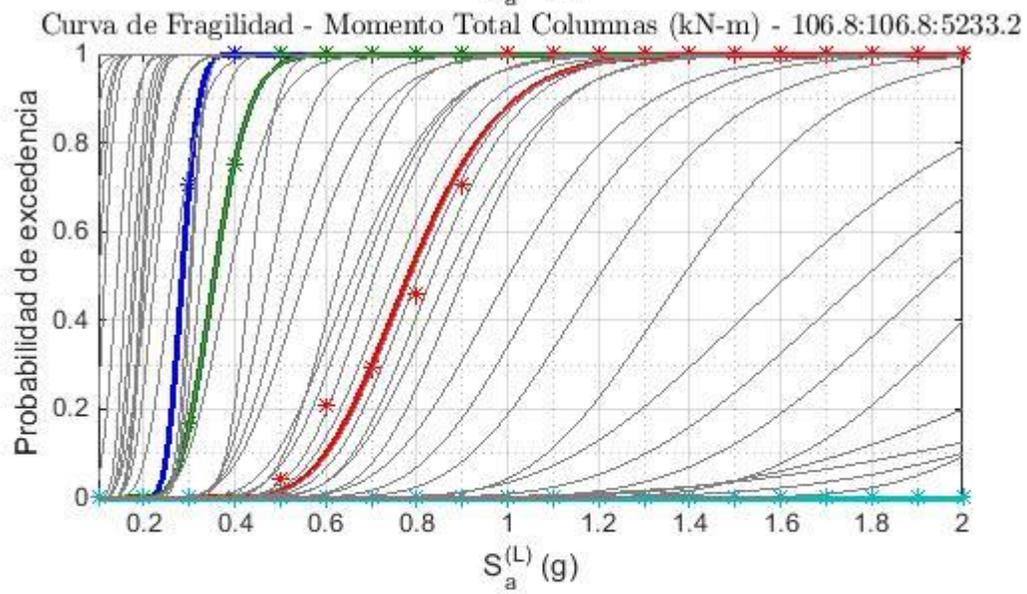
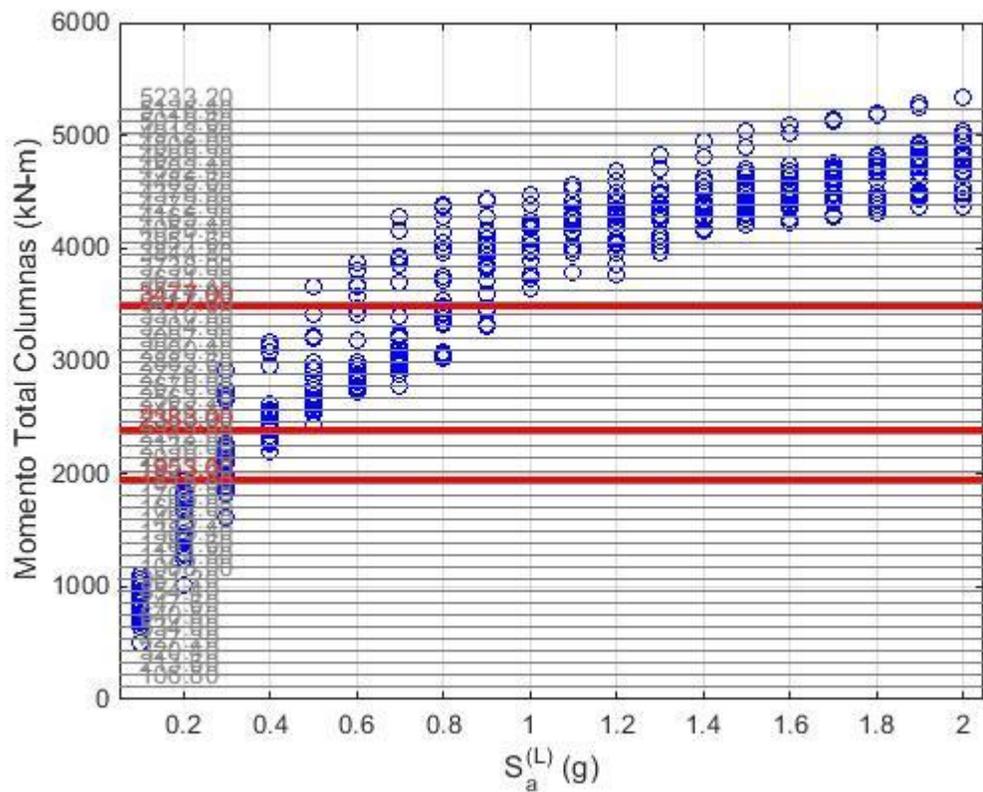
- Momento 2886 kN*m (Leve)
- Momento 3521 kN*m (Moderado)
- Momento 5137 kN*m (Severo)
- Momento 13825 kN*m (Ultimo)



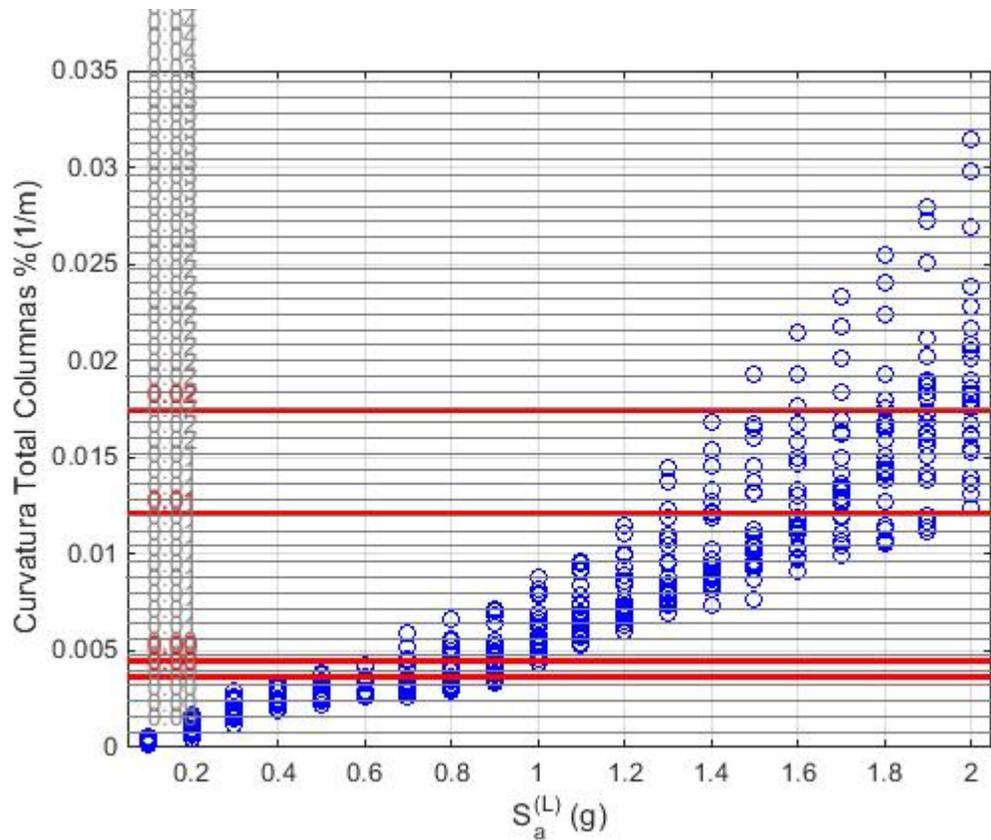
Curva de Fragilidad - Momento Transversal Columnas (kN-m) - 80.6264:80.6264:3950.6



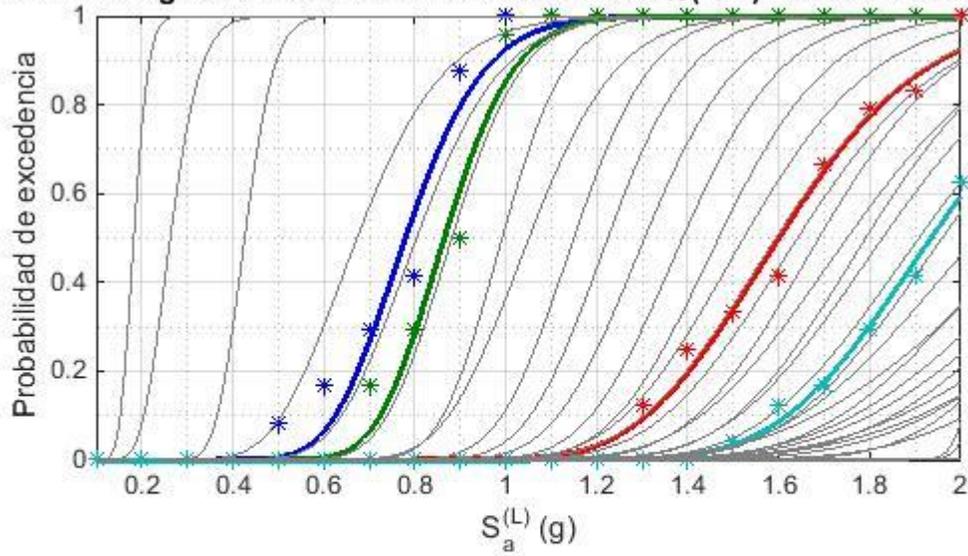
- Momento 1953 kN*m (Leve)
- Momento 2383 kN*m (Moderado)
- Momento 3477 kN*m (Severo)
- Momento 9376 kN*m (Ultimo)



- Momento 1953 kN*m (Leve)
- Momento 2383 kN*m (Moderado)
- Momento 3477 kN*m (Severo)
- Momento 9376 kN*m (Ultimo)

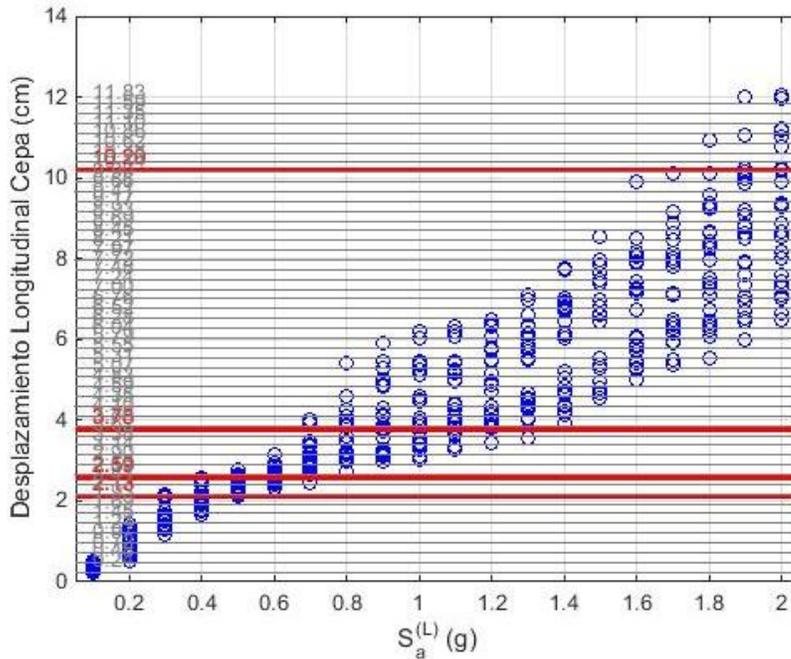


Curva de Fragilidad - Curvatura Total Columnas $\%$ (1/m) - 0.0008:0.0008:0.039

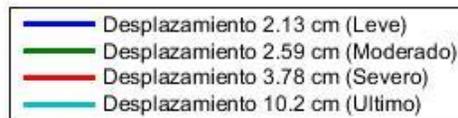
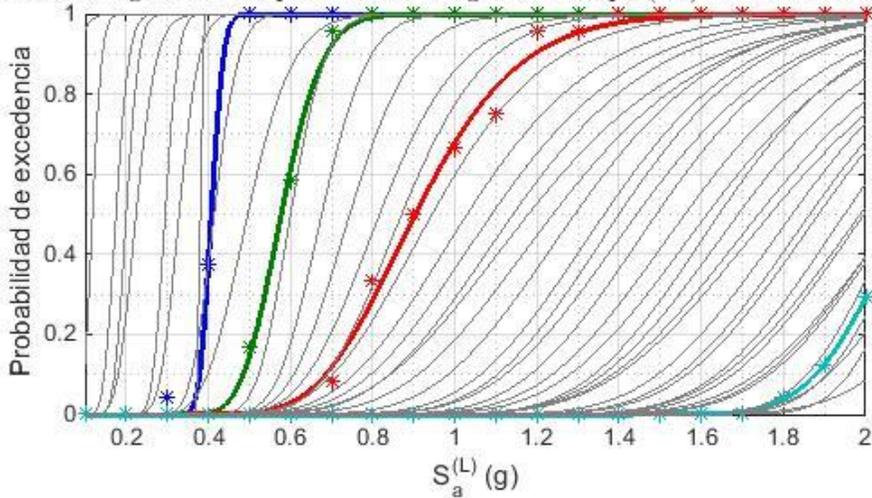


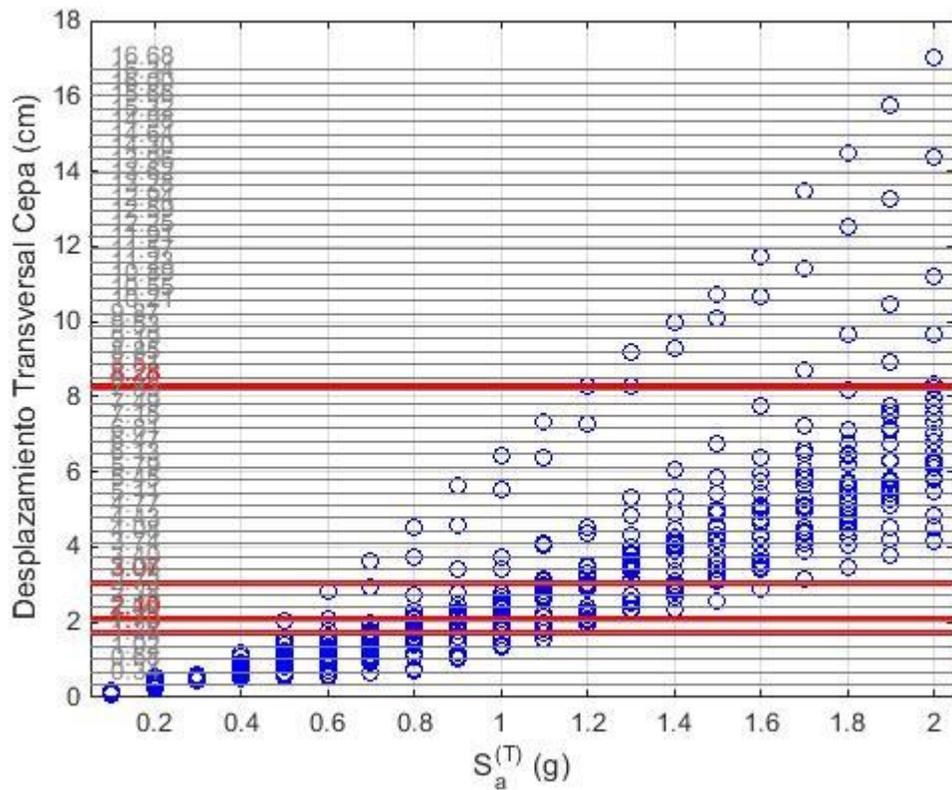
- Curvatura 0.0037 1/m (Elast)
- Curvatura 0.0045 1/m (Minimo)
- Curvatura 0.0121 1/m (Reparable)
- Curvatura 0.0175 1/m (Excesivo)

Anexo B: Resultados Curva de Fragilidad 10% Corrosión

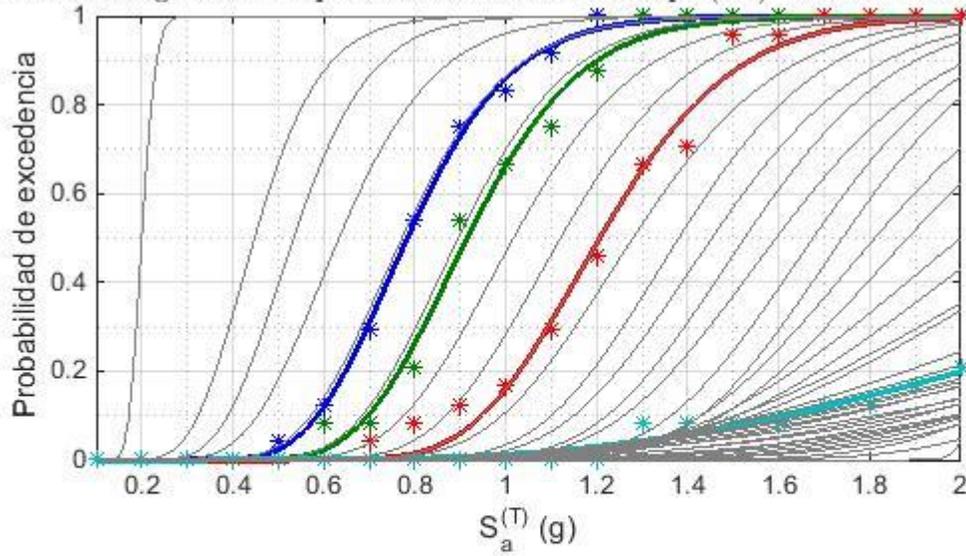


Curva de Fragilidad - Desplazamiento Longitudinal Cepa (cm) - 0.2414:0.2414:11.828

