



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN
NICOLAS DE HIDALGO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

ÍNDICE DE CONFIABILIDAD DE PUENTES LOCALIZADOS EN LA
COSTA SUR DEL PACÍFICO PARA LA ACCIÓN DE SOCAVACIÓN Y
SISMO

TESIS

PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE LAS ESTRUCTURAS

PRESENTA

ALBERTO GIL PUGA

ASESORA DE TESIS

PhD. EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS

BERTHA ALEJANDRA OLMOS NAVARRETE

CO-ASESOR DE TESIS

Dr. EN INGENIERÍA

JOSÉ MANUEL JARA GUERRERO

MORELIA, MICHOACÁN

MAYO 2021

ÍNDICE

RESUMEN	10
ABSTRACT	11
OBJETIVO.....	12
INTRODUCCIÓN	12
CAPÍTULO 1.- PUENTES EN MÉXICO Y AMENAZAS SÍSMICAS E HIDROLÓGICAS 15	
1.1. Determinación de casos de estudio	15
1.2. Diseño de los Puentes	22
1.2.1. Superestructura	22
1.2.2. Apoyos de neopreno y juntas de expansión	23
1.2.3. Subestructura	24
1.2.4. Cimentación.....	30
CAPÍTULO 2.- METODOLOGÍA PROBABILISTA PARA ESTIMAR LOS EFECTOS DEL MULTI-PELIGRO.....	32
CAPÍTULO 3.- AMENAZAS EN EL SITIO DE LOCALIZACIÓN DE LOS PUENTES 37	
3.1. Demanda de socavación.....	37
3.1.1. Obtención del Gasto (Q)	39
2.2.2 Tirante de socavación (y_s)	41
3.2. Demanda sísmica.....	42
3.2.1. Método de escalamiento.....	42
3.2.2. Escalamiento	46
CAPÍTULO 4.- FUNCIONES ANALÍTICAS DE LA DEMANDA DE DUCTILIDAD DE CURVATURA	58
4.1. Desarrollo de modelos numéricos.....	58
4.1.1. Propiedades no lineales de los materiales.	60
4.1.2. Superestructura	63
4.1.3. Subestructura	65
4.1.4. Cimentación.....	66
4.1.5. Articulaciones plásticas	68
4.2. Análisis dinámicos no lineales.....	71
4.2.1. Modelos en base rígida	74
4.2.2. Modelos en base flexible	77

4.2.3.	Modelos en base flexible con una profundidad de socavación de 2.5 m	80
4.2.4.	Modelos en base flexible con una profundidad de socavación de 3.75m	83
4.2.5.	Modelos en base flexible con una profundidad de socavación de 5.0 m	86
4.3.	Modelo de 2 claros 4 metros de altura M4CC2C04H	93
4.4.	Modelo de 2 claros 8 metros de altura M4CC2C08H	96
4.5.	Modelo de 2 claros 12 metros de altura M4CC2C12H	99
4.6.	Modelo de 3 claros 4 metros de altura M4CC3C04H	102
4.7.	Modelo de 3 claros 8 metros de altura M4CC3C08H	105
4.8.	Modelo de 3 claros 12 metros de altura M4CC3C12H	108
4.9.	Funcion analitica de demanda general.....	111
4.10.	Análisis de las funciones de demanda.....	118
CAPÍTULO 5.- ESTADOS LIMITE Y CURVAS DE FRAGILIDAD DE CURVAS DE FRAGILIDAD		119
CAPÍTULO 6.- INFLUENCIA DE LA SOCAVACIÓN EN LOS ÍNDICES DE CONFIABILIDAD DE LOS PUENTES.....		128
CAPÍTULO 7.- CONCLUSIONES		135
TRABAJOS FUTUROS		136
REFERENCIAS.....		137
ANEXOS		139
Anexo 1.	Secciones fibras de columnas y pilotes.....	139
Anexo 2.	Curvas de fragilidad.....	145