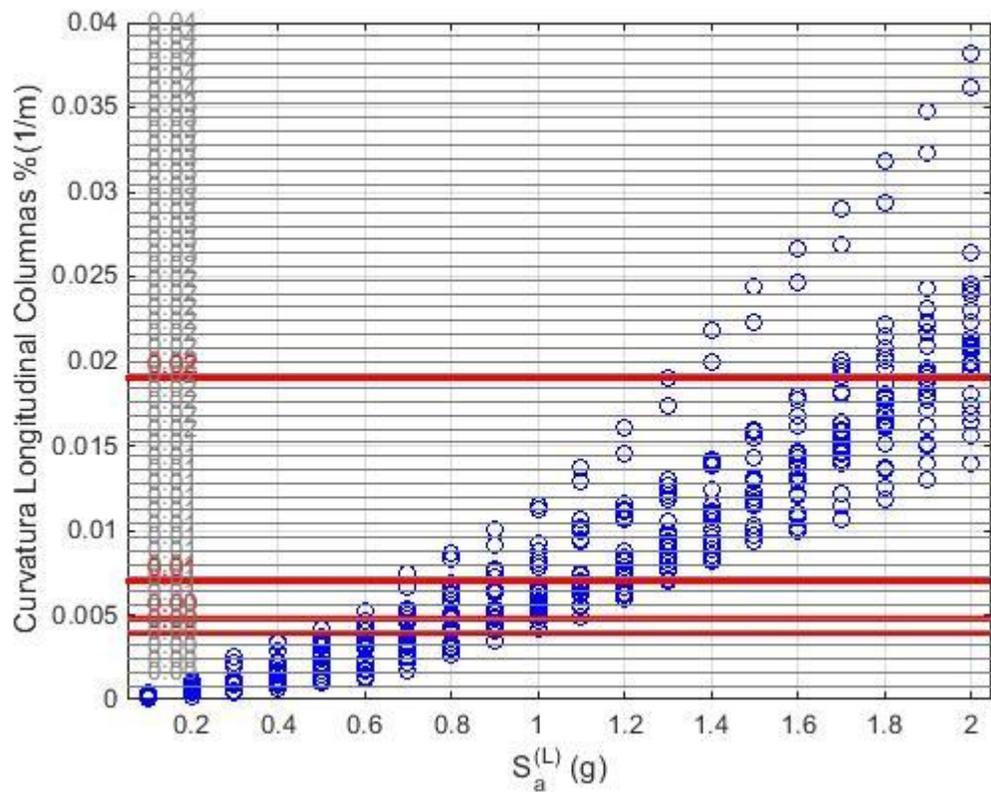




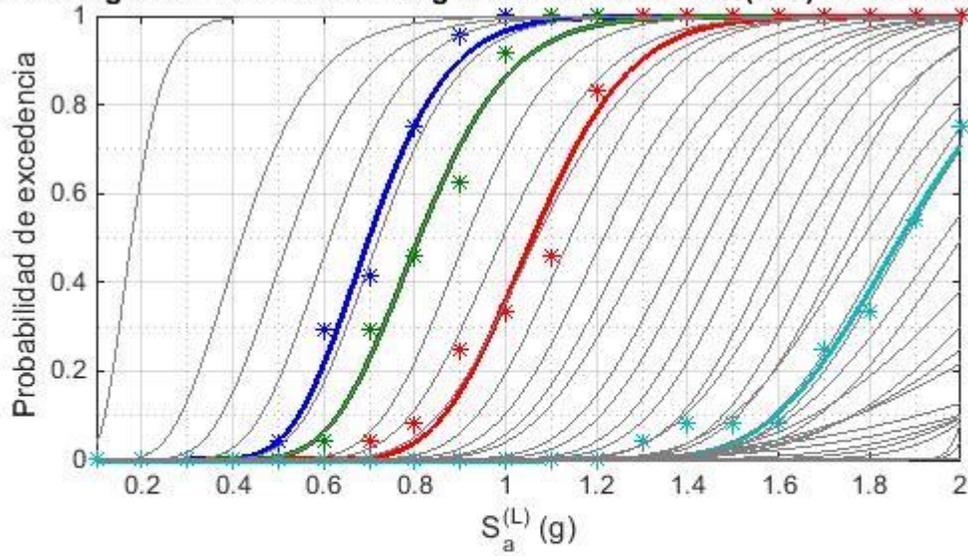
Curva de Fragilidad - Desplazamiento Transversal Cepa (cm) - 0.3404:0.3404:16.6796



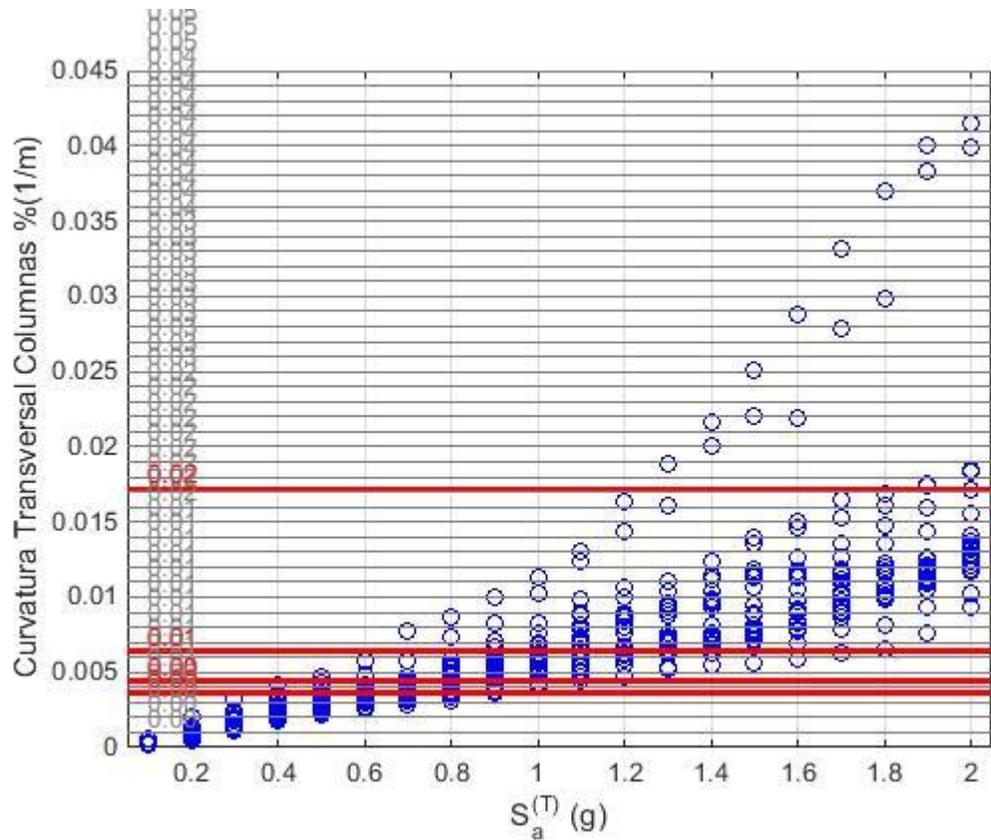
- Desplazamiento 1.73 cm (Leve)
- Desplazamiento 2.1 cm (Moderado)
- Desplazamiento 3.07 cm (Severo)
- Desplazamiento 8.28 cm (Ultimo)



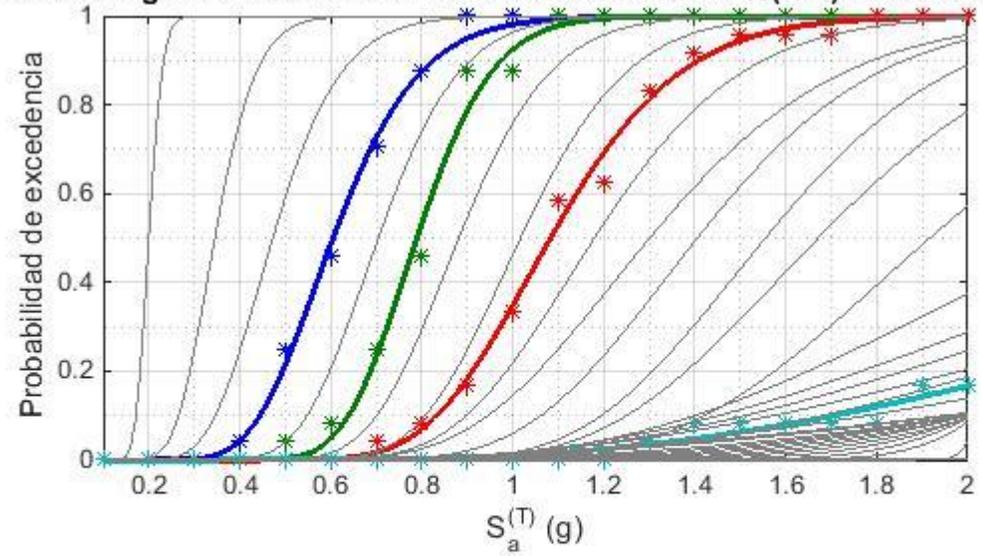
Curva de Fragilidad - Curvatura Longitudinal Columnas %(1/m) - 0.0008:0.0008:0.



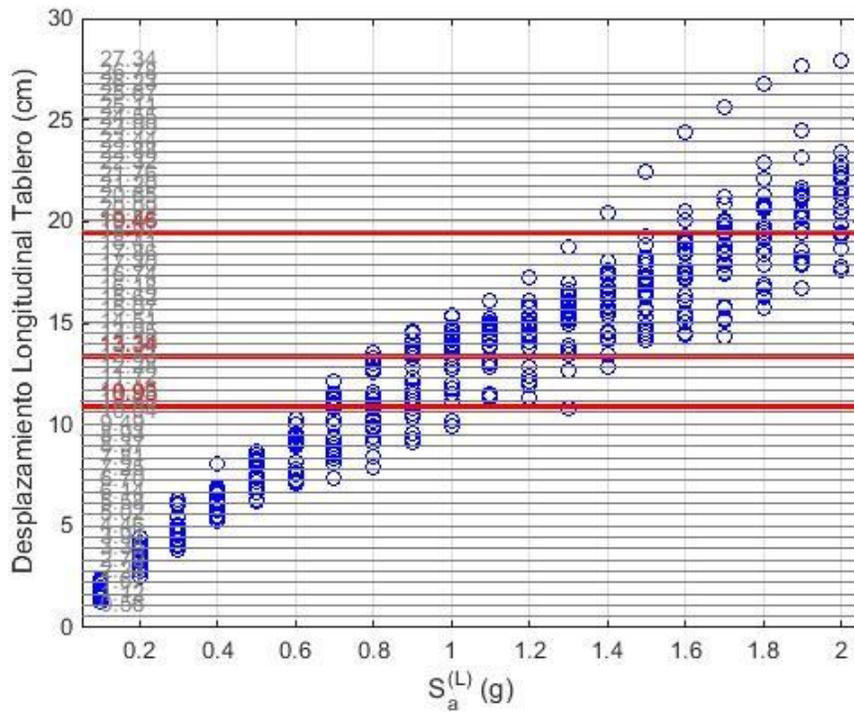
- Curvatura 0.0039 1/m (Elast)
- Curvatura 0.0048 1/m (Minimo)
- Curvatura 0.007 1/m (Reparable)
- Curvatura 0.019 1/m (Excesivo)



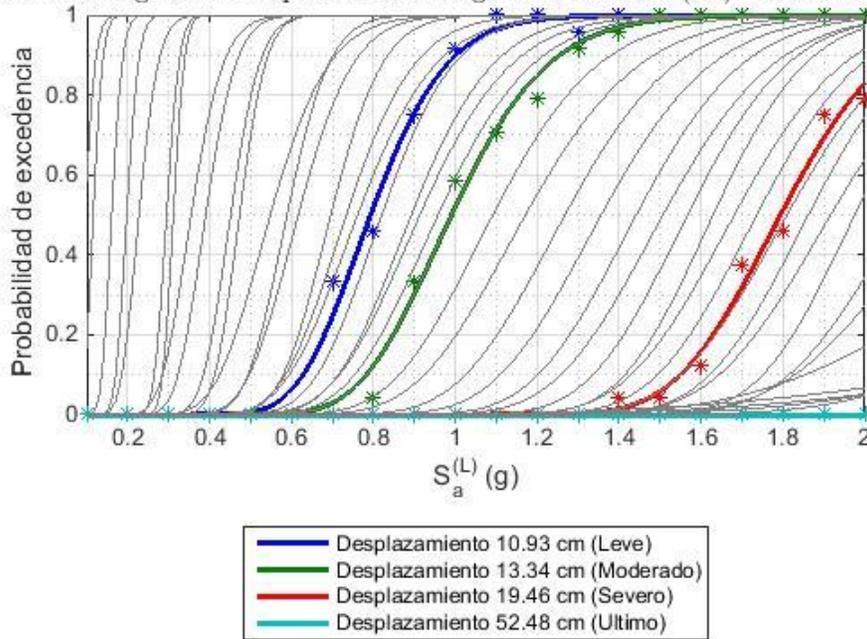
Curva de Fragilidad - Curvatura Transversal Columnas % (1/m) - 0.001:0.001:0.0

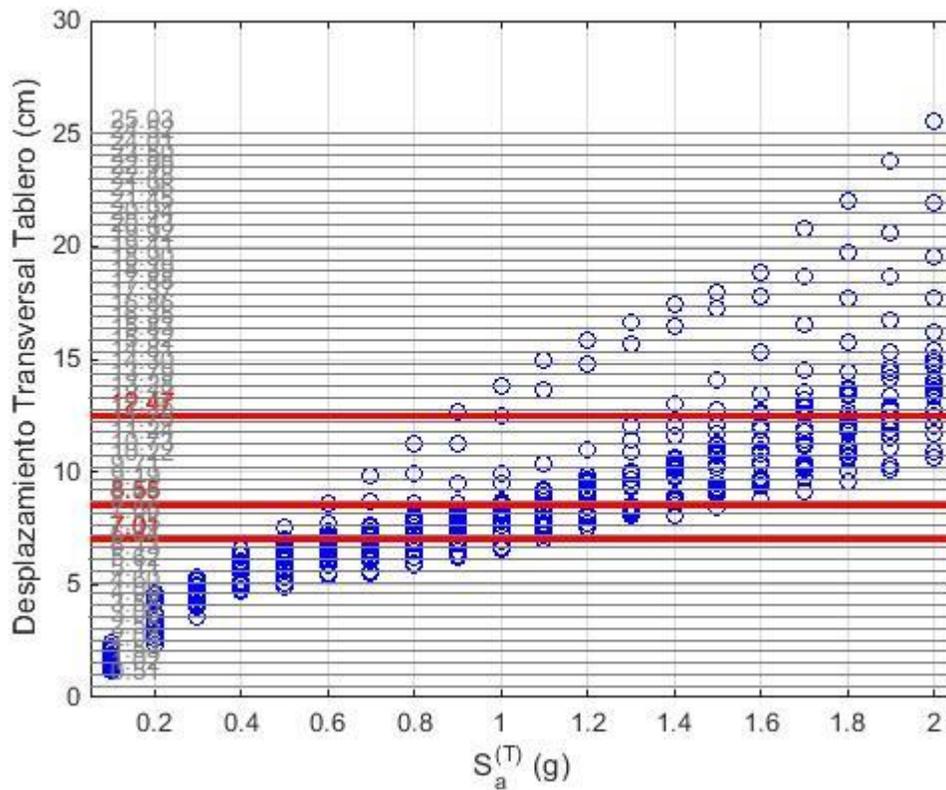


- Curvatura 0.0036 1/m (Elast)
- Curvatura 0.0044 1/m (Minimo)
- Curvatura 0.0064 1/m (Reparable)
- Curvatura 0.0172 1/m (Excesivo)

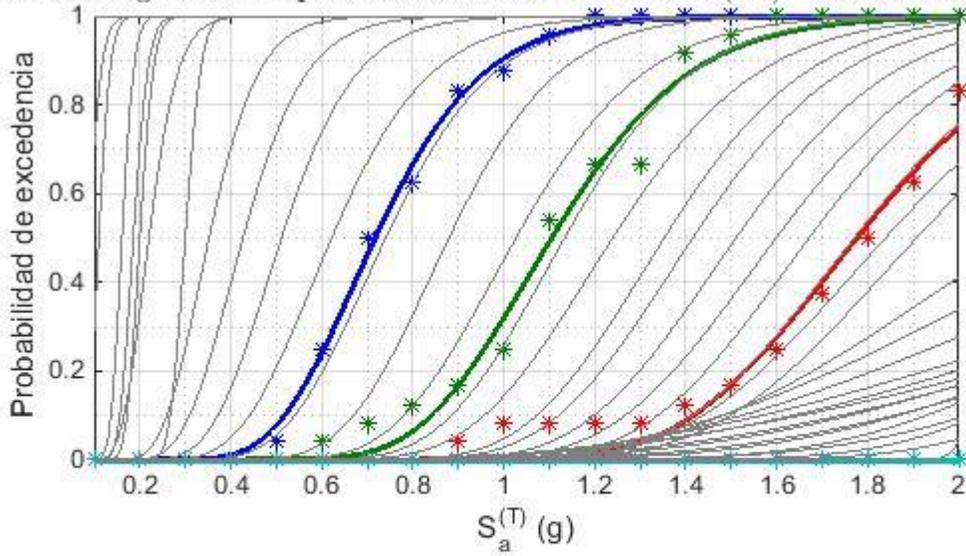


Curva de Fragilidad - Desplazamiento Longitudinal Tablero (cm) - 0.558:0.558:27.34:

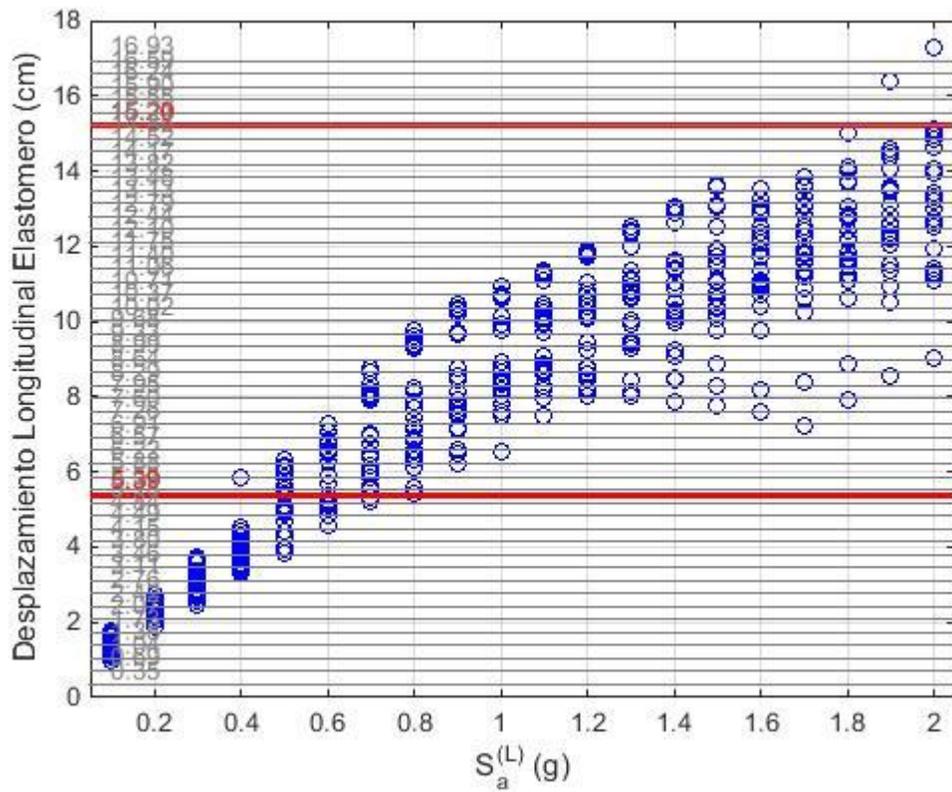




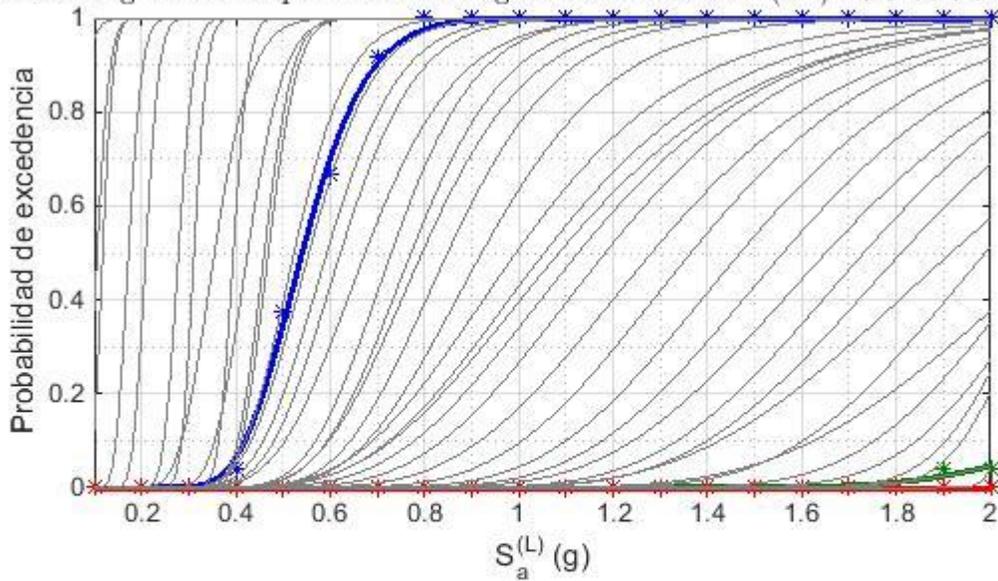
Curva de Fragilidad - Desplazamiento Transversal Tablero (cm) - 0.5108:0.5108:25.02%



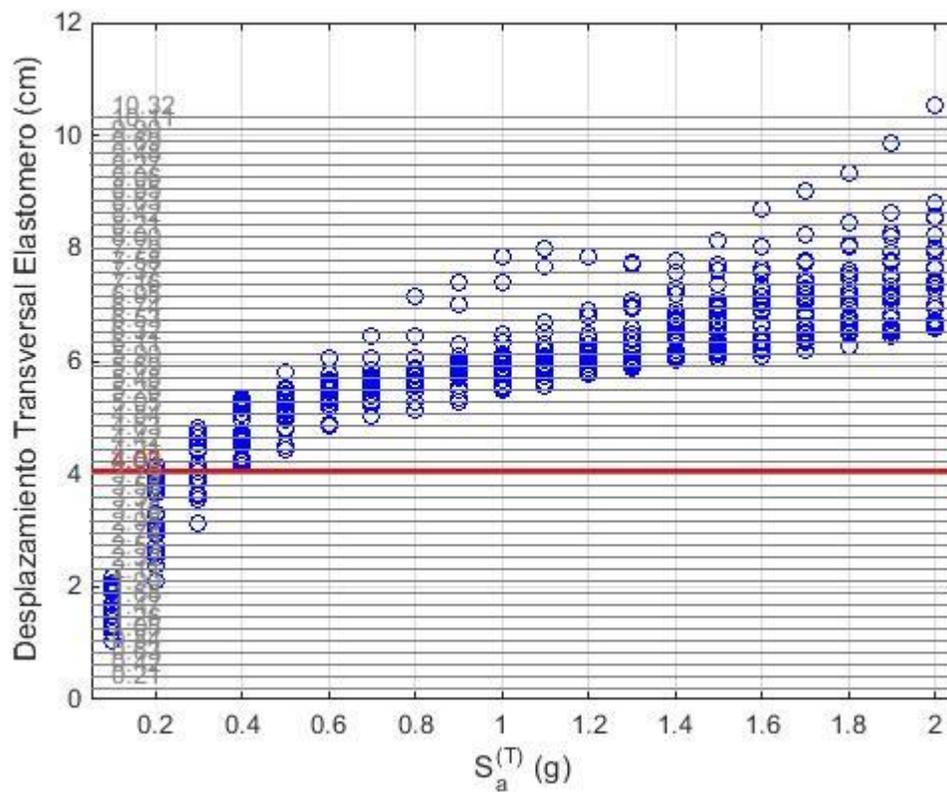
- Desplazamiento 7.01 cm (Leve)
- Desplazamiento 8.55 cm (Moderado)
- Desplazamiento 12.47 cm (Severo)
- Desplazamiento 33.64 cm (Ultimo)



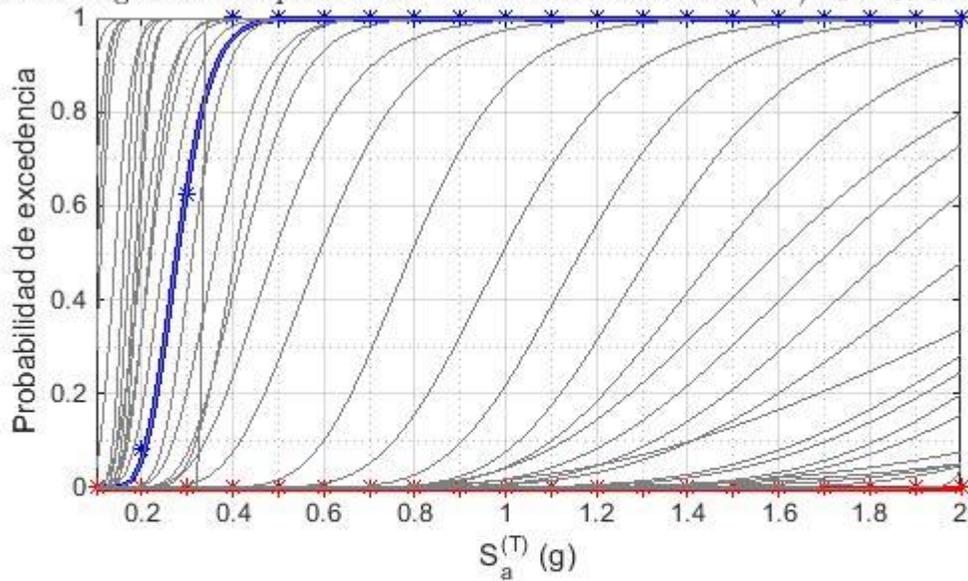
Curva de Fragilidad - Desplazamiento Longitudinal Elastomero (cm) - 0.3456:0.3456:16.95



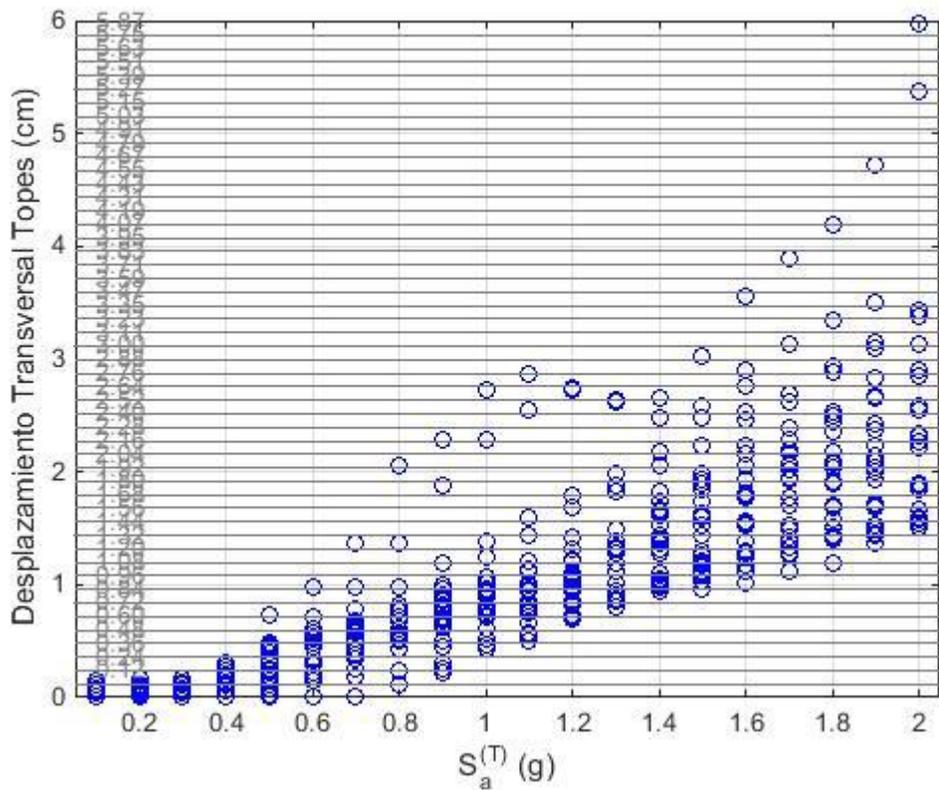
- Desplazamiento 5.39 cm (100%)
- Desplazamiento 15.195 cm (200%)
- Desplazamiento 25 cm (1/2 Mesa Apoyo)



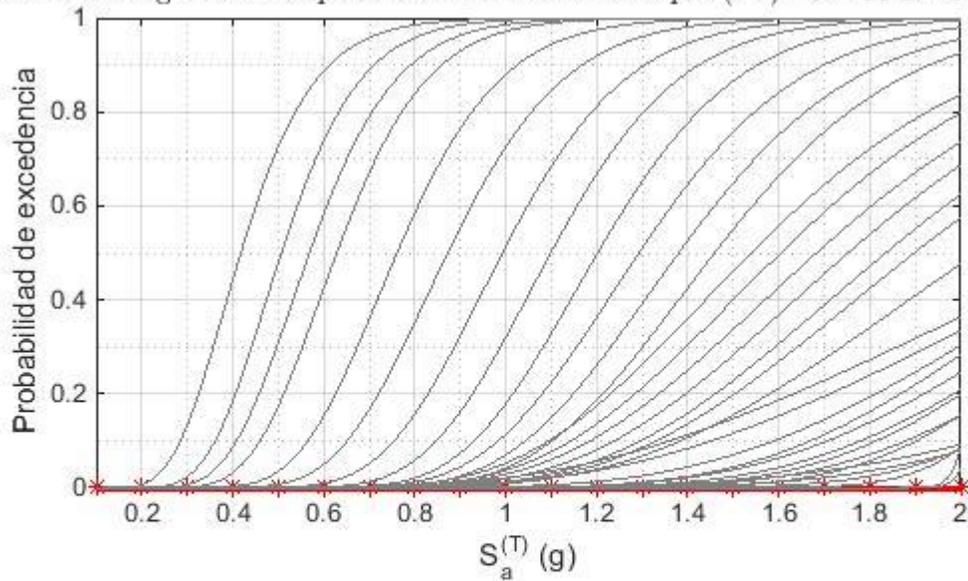
Curva de Fragilidad - Desplazamiento Transversal Elastomero (cm) - 0.2106:0.2106:10.3



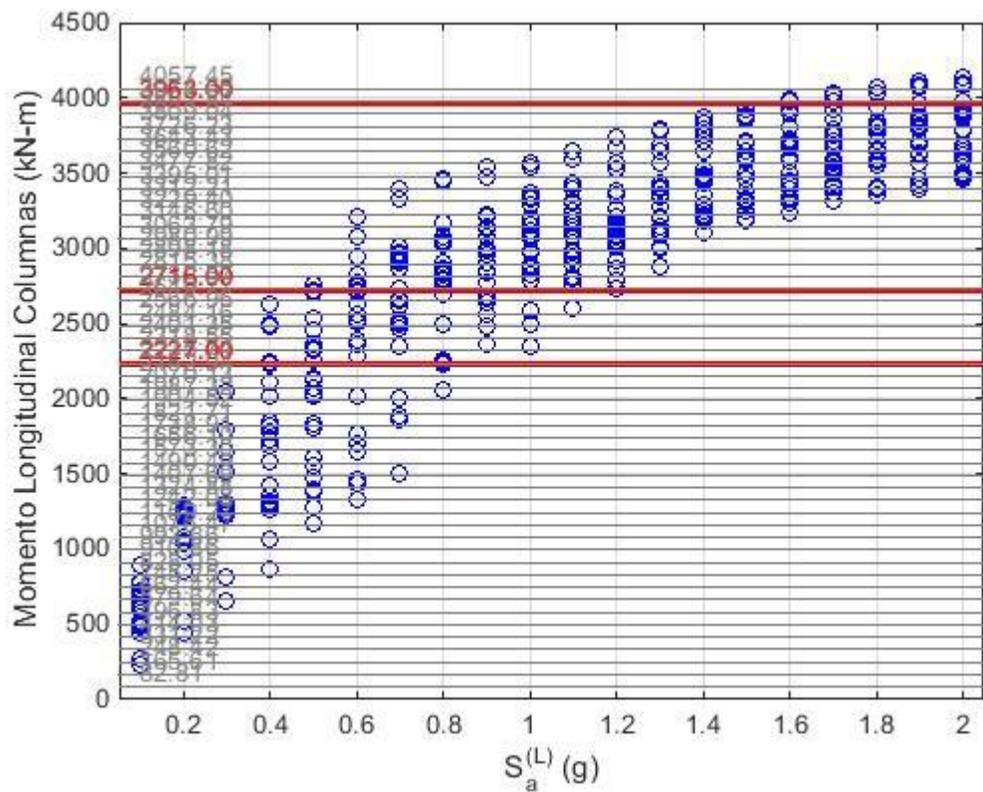
- Desplazamiento 4.027 cm (100%=gap)
- Desplazamiento 14.514 cm (200%=1/4 Mesa Apoyo)
- Desplazamiento 25 cm (1/2 Mesa Apoyo)