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 0-1 comparación del colapso de puentes en los E.U.A (1989-2000) (Wardhana & Hadipriono, 2003).	13
Fig. 1-1 Mapa de la República Mexicana con la zona de estudio resaltada en azul.	15
Fig. 1-2 Localización de puentes recopilados en diversas publicaciones.....	17
Fig. 1-3 Diagramas de caja del número de claros.	18
Fig. 1-4 Diagramas de caja de la longitud total del puente.....	18
Fig. 1-5 Diagramas de caja de la Altura libre debajo del puente.	19
Fig. 1-6 Diagramas de caja para el ancho de calzada del puente.....	19
Fig. 1-7 Esquema de los casos de estudio desarrollados	22
Fig. 1-8 Sección transversal de la Superestructura de los puentes.....	23
Fig. 1-9 Apoyo de neopreno.....	23
Fig. 1-10 Mapa de la Red Federal de carreteras ET, A, B, C y D, obtenido de: (CANACAR, 2016).	26
Fig. 1-11 Ubicaciones de los ejes del carril de carga (López Chávez & Jara Guerrero, 2013).....	27
Fig. 1-12 Pesos y dimensiones de los camiones de diseño. a) vehículo HS-20, b) vehículo T3-S3 y c) vehículo T3-S3-R4.....	27
Fig. 1-13 Espectros transparentes de la zona de mayor sismicidad de cada estado, obtenidos con el PRODISIS v4.1.	28
Fig. 1-14 Espectro diseño elaborado de acuerdo con el manual de obras civiles de la CFE (2015), (unidades en fracciones de g).....	29
Fig. 1-15 Configuración de la cimentación.	31
Fig. 2-1 Cálculo de la probabilidad de estado límite para un solo riesgo.	33
Fig. 2-2 Cálculo de la probabilidad de estado límite para dos riesgos.	34
Fig. 3-1 Estaciones hidrométricas seleccionadas para cada caso de estudio.....	39
Fig. 3-2 Diagrama de caja de los gastos de diseño asociados a un Tr 1000 años.	41
Fig. 3-3 Escalamiento de los registros de la estación NILT por el Metodo ASI y el PGA.....	43
Fig. 3-4 Escalamiento de los registros de la estación NILT por el metodo ASI y el PGA.....	44
Fig. 3-5 Comparativa del promedio de los 287 registros escalados al registro NILT1709.081.....	44
Fig. 3-6 Comparativa del promedio de los 287 registros escalados al registro NILT1709.081.....	45
Fig. 3-7 Espectros de respuesta de los 288 registros.	46
Fig. 3-8 Espectros transparentes regionales, a) Espectros transparentes regionales sin periodo de retorno, b) Espectros transparentes regionales para un Tr=500 años, c) Espectros transparentes regionales para un Tr=1000 años, d) Espectros transparentes regionales para un Tr=2500 años, obtenidos con el PRODISIS v4.1.	47
Fig. 3-9 Espectros de diseño sísmico para los periodos de retorno de 500, 1000 y 2500 años, obtenidos con el PRODISIS v4.1.....	47