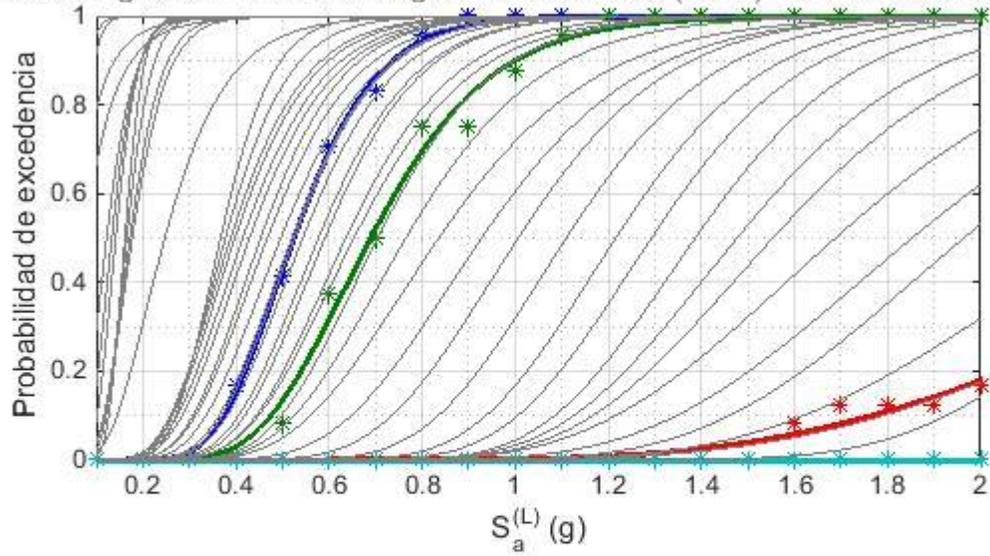
Curva de Fragilidad - Desplazamiento Transversal Topes (cm) - 0.1198:0.1198:5.8702



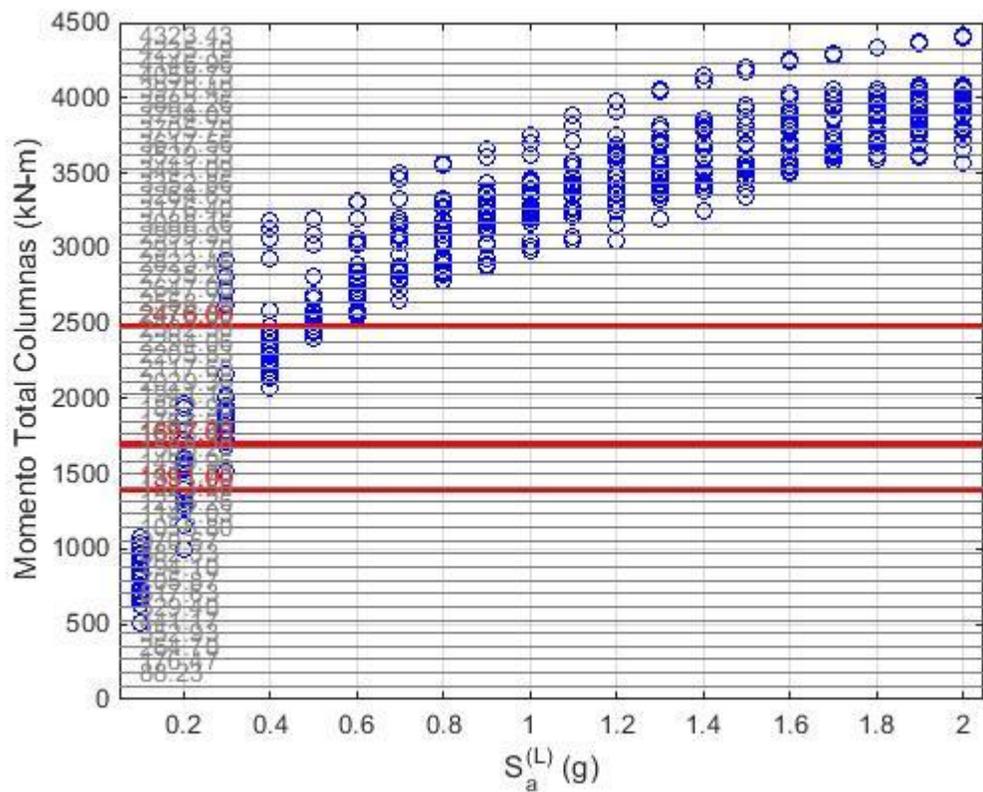
- Desplazamiento 7.97 cm (Sin Daño)
- Desplazamiento 16.485 cm (Resistencia)
- Desplazamiento 25 cm (Ultimo)



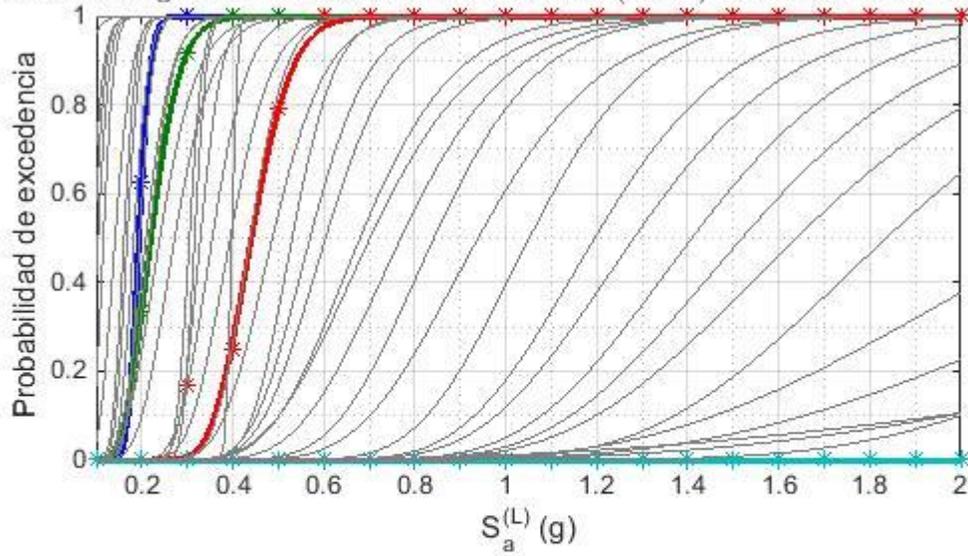
Curva de Fragilidad - Momento Longitudinal Columnas (kN-m) - 82.8052:82.8052:4057.4



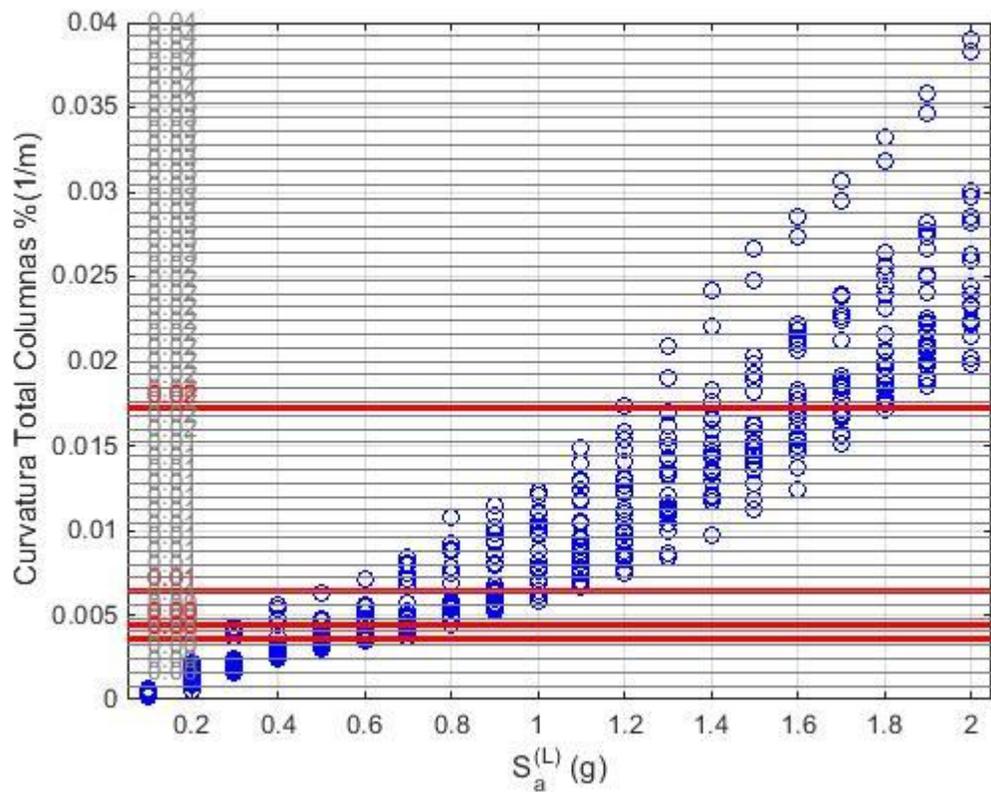
- Momento 2227 kN*m (Leve)
- Momento 2716 kN*m (Moderado)
- Momento 3963 kN*m (Severo)
- Momento 10688 kN*m (Ultimo)



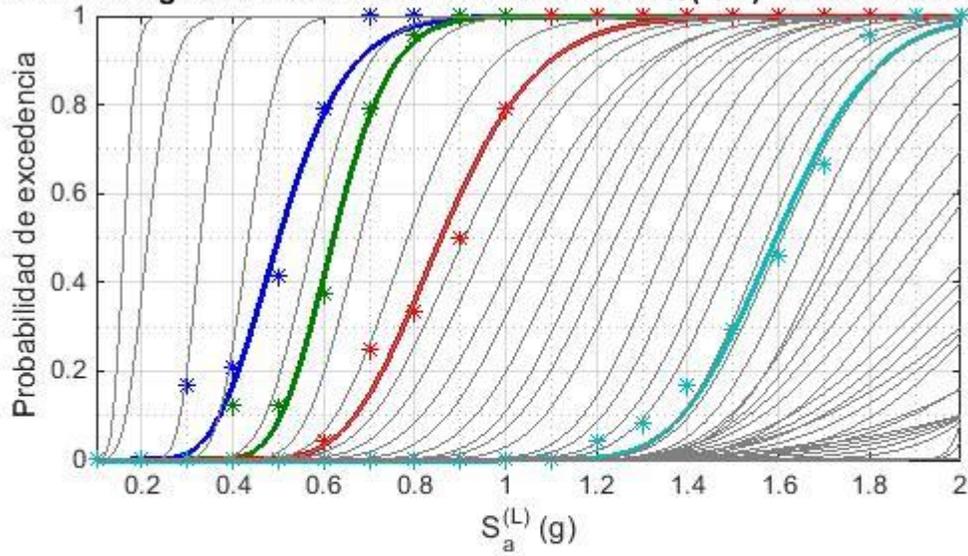
Curva de Fragilidad - Momento Total Columnas (kN-m) - 88.2332:88.2332:4323.4268



- Momento 1391 kN*m (Leve)
- Momento 1697 kN*m (Moderado)
- Momento 2476 kN*m (Severo)
- Momento 6677 kN*m (Ultimo)

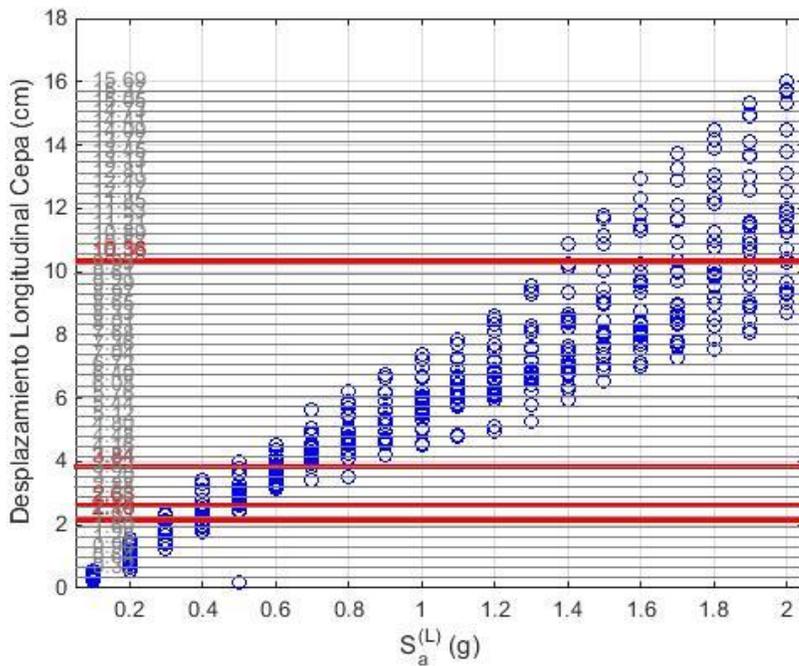


Curva de Fragilidad - Curvatura Total Columnas % (1/m) - 0.0008:0.0008:0.039

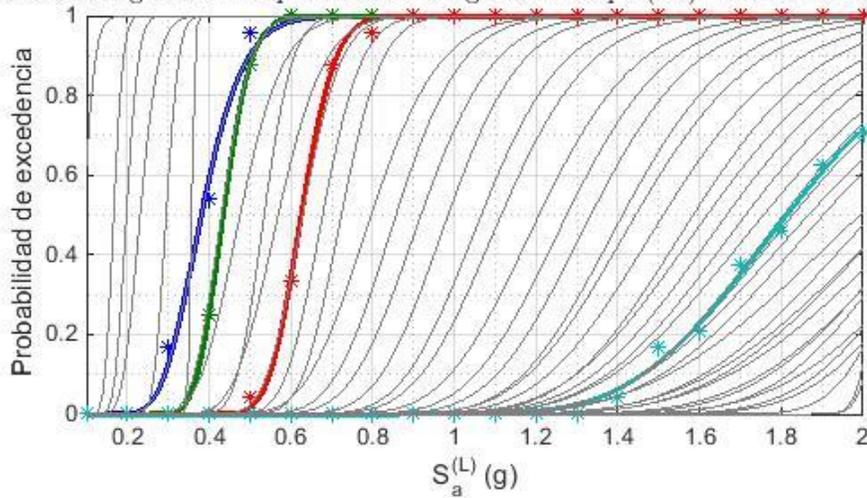


- Curvatura 0.0036 1/m (Elast)
- Curvatura 0.0044 1/m (Minimo)
- Curvatura 0.0064 1/m (Reparable)
- Curvatura 0.0172 1/m (Excesivo)

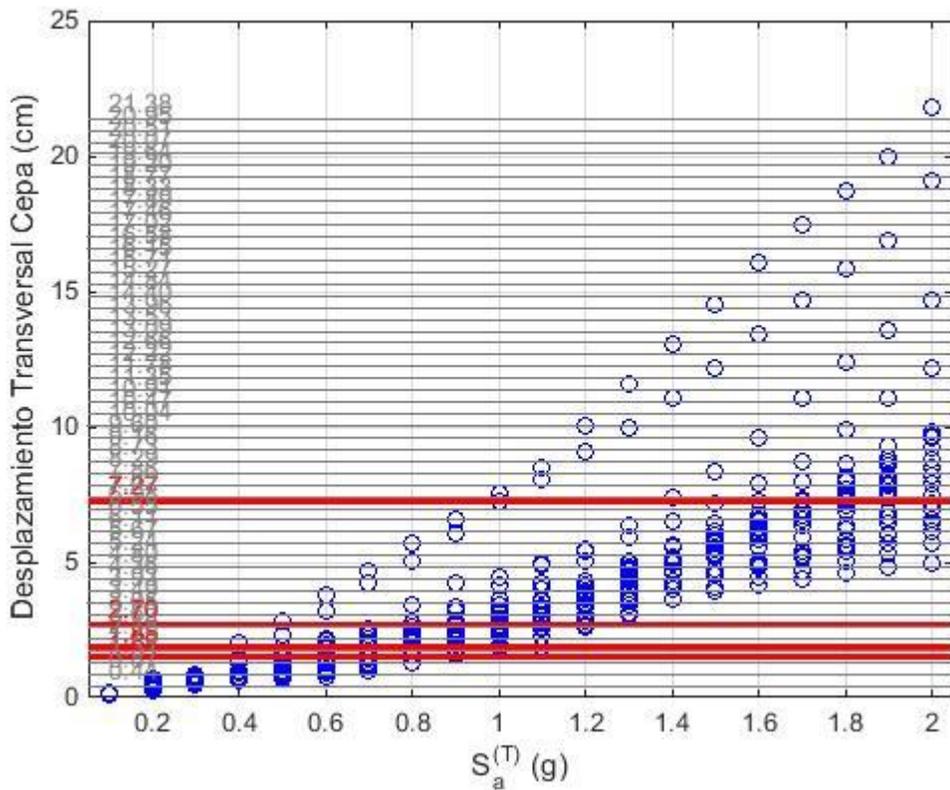
Anexo C: Resultados Curva de Fragilidad 20% Corrosión



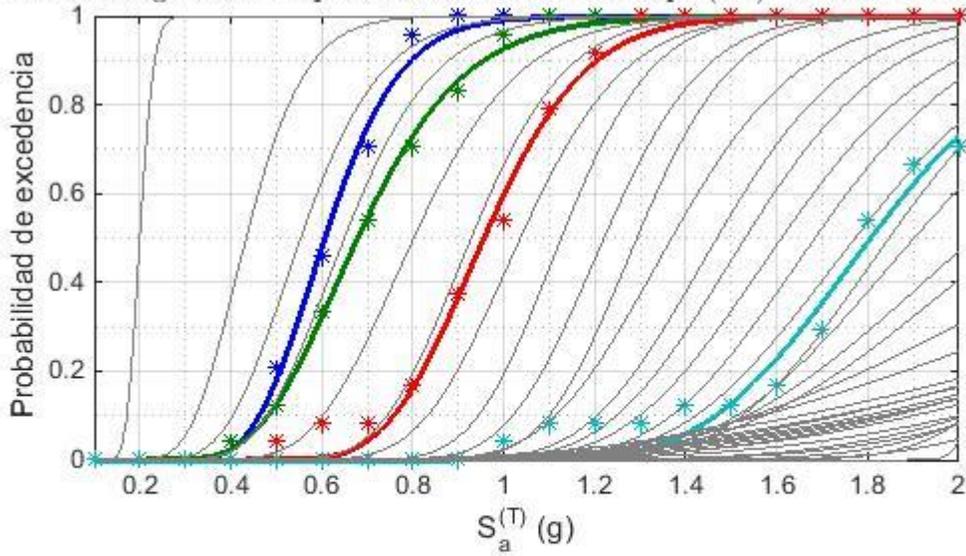
Curva de Fragilidad - Desplazamiento Longitudinal Cepa (cm) - 0.3202:0.3202:15.689



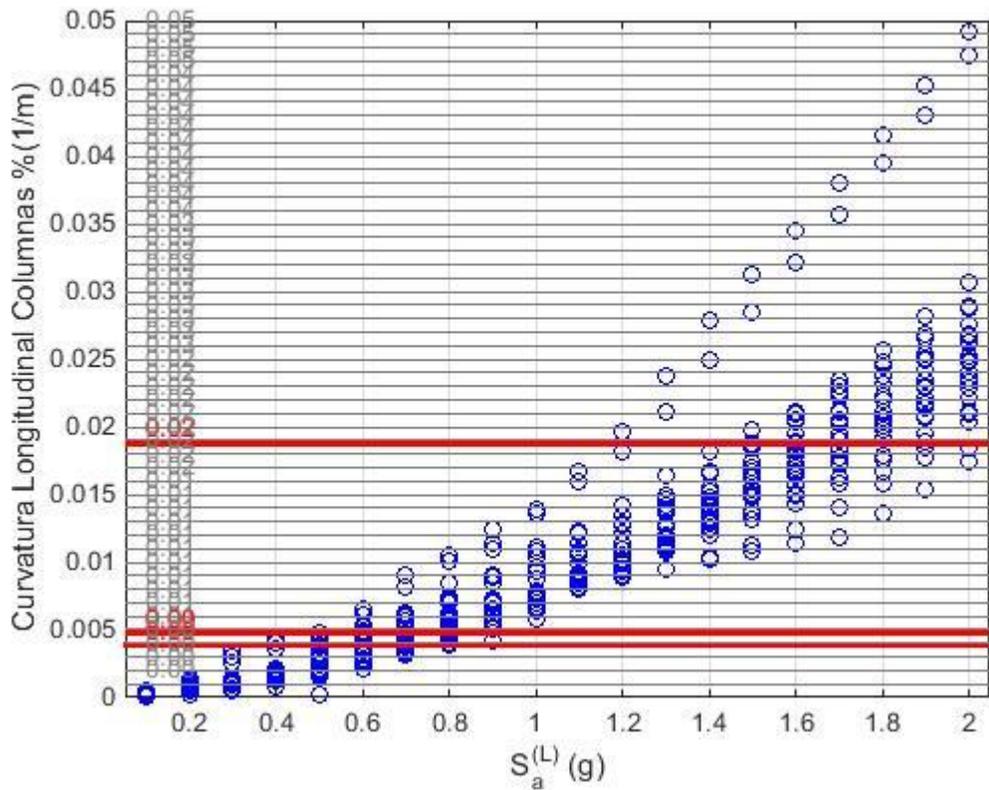
- Desplazamiento 2.16 cm (Leve)
- Desplazamiento 2.63 cm (Moderado)
- Desplazamiento 3.84 cm (Severo)
- Desplazamiento 10.36 cm (Ultimo)



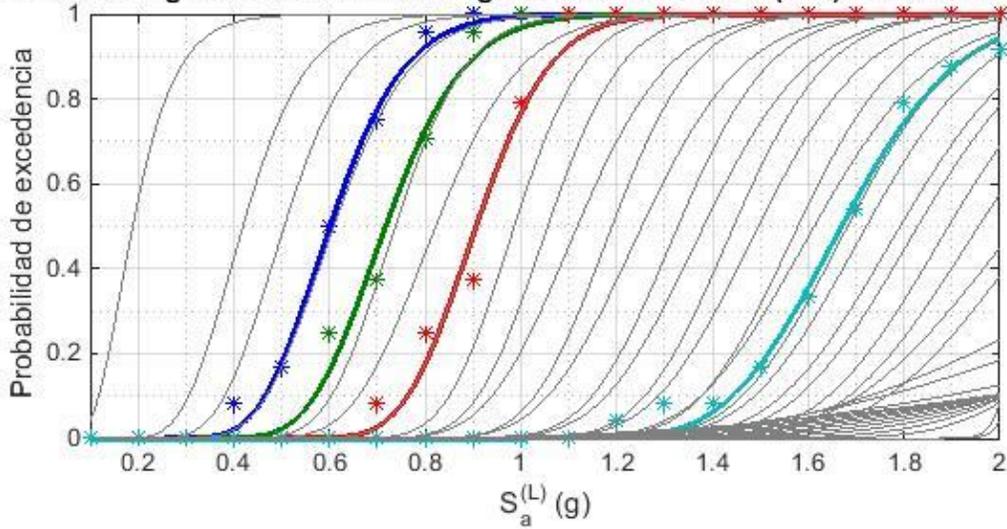
Curva de Fragilidad - Desplazamiento Transversal Cepa (cm) - 0.4364:0.4364:21.3836



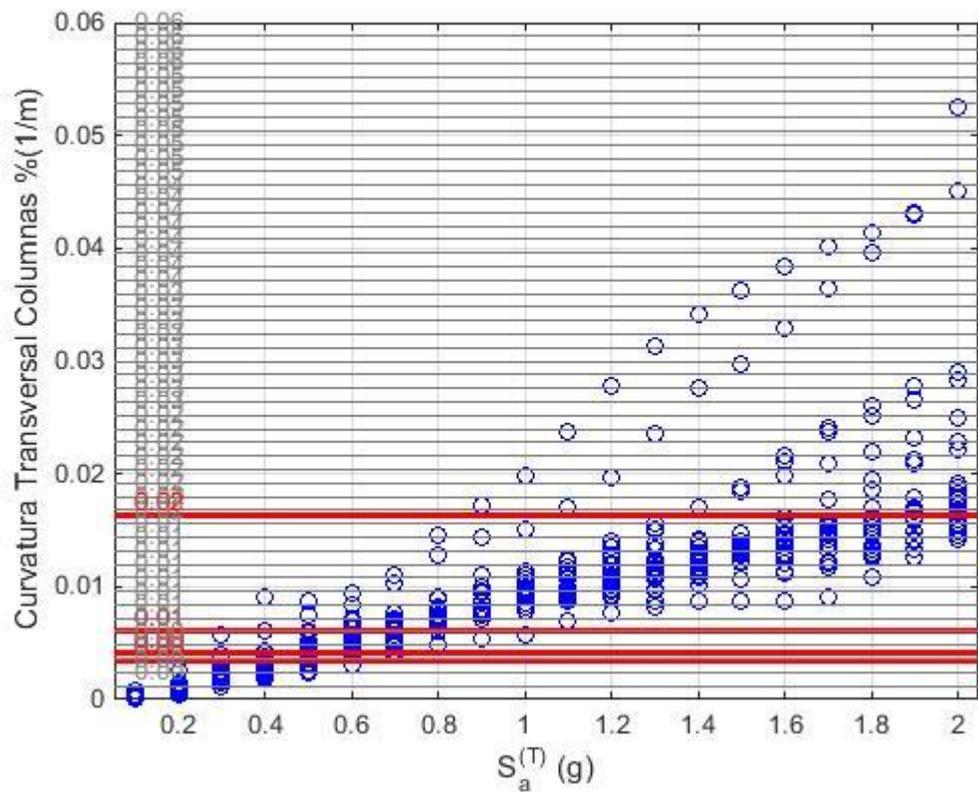
- Desplazamiento 1.52 cm (Leve)
- Desplazamiento 1.85 cm (Moderado)
- Desplazamiento 2.7 cm (Severo)
- Desplazamiento 7.27 cm (Ultimo)



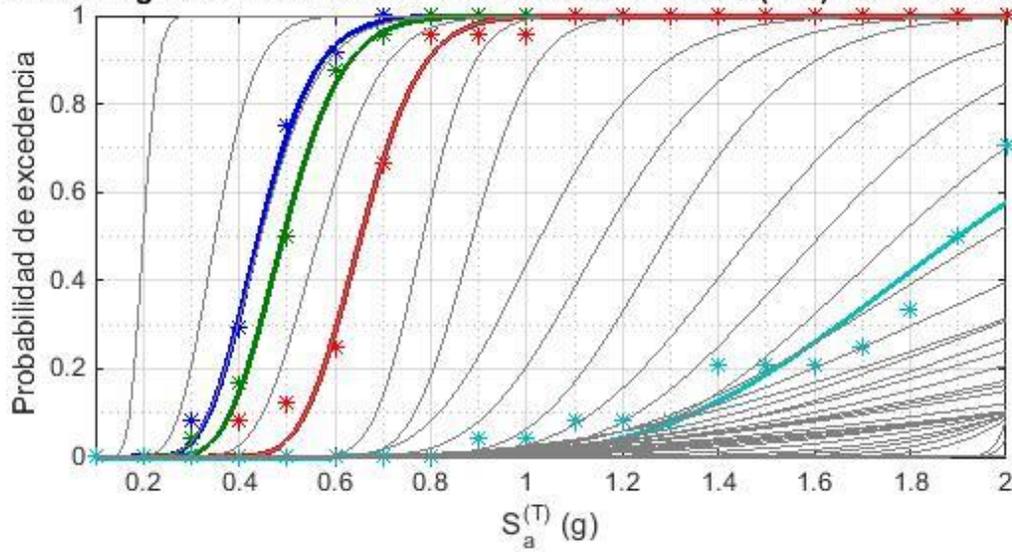
Curva de Fragilidad - Curvatura Longitudinal Columnas %(1/m) - 0.001:0.001:0.049



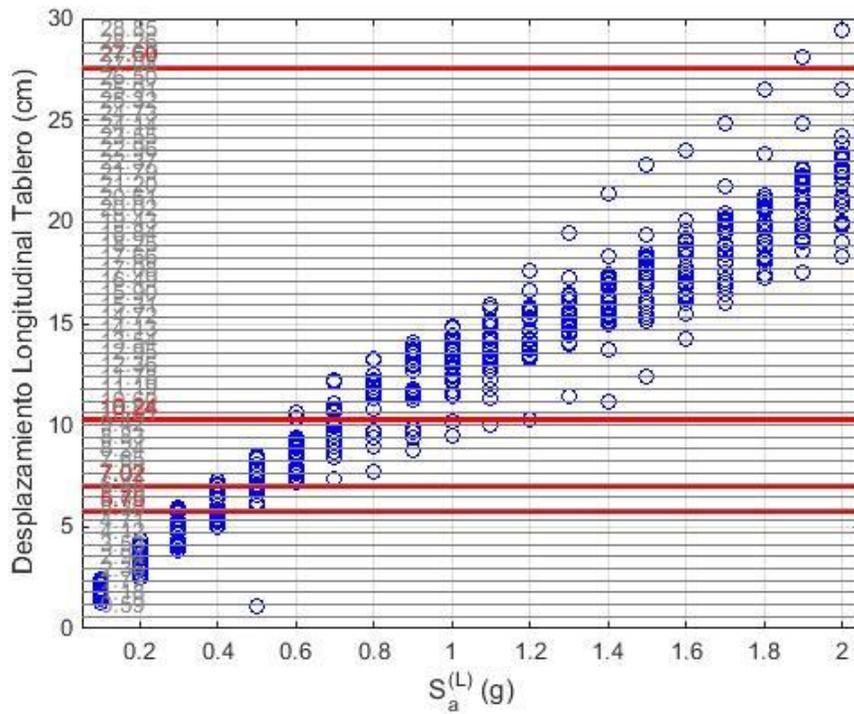
- Curvatura 0.0039 1/m (Elast)
- Curvatura 0.0048 1/m (Minimo)
- Curvatura 0.007 1/m (Reparable)
- Curvatura 0.0188 1/m (Excesivo)



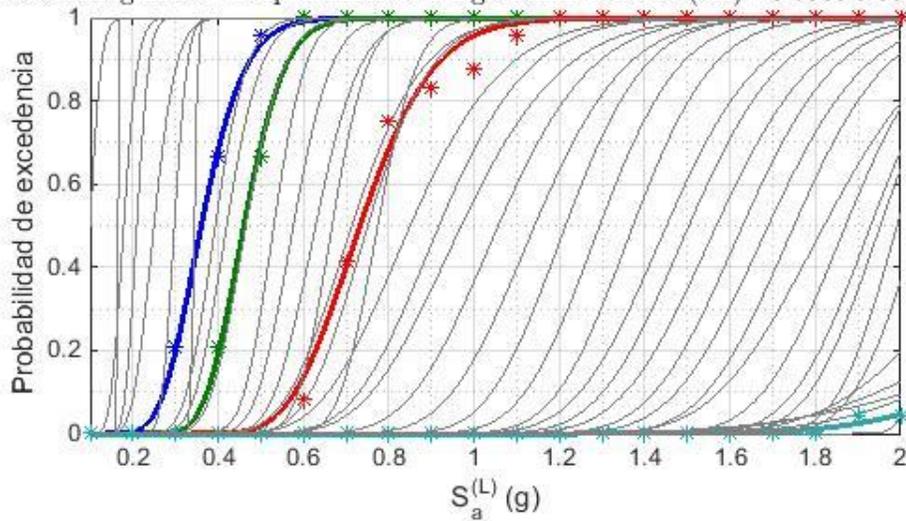
Curva de Fragilidad - Curvatura Transversal Columnas % (1/m) - 0.0012:0.0012:0.05