Fig. 3-10 Esquema del proceso de escalamiento de la base de registros	48
Fig. 3-11 comparación de espectros de respuesta: valores promedio y medianas de los registros escalados vs. Espectro transparente regional, a) Tr 500 Años, b) Tr 1000 Años y c) Tr 2500 años.	54
Fig. 3-12 comparación de valores promedio y la mediana de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento de los registros escalados vs el espectro transparente regional, a) Tr 500 Años, b) Tr 1000 Años y c) Tr 2500 años.	55
Fig. 3-13 Tasas de excedencia de las zonas sísmicas consideradas, línea azul y naranja T=0.5 y 1.0 seg, respectivamente.	56
Fig. 3-14 Función de densidad de probabilidad para cada una de las tasas, línea azul y naranja T=0.5 y 1.0 seg respectivamente.	57
Fig. 3-15 Modelos numericos desarrollados. a) M4CC2C08H MBR rigida,b) M4CC2C08H MBF y c) M4CC2C08H MBF 0.75Ys.....	59
Fig. 4-2 a) Modelo constitutivo para el concreto confinado y sin confinar de Mander (1998) y b) Modelo constitutivo para el acero de refuerzo de Park & Paulay (1975), $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	61
Fig. 4-3 Curva Esfuerzo-Deformación(σ -e) YULRX (Computers and Structures, Inc., 2006).	62
Fig. 4-4 Discretización de componentes en el tablero.	63
Fig. 4-5 Asignación de constraint horizontal rigid floor al tablero 1 para el modelo M4CC2C08H.	64
Fig. 4-6 Asignación de masa traslacional a cada uno de los nodos.	64
Fig. 4-7 Esquema de modelado entre la subestructura y superestructura del puente	65
Fig. 4-8 Esquema de modelado de la pila con 8 metros de altura.....	66
Fig. 4-9 Esquema transversal del modelado de la cimentación.	67
Fig. 4-10 Esquema de la unión de la pila con la cimentación.....	67
Fig. 4-11 Modelo de secciones fibra (Deierlein, Reinhorn, & Willford, 2010)	68
Fig. 4-12 Sección transversal en fibras para una de las columnas de la pila del modelo M4CC3C4H, a) mallando de 3x3 obtenido de SAP2000 y b) Gráfica representativa de las fibras obtenidas en a).....	69
Fig. 4-13 Descripción del formato.....	73
Fig. 4-14 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC2C04H MBR.	74
Fig. 4-15 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC2C08H MBR.	74
Fig. 4-16 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC2C12H MBR.	75
Fig. 4-17 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC3C04H MBR.	75
Fig. 4-18 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC3C08H MBR.	76
Fig. 4-19 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC3C12H MBR.	76
Fig. 4-20 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico con M4CC2C04H MBF.	77

Fig. 4-21 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC2C08H MBF.....	77
Fig. 4-22 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC2C12H MBF.....	78
Fig. 4-23 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico con M4CC3C04H MBF.....	78
Fig. 4-24 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC3C08H MBF.....	79
Fig. 4-25 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC3C12H MBF.....	79
Fig. 4-26 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC2C04H MBF 0.5Y _s	80
Fig. 4-27 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC2C08H MBF 0.5Y _s	80
Fig. 4-28 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC2C12H MBF 0.5Y _s	81
Fig. 4-29 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC3C04H MBF 0.5Y _s	81
Fig. 4-30 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC3C08H MBF 0.5Y _s	82
Fig. 4-31 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC3C12H MBF 0.5Y _s	82
Fig. 4-32 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC2C04H MBF 0.75Y _s	83
Fig. 4-33 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC2C08H MBF 0.75Y _s	83
Fig. 4-34 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC2C12H MBF 0.75Y _s	84
Fig. 4-35 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC3C04H MBF 0.75Y _s	84
Fig. 4-36 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC3C08H MBF 0.75Y _s	85
Fig. 4-37 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC3C12H MBF 0.75Y _s	85
Fig. 4-38 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC2C04H MBF Y _s	86
Fig. 4-39 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC2C08H MBF Y _s	86
Fig. 4-40 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC2C12H MBF Y _s	87
Fig. 4-41 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC3C04H MBF Y _s	87
Fig. 4-42 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC3C08H MBF Y _s	88
Fig. 4-43 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC3C12H MBF Y _s	88