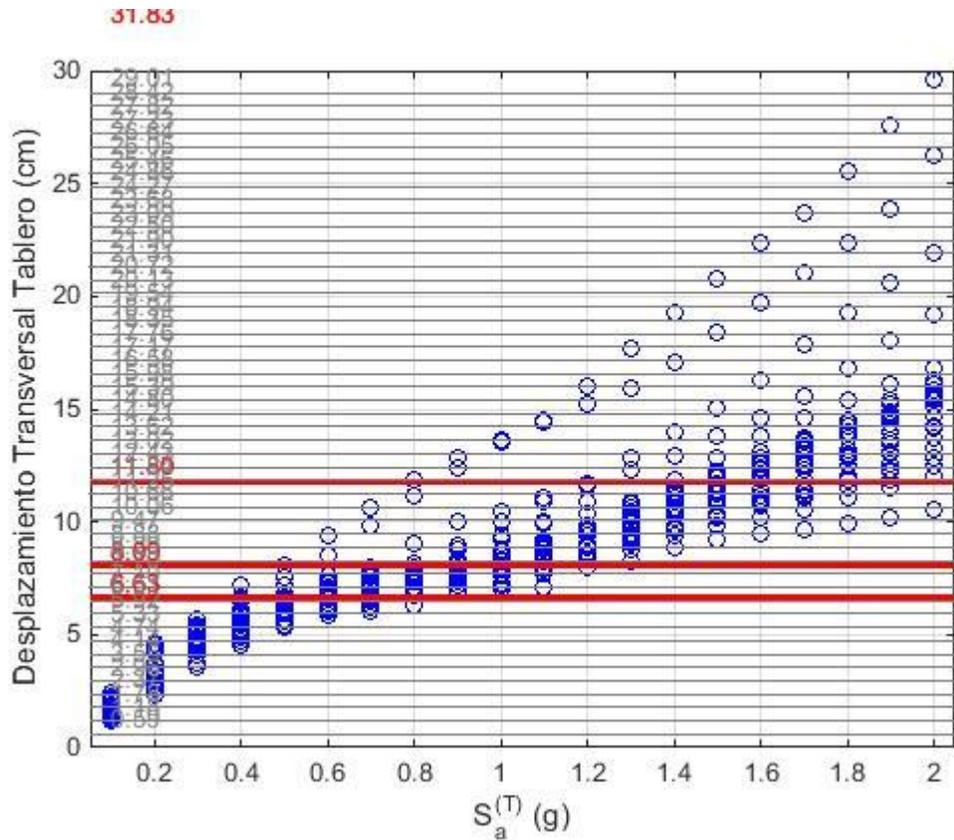
- Curvatura 0.0034 1/m (Elast)
- Curvatura 0.0041 1/m (Minimo)
- Curvatura 0.006 1/m (Reparable)
- Curvatura 0.0163 1/m (Excesivo)



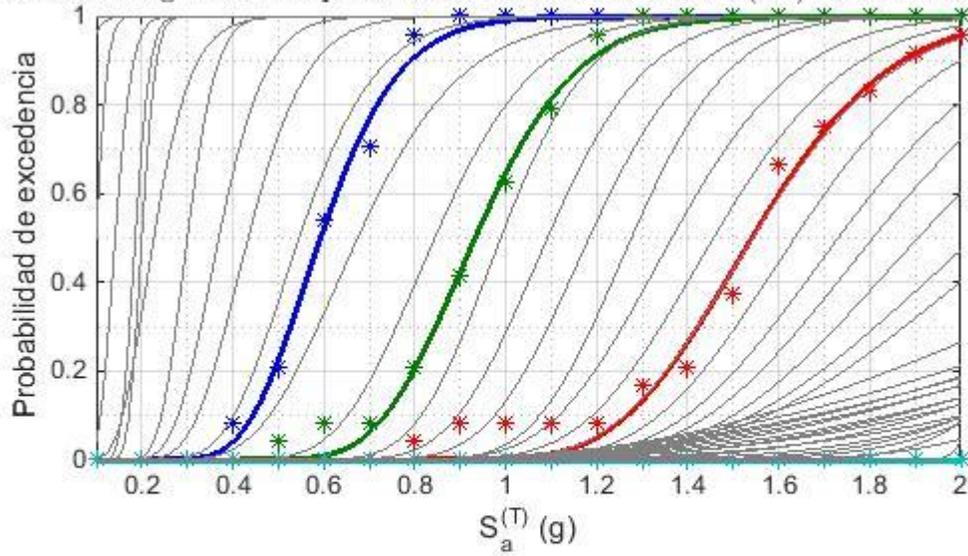
Curva de Fragilidad - Desplazamiento Longitudinal Tablero (cm) - 0.5888:0.5888:28.85



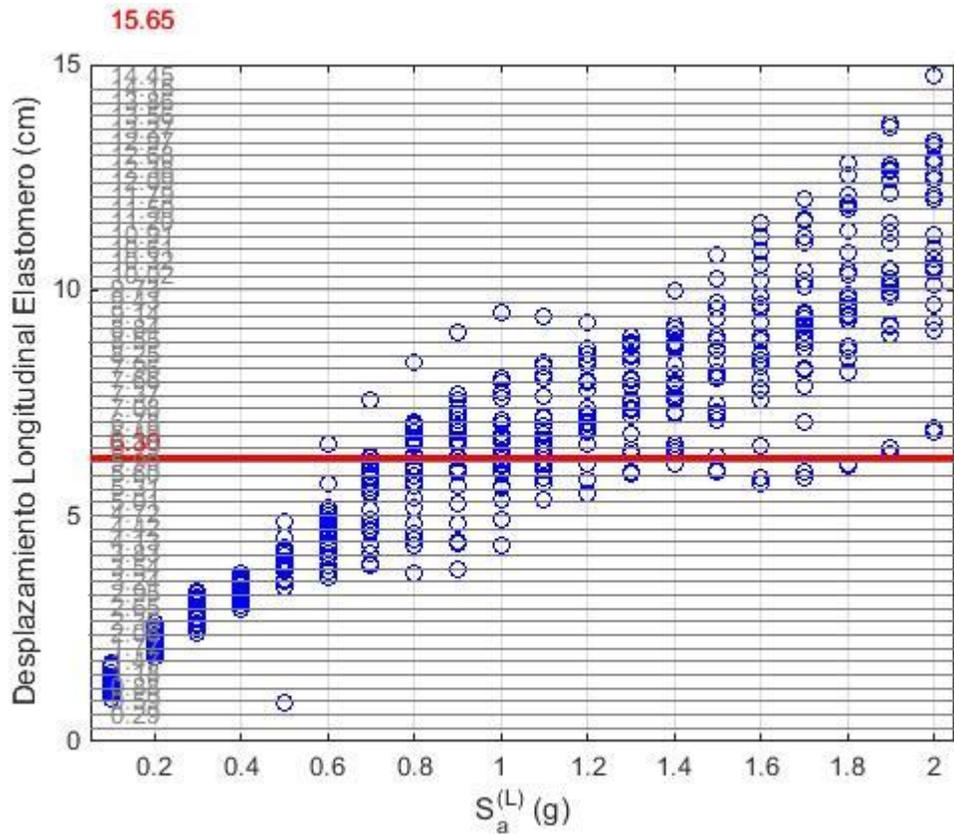
- Desplazamiento 5.75 cm (Leve)
- Desplazamiento 7.02 cm (Moderado)
- Desplazamiento 10.24 cm (Severo)
- Desplazamiento 27.6 cm (Ultimo)



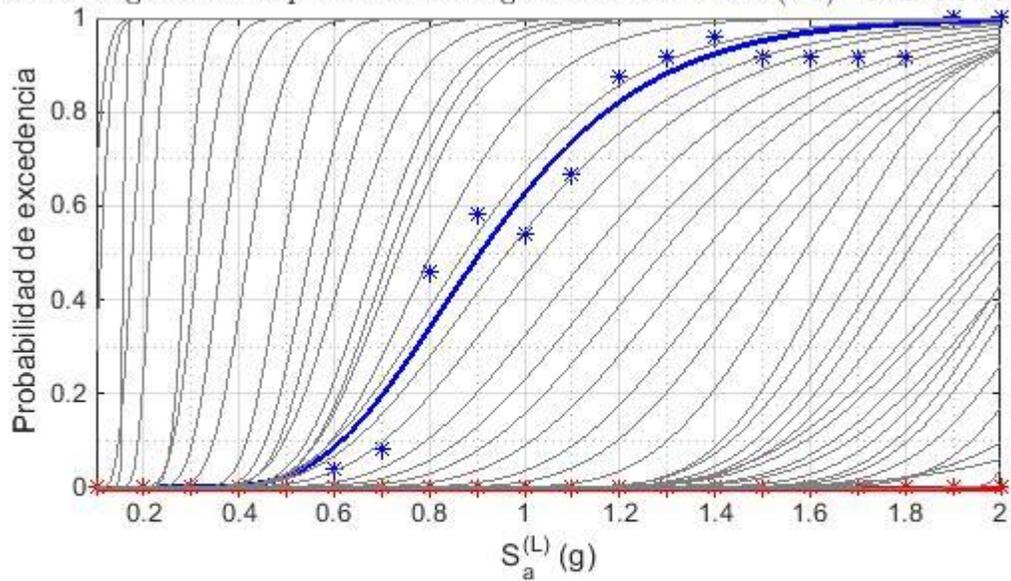
Curva de Fragilidad - Desplazamiento Transversal Tablero (cm) - 0.592:0.592:29.008



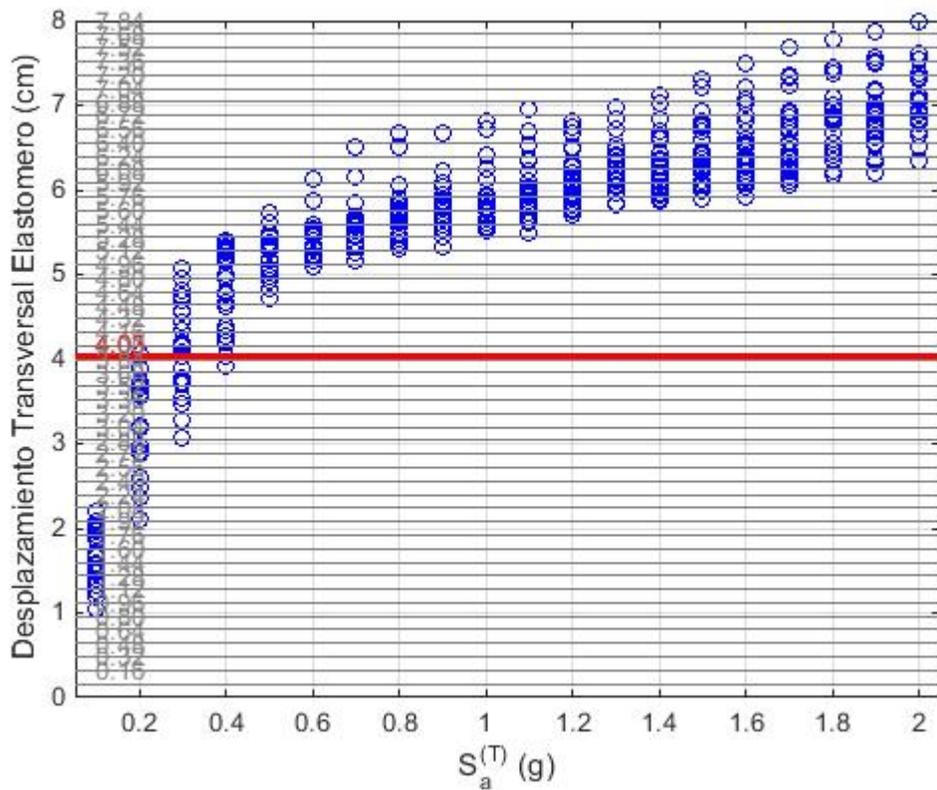
- Desplazamiento 6.63 cm (Leve)
- Desplazamiento 8.09 cm (Moderado)
- Desplazamiento 11.8 cm (Severo)
- Desplazamiento 31.83 cm (Ultimo)



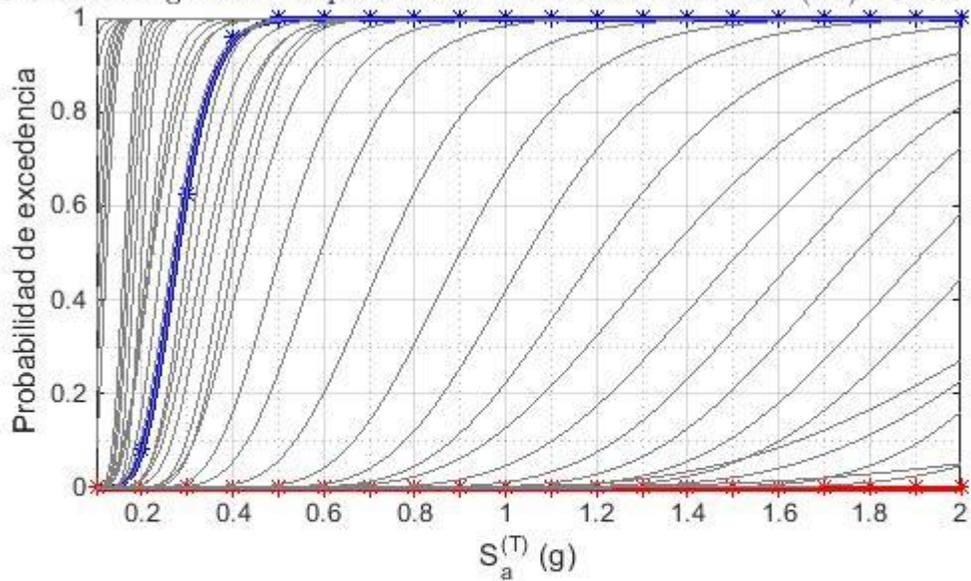
Curva de Fragilidad - Desplazamiento Longitudinal Elastomero (cm) - 0.2948:0.2948:14.44



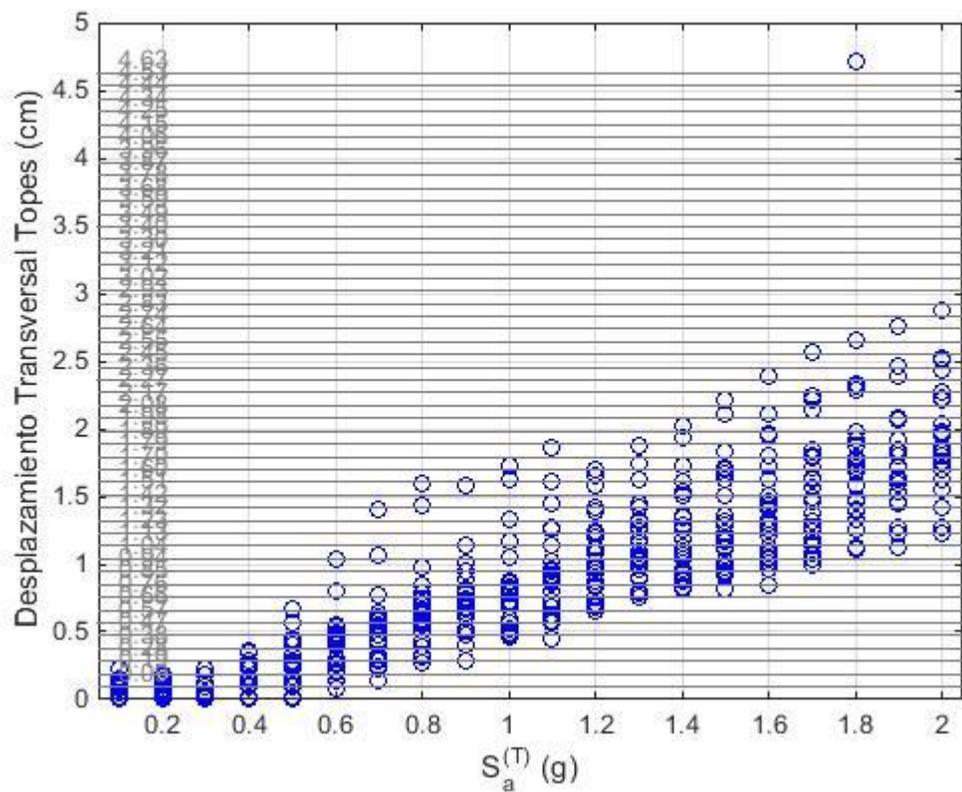
- Desplazamiento 6.3 cm (100%)
- Desplazamiento 15.65 cm (200%)
- Desplazamiento 25 cm (1/2 Mesa Apoyo)



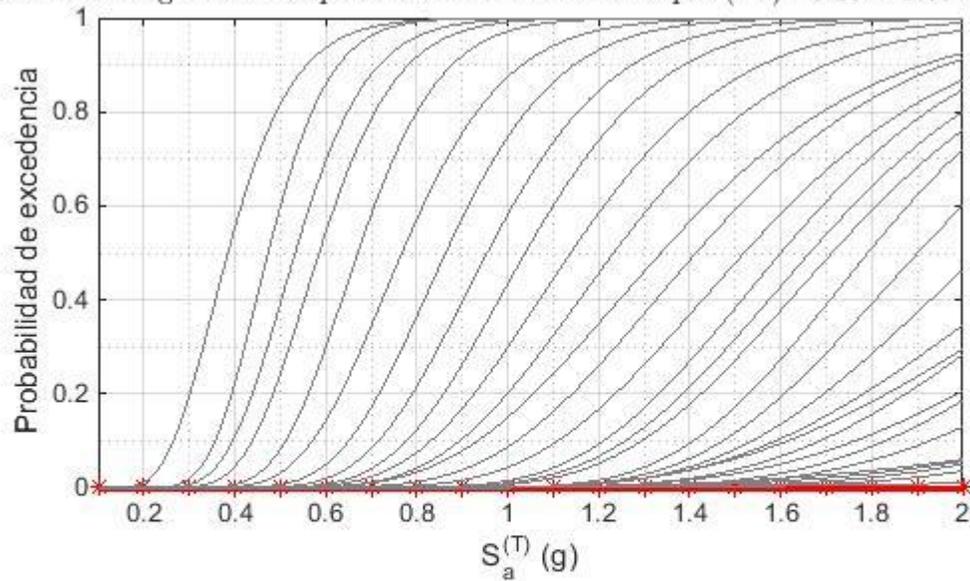
Curva de Fragilidad - Desplazamiento Transversal Elastomero (cm) - 0.16:0.16:7.84



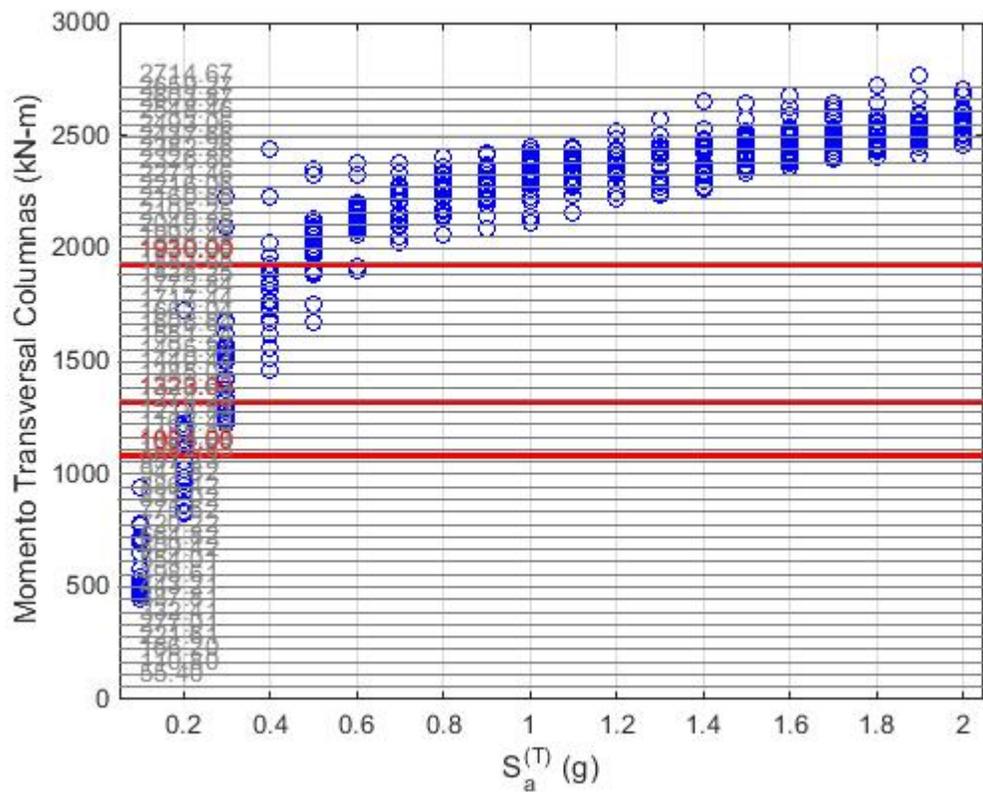
- Desplazamiento 4.027 cm (100%=gap)
- Desplazamiento 14.514 cm (200%=1/4 Mesa Apoyo)
- Desplazamiento 25 cm (1/2 Mesa Apoyo)



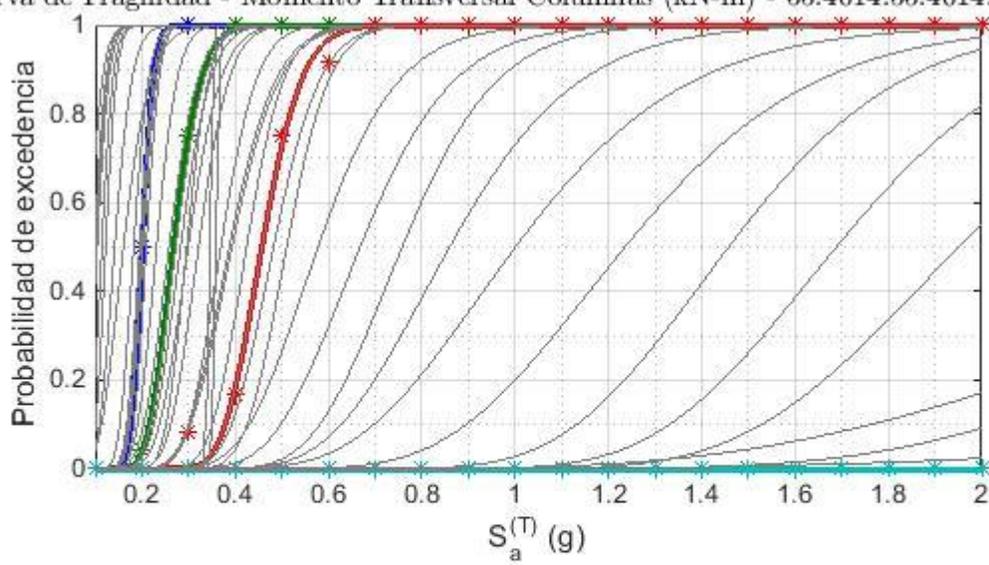
Curva de Fragilidad - Desplazamiento Transversal Topes (cm) - 0.0944:0.0944:4.6256



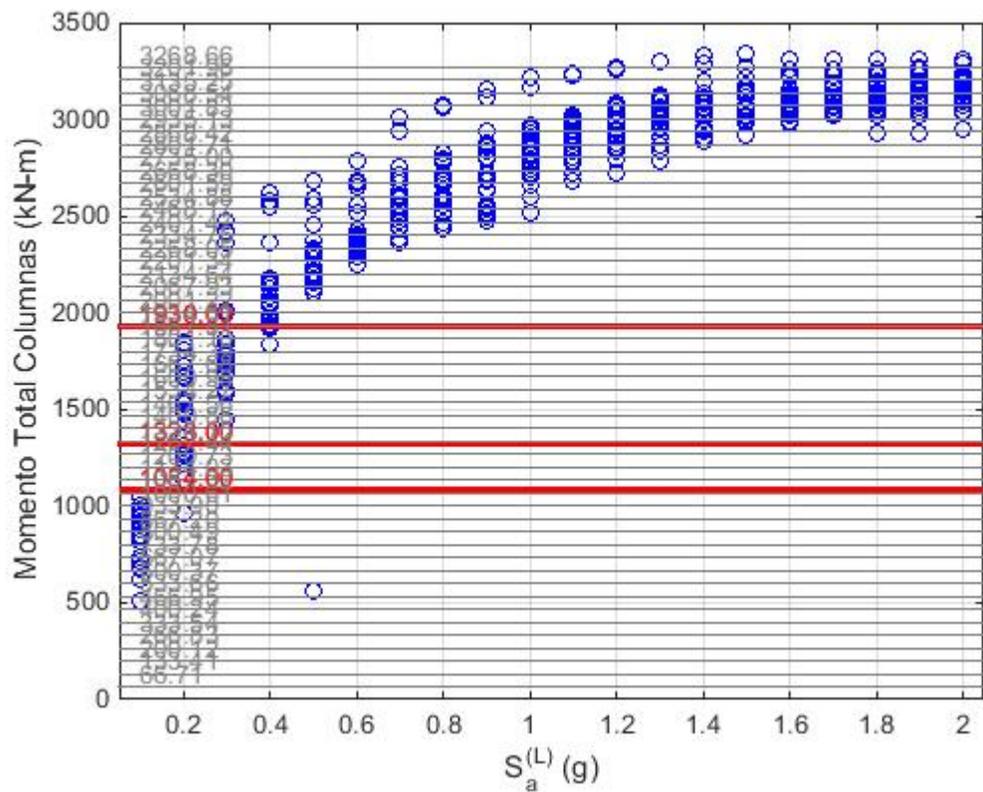
- Desplazamiento 8.511 cm (Sin Daño)
- Desplazamiento 16.755 cm (Resistencia)
- Desplazamiento 25 cm (Ultimo)



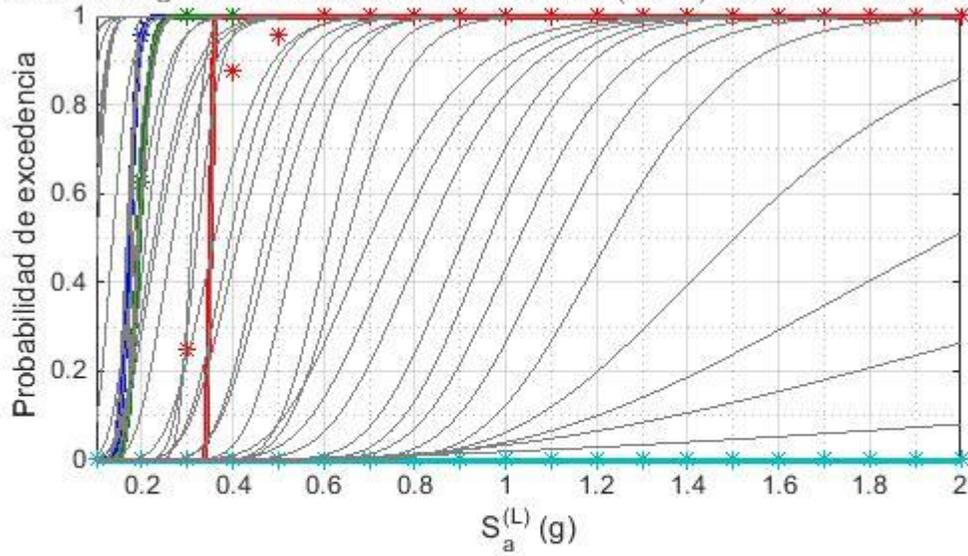
Curva de Fragilidad - Momento Transversal Columnas (kN-m) - 55.4014:55.4014:2714.66



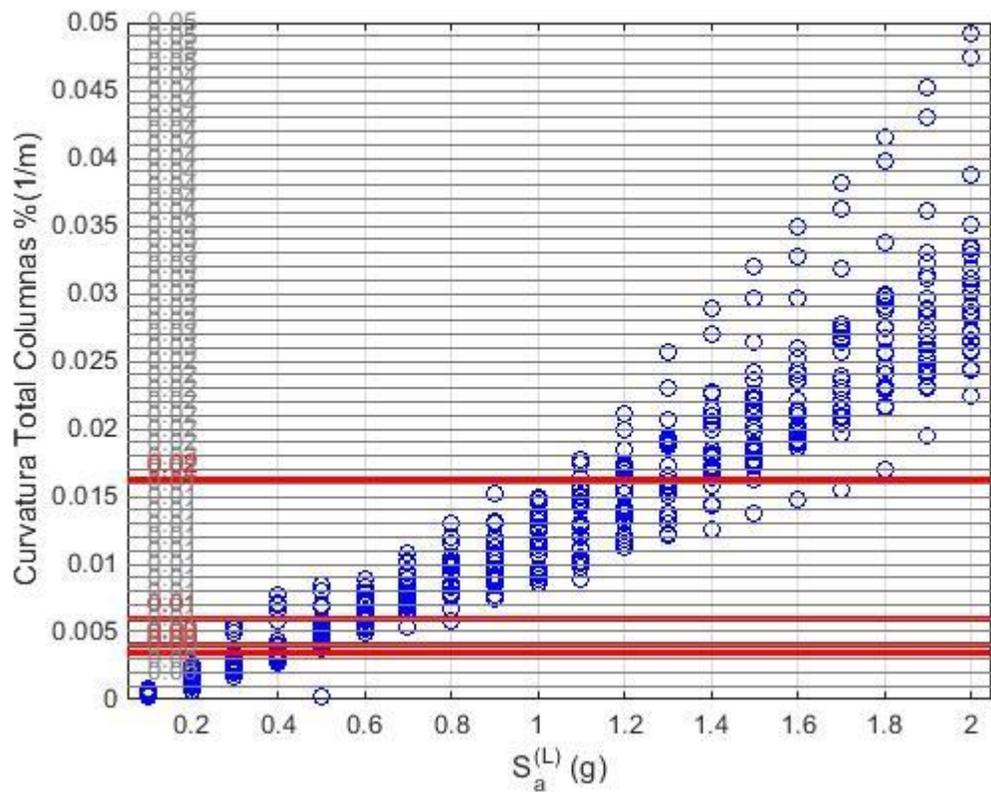
- Momento 1084 kN*m (Leve)
- Momento 1323 kN*m (Moderado)
- Momento 1930 kN*m (Severo)
- Momento 5204 kN*m (Ultimo)



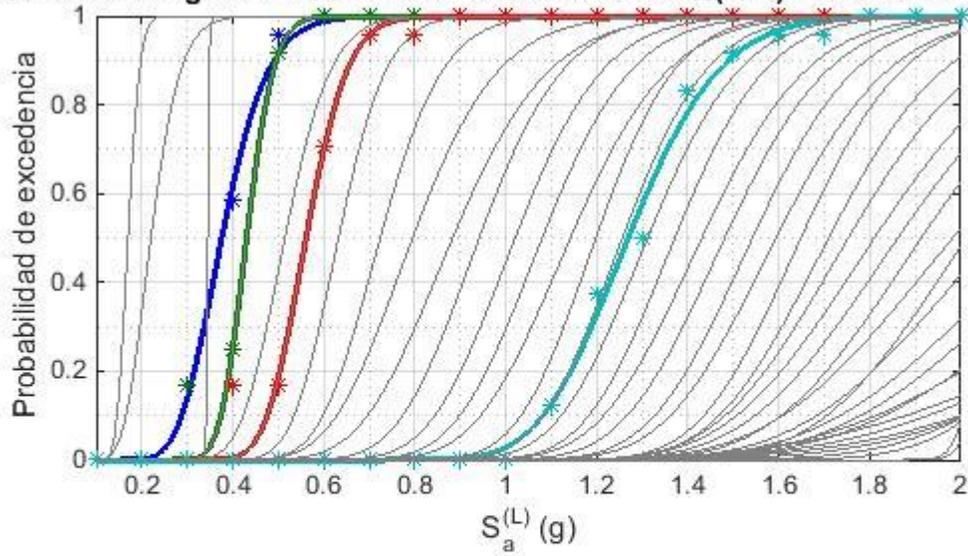
Curva de Fragilidad - Momento Total Columnas (kN-m) - 66.7074:66.7074:3268.6626



- Momento 1084 kN*m (Leve)
- Momento 1323 kN*m (Moderado)
- Momento 1930 kN*m (Severo)
- Momento 5204 kN*m (Ultimo)

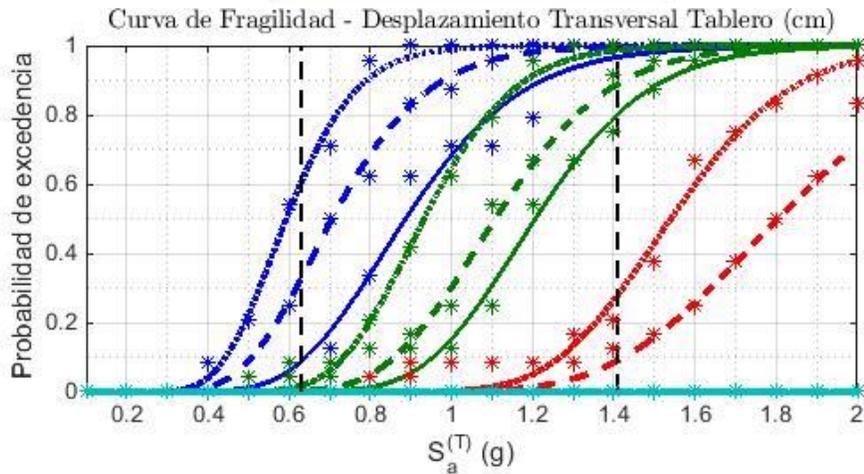
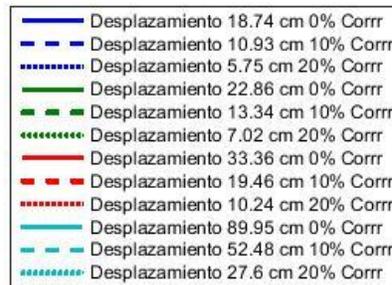
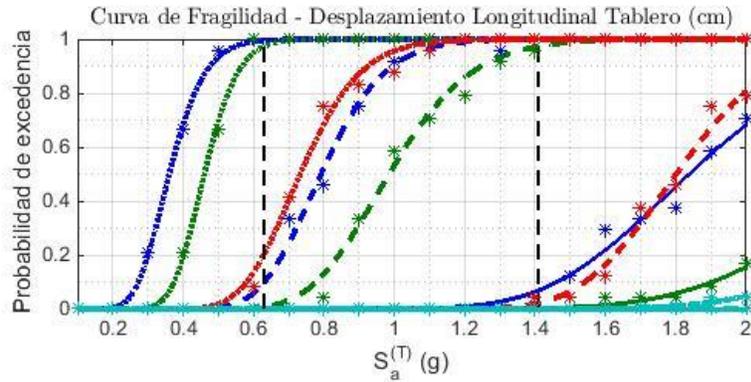