Fig. 4-44 Regresiones potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), para la pila y el pilote en la dirección longitudinal, modelo M4CC2C04H.	94
Fig. 4-45 Regresiones potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), para la pila y el pilote en la dirección transversal, modelo M4CC2C04H.	95
Fig. 4-46 Regresiones potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), para la pila y el pilote en la dirección longitudinal, modelo M4CC2C08H.	97
Fig. 4-47 Regresiones potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), para la pila y el pilote en la dirección transversal, modelo M4CC2C08H.	98
Fig. 4-48 Regresiones potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), para la pila y el pilote en la dirección longitudinal, modelo M4CC2C12H.	100
Fig. 4-49 Regresiones potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), para la pila y el pilote en la dirección transversal, modelo M4CC2C12H.	101
Fig. 4-50 Regresiones potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), para la pila y el pilote en la dirección longitudinal, modelo M4CC3C04H.	103
Fig. 4-51 Regresiones potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), para la pila y el pilote en la dirección transversal, modelo M4CC3C04H.	104
Fig. 4-52 Regresiones potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), para la pila y el pilote en la dirección longitudinal, modelo M4CC3C08H.	106
Fig. 4-53 Regresiones potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), para la pila y el pilote en la dirección transversal, modelo M4CC2C04.	107
Fig. 4-54 Regresiones potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), para la pila y el pilote en la dirección longitudinal, modelo M4CC3C12H.	109
Fig. 4-55 Regresiones potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), para la pila y el pilote en la dirección transversal, modelo M4CC3C12H.	110
Fig. 4-56 Regresiones no lineales múltiples, para la función de demanda general, potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), del modelo M4CC2C04H.	112
Fig. 4-57 Regresiones no lineales múltiples, para la función de demanda general, potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), del modelo M4CC2C08H.	113
Fig. 4-58 Regresiones no lineales múltiples, para la función de demanda general, potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), del modelo M4CC2C12H.	114
Fig. 4-59 Regresiones no lineales múltiples, para la función de demanda general, potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), del modelo M4CC3C04H.	115
Fig. 4-60 Regresiones no lineales múltiples, para la función de demanda general, potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), del modelo M4CC3C08H.	116
Fig. 4-61 Regresiones no lineales múltiples, para la función de demanda general, potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), del modelo M4CC3C12H.	117
Fig. 5-1 Curvas de fragilidad para la dirección longitudinal y transversal, a) grafico de superficie en la pila para la dirección longitudinal, b) grafico de superficie para la pila en la dirección transversal y c) grafico de superficie en el pilote para la dirección transversal. Modelo M4CC2C04H.	122
Fig. 5-2 Curvas de fragilidad para la dirección longitudinal y transversal, a) grafico de superficie en la pila para la dirección longitudinal, b) grafico de superficie para la pila en la dirección transversal y c) grafico de superficie en el pilote para la dirección transversal. Modelo M4CC2C08H.	123
Fig. 5-3 Curvas de fragilidad para la dirección longitudinal y transversal, a) grafico de superficie en la pila para la dirección longitudinal, b) grafico de superficie para la	

pila en la dirección transversal y c) grafico de superficie en el pilote para la dirección transversal. Modelo M4CC2C12H.....	124
Fig. 5-4 Curvas de fragilidad para la dirección longitudinal y transversal, a) grafico de superficie en la pila para la dirección longitudinal, b) grafico de superficie para la pila en la dirección transversal y c) grafico de superficie en el pilote para la dirección transversal. Modelo M4CC3C04H.....	125
Fig. 5-5 Curvas de fragilidad para la dirección longitudinal y transversal, a) grafico de superficie en la pila para la dirección longitudinal, b) grafico de superficie para la pila en la dirección transversal y c) grafico de superficie en el pilote para la dirección transversal, Modelo M4CC3C08H.....	126
Fig. 5-6 Curvas de fragilidad para la dirección longitudinal y transversal, a) grafico de superficie en la pila para la dirección longitudinal, b) grafico de superficie para la pila en la dirección transversal y c) grafico de superficie en el pilote para la dirección transversal, modelo M4CC3C12H.....	127
Fig. 6-1 Índices de confiabilidad promedio para cada uno de los casos de estudio.	133
Fig. 6-2 índice de confiabilidad promedio de todos los componentes para cada estado.	134
Fig. 0-1 Curvas de fragilidad para el modelo M4CC2C04H	145
Fig. 0-2 Curvas de Fragilidad para el modelo M4CC2C08H	146
Fig. 0-3 Curvas de fragilidad para el modelo M4CC2C12H	147
Fig. 0-4 Curvas de fragilidad para el modelo M4CC3C04H.	148
Fig. 0-5 Curva de fragilidad para el modelo M4CC3C08H	149
Fig. 0-6 Curva de fragilidad para el modelo M4CC3C12H	150