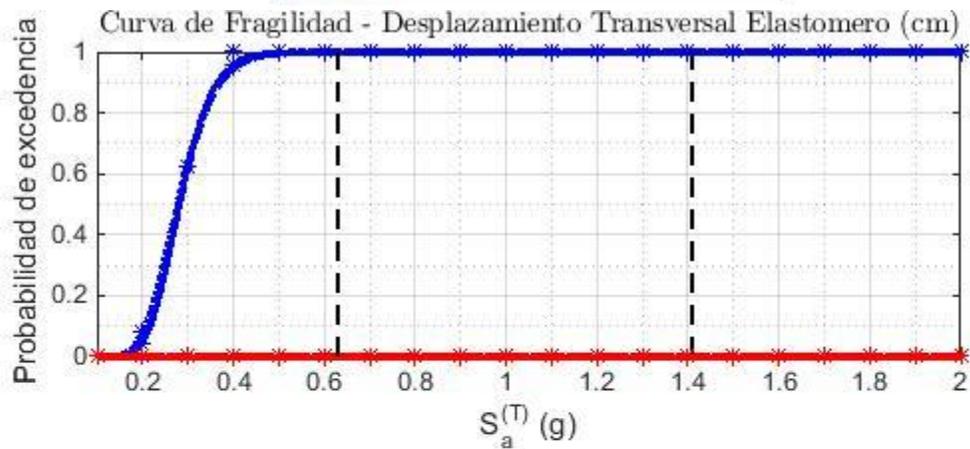
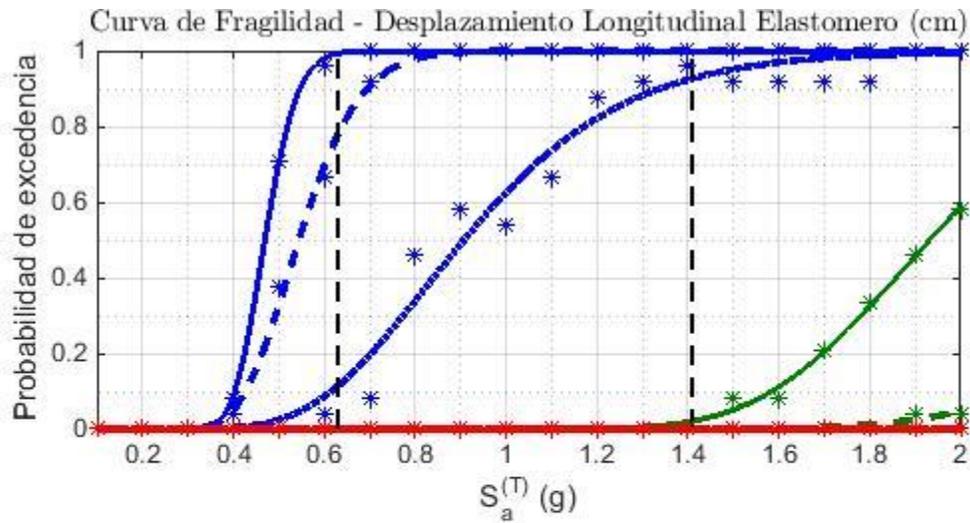
Curva de Fragilidad - Curvatura Total Columnas $\%(1/m)$ - 0.001:0.001:0.049

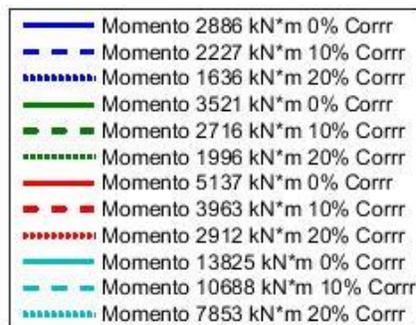
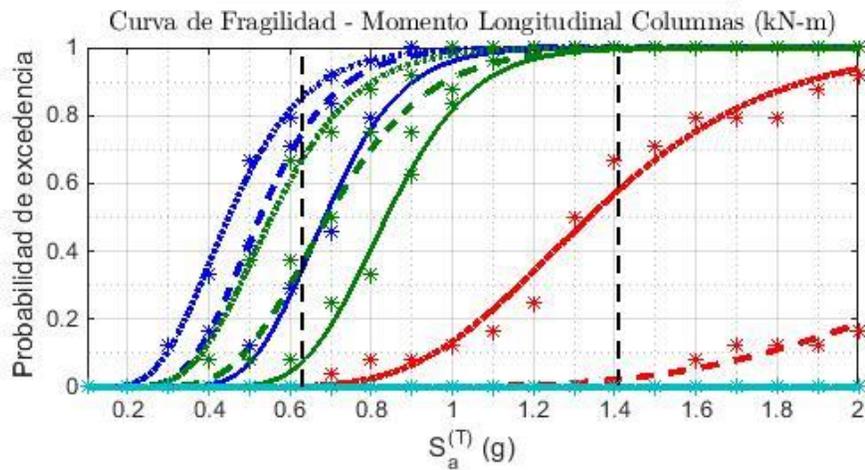
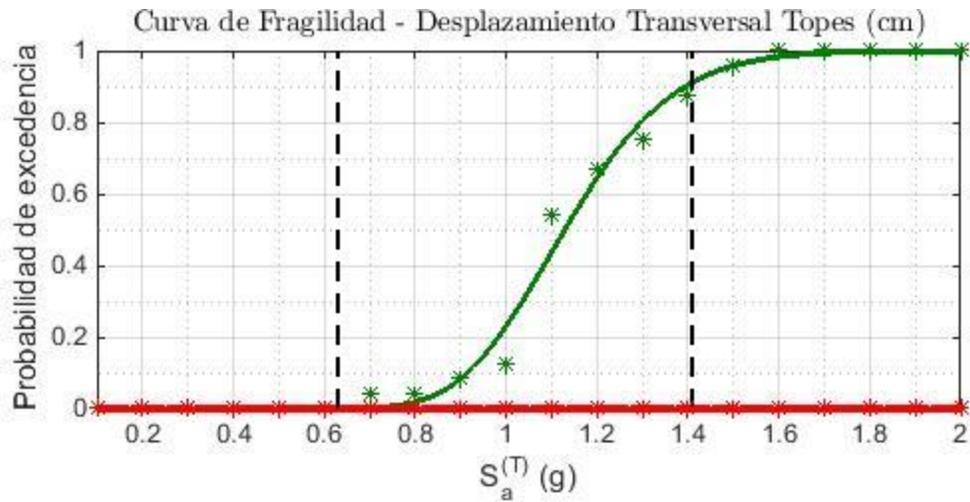


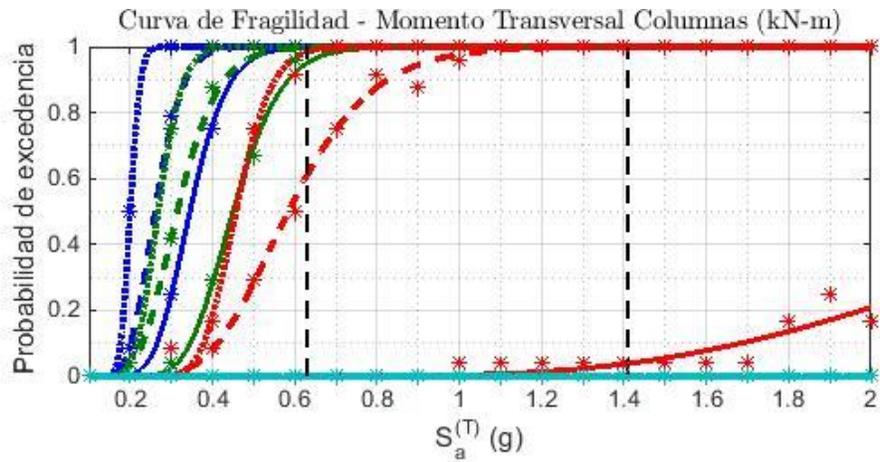
- Curvatura 0.0034 1/m (Elast)
- Curvatura 0.0041 1/m (Minimo)
- Curvatura 0.006 1/m (Reparable)
- Curvatura 0.0163 1/m (Excesivo)

Anexo D: Resultados Curva de Fragilidad Resumen

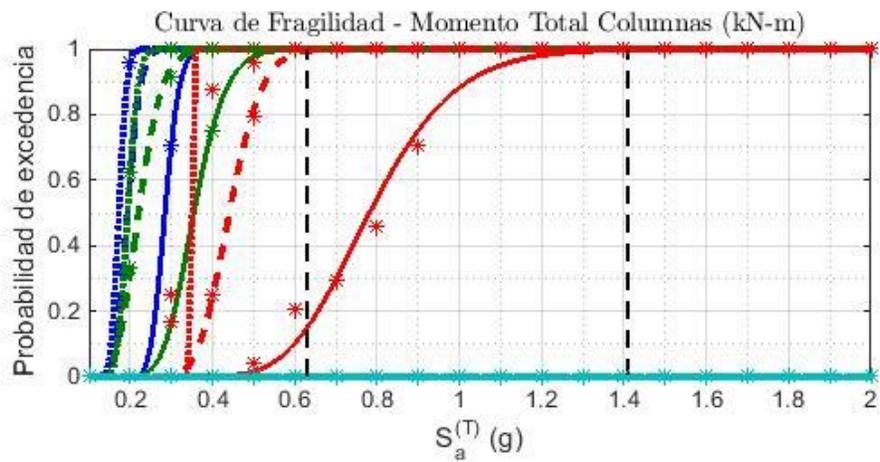




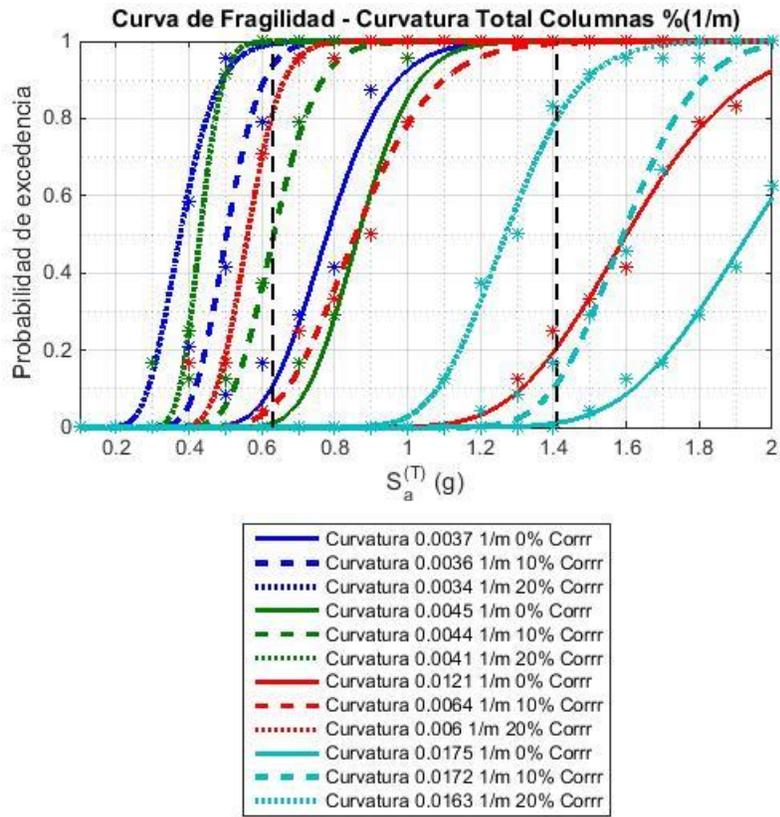




- Momento 1953 kN*m 0% Corrr
- - Momento 1391 kN*m 10% Corrr
- ⋯ Momento 1084 kN*m 20% Corrr
- Momento 2383 kN*m 0% Corrr
- - Momento 1697 kN*m 10% Corrr
- ⋯ Momento 1323 kN*m 20% Corrr
- Momento 3477 kN*m 0% Corrr
- - Momento 2476 kN*m 10% Corrr
- ⋯ Momento 1930 kN*m 20% Corrr
- Momento 9376 kN*m 0% Corrr
- - Momento 6677 kN*m 10% Corrr
- ⋯ Momento 5204 kN*m 20% Corrr



- Momento 1953 kN*m 0% Corrr
- - Momento 1391 kN*m 10% Corrr
- ⋯ Momento 1084 kN*m 20% Corrr
- Momento 2383 kN*m 0% Corrr
- - Momento 1697 kN*m 10% Corrr
- ⋯ Momento 1323 kN*m 20% Corrr
- Momento 3477 kN*m 0% Corrr
- - Momento 2476 kN*m 10% Corrr
- ⋯ Momento 1930 kN*m 20% Corrr
- Momento 9376 kN*m 0% Corrr
- - Momento 6677 kN*m 10% Corrr
- ⋯ Momento 5204 kN*m 20% Corrr



Anexo E: Ingreso de Propiedades de SAP2000

Frame Hinge Property Data for 20corr-Rótula plástica-C2 - Fiber P-M2-M3

Fiber Definition Options

Default From Section

User Defined

Hinge Length

Hinge Length

Relative Length

Define/Show Fibers...

OK Cancel

Define Fibers for Hinge 20corr-Rótula plástica-C2

Edit

Control

Number of Fibers

Overlay Section on Plot 20CorrColumn-AN

Sort Fiber Data

By Coord3 By Coord2

Delete Incomplete Rows

Clean Fiber Data

Fiber Definition Data

Fiber	Area	Coord3	Coord2	Material
172	6,844E-03	-0,4709	-0,3408	20corr-G25-NoConf-red
173	6,844E-03	-0,3426	-0,4695	20corr-G25-NoConf-red
174	6,844E-03	-0,1808	-0,5524	20corr-G25-NoConf-red
175	6,844E-03	-1,400E-03	-0,5812	20corr-G25-NoConf-red
176	6,844E-03	0,1782	-0,5533	20corr-G25-NoConf-red
177	6,844E-03	0,3404	-0,4712	20corr-G25-NoConf-red
178	6,844E-03	0,4693	-0,343	20corr-G25-NoConf-red
179	6,844E-03	0,5523	-0,1813	20corr-G25-NoConf-red
180	6,844E-03	0,5812	-1,900E-03	20corr-G25-NoConf-red
181	5,157E-04	0,4993	0,1622	20Corr-A63-42H-Red
182	5,157E-04	0,4248	0,3085	20Corr-A63-42H-Red
183	5,157E-04	0,3088	0,4246	20Corr-A63-42H-Red
184	5,157E-04	0,1626	0,4992	20Corr-A63-42H-Red
185	5,157E-04	4,000E-04	0,525	20Corr-A63-42H-Red
186	5,157E-04	0,1618	0,4995	20Corr-A63-42H-Red

Show Properties...

OK Cancel

Nonlinear Material Data ✕

Edit

Material Name
20Corr-A63-42H-Red

Material Type
Steel

Hysteresis Type
Kinematic

Drucker-Prager Parameters

Friction Angle

Dilatational Angle

Units
KN, m, C

Stress-Strain Curve Definition Options

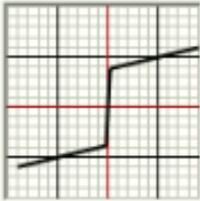
Parametric

User Defined Convert To User Defined

User Stress-Strain Curve Data

Number of Points in Stress-Strain Curve

	Strain	Stress	Point ID
1	-0,0869	-576702,	
2	-2,770E-03	-367080,	A
3	0,	0,	
4	2,770E-03	367080,	
5	0,0869	576702,	



Order Rows
Show Plot...

OK
Cancel

Material Property Data

Material Name: 20Corr-A63-42H-Red

Material Type: Steel

Symmetry Type: Isotropic

Modulus of Elasticity: E = 1,580E+08

Weight and Mass: Weight per Unit Volume = 76,9729; Mass per Unit Volume = 7,849

Units: KN, m, C

Poisson: U = 0,3

Other Properties For Steel Materials: Minimum Yield Stress, Fy = 367080; Minimum Tensile Stress, Fu = 384468; Expected Yield Stress, Fye = 367080; Expected Tensile Stress, Fue = 576702

Coeff of Thermal Expansion: A = 1,170E-05

Shear Modulus: G = 60769231,

Advanced Material Property Data: Nonlinear Material Data...; Material Damping Properties...; Time Dependent Properties...

OK Cancel

Material Property Data

Material Name: 20corr-G25-NoConf-red

Material Type: Concrete

Symmetry Type: Isotropic

Modulus of Elasticity: E = 23500000,

Weight and Mass: Weight per Unit Volume = 24,517; Mass per Unit Volume = 2,5017

Units: KN, m, C

Poisson: U = 0,2

Other Properties For Concrete Materials: Specified Concrete Compressive Strength, f_c = 15464; Expected Concrete Compressive Strength = 15464

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor

Coeff of Thermal Expansion: A = 9,900E-06

Shear Modulus: G = 9791667,

Advanced Material Property Data: Nonlinear Material Data...; Material Damping Properties...; Time Dependent Properties...

OK Cancel