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 0-1 Estados con los porcentajes más elevados en colapsos de puentes por socavación (Cruz, Soberón , & Frías, 2018).....	14
Tabla 1-1 Número de puentes por estado que considerados para definir un puente tipo.	16
Tabla 1-2 Estadísticas de la geometría de la subestructura de los puentes (Diversas fuentes)	17
Tabla 1-3 Resumen de las estadísticas obtenidas de los diagramas de caja.....	20
Tabla 1-4 Modelos numéricos desarrollados como casos de estudio.	22
Tabla 1-5 Características de los apoyos de neopreno.	24
Tabla 1-6 Factores de carga para el estado límite de resistencia I	25
Tabla 1-7 Factores de carga para el estado límite de evento extremo I.....	25
Tabla 1-8 Geometría y acero de refuerzo de los casos de estudio.	29
Tabla 1-9 Valores típicos de K_s , E_s y v_s de suelos arenosos.	30
Tabla 1-10 Dimensiones de la cimentación y armado longitudinal de los pilotes. .	31
Tabla 3-1 Estaciones seleccionas para obtener Gasto de diseño.....	40
Tabla 3-2 Calculo de tirante de socavación para el caso de estudio número 1.....	41
Tabla 3-3 Selección de registro para la demanda sismica	42
Tabla 2-2 Factores de escala ASI para cada periodo de retorno	49

Tabla 4-1 Periodos Fundamentales de la estructura para cada dirección.....	60
Tabla 4-2 Valores de los puntos YULRX de la curva esfuerzo deformación para el concreto confinado de cada una de las columnas usando el modelo de Mander.	62
Tabla 4-3 Valores de los puntos YULRX de la curva esfuerzo deformación para el acero de refuerzo de las columnas y pilotes de concreto reforzado.....	63
Tabla 4-4 Longitud de articulación plástica en pilas	70
Tabla 4-5 Longitud de articulación plástica en pilas	70
Tabla 4-6 Factores de degradación para elementos estructurales (Hernández Mazariegos & Jara Guerrero, 2019)	71
Tabla 4-7 Descripción de los estados de daño de acuerdo a la ductilidad por curvatura (Dukes, 2013)	72
Tabla 4-8 Resumen del estado limite y dirección del mecanismo de colapso de los modelos con base rígida.	89
Tabla 4-9 Resumen del estado limite y dirección del mecanismo de colapso de los modelos con una base flexible	90
Tabla 4-10 Resumen del estado limite y dirección del mecanismo de colapso de los modelos con una base flexible con un tirante de socavación de 2.5 metros.	90
Tabla 4-11 Resumen del estado limite y dirección del mecanismo de colapso de los modelos con una base flexible con un tirante de socavación de 3.75 metros.	90
Tabla 4-12 Resumen del estado limite y dirección del mecanismo de colapso de los modelos con una base flexible con un tirante de socavación de 5.0 metros.	91
Tabla 4-13 Constantes de la regresiones potencial y exponencial para la dirección longitudinal	93
Tabla 4-14 Constantes de la regresiones potencial y exponencial para la dirección transversal.....	93
Tabla 4-15 Constantes de la regresiones potencial y exponencial para la dirección longitudinal	96
Tabla 4-16 Constantes de la regresiones potencial y exponencial para la dirección transversal.....	96
Tabla 4-17 Constantes de la regresiones potencial y exponencial para la dirección longitudinal	99
Tabla 4-18 Constantes de la regresiones potencial y exponencial para la dirección transversal.....	99
Tabla 4-19 Constantes de la regresiones potencial y exponencial para la dirección longitudinal	102
Tabla 4-20 Constantes de la regresiones potencial y exponencial para la dirección transversal.....	102
Tabla 4-21 Constantes de la regresiones potencial y exponencial para la dirección longitudinal	105
Tabla 4-22 Constantes de la regresiones potencial y exponencial para la dirección transversal.....	105
Tabla 4-23 Constantes de la regresiones potencial y exponencial para la dirección longitudinal	108
Tabla 4-24 Constantes de la regresiones potencial y exponencial para la dirección transversal.....	108
Tabla 4-25 Constantes de la función de demanda general del tipo potencial con la adición de un polinomio cuadrado	111

Tabla 4-26 Constantes de la función de demanda general del tipo exponencial con la adición de un polinomio cuadrado	111
Tabla 5-1 Ductilidades por curvatura para cada uno de los componentes para los estados límite, de ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso	120
Tabla 5-2 S_a para alcanzar los estados limite	121
Tabla 6-1 índices de confiabilidad para modelo M4CC2C04H.....	130
Tabla 6-2 índices de confiabilidad para modelo M4CC2C08H.....	130
Tabla 6-3 índices de confiabilidad para modelo de M4CC2C12H.....	131
Tabla 6-4 índices de confiabilidad para modelo de M4CC3C04H.....	131
Tabla 6-5 índices de confiabilidad para modelo de M4CC3C08H.....	131
Tabla 6-6 índices de confiabilidad para modelo de M4CC3C12H.....	132
Tabla A1-0-1 Fibras de la columna de la pila del modelo M4CC2C04H	139
Tabla A1-0-2 Fibras de la columna de la pila del modelo M4CC2C08H	140
Tabla A1-0-3 Fibras de la columna de la pila del modelo M4CC2C12H	140
Tabla A1-0-4 Fibras de la columna de la pila del modelo M4CC3C04H	141
Tabla 0-5 Fibras de la columna de la pila del modelo M4CC3C08H.....	142
Tabla 0-6 Fibras de la columna de la pila del modelo M4CC3C12H.....	142
Tabla A1-0-7 Fibras de pilote de los modelos: M4CC2C04H, M4CC2C08H, M4CC3C04H y M4CC3C12H.....	143
Tabla 0-8 Fibras del pilote para el modelo M4CC2C12H	144
Tabla 0-9 Fibras para el pilote del modelo M4CC3C08H	144

RESUMEN

Los puentes son estructuras destinadas a salvar accidentes topográficos (río, cañón, valle, etc.) y son muy importantes para el desarrollo económico de un país ya que permiten el intercambio de bienes y servicios. El territorio mexicano se encuentra expuesto a la ocurrencia de diferentes fenómenos naturales, entre ellos se tiene a los terremotos y huracanes, los cuales ponen en riesgo la estabilidad y buen funcionamiento de los puentes. Estos presentan problemas de socavación a causa de la ocurrencia de grandes avenidas de agua causadas por los huracanes, que aunado a la falta de mantenimiento o medidas de mitigación pueden llegar a ocasionar el colapso de los mismos. Si además reconocemos que en un importante parte de la red carretera mexicana se encuentra en zonas de alta sismicidad, se concluye que los puentes pueden estar sujetos en algún momento de su vida útil a la combinación de estos fenómenos naturales, por lo cual es importante estimar los efectos causados por el multi-peligro para determinar su vulnerabilidad ante la acción combinada de estos efectos.

PALABRAS CLAVE: Puentes, Socavación, Demanda Sísmica, Funciones de demanda, Índice Confiabilidad.

ABSTRACT

The bridges are structures designed to save topographic accidents (river, canyon, valley, etc.) and are very important for the economic development of the country that allows the exchange of goods and services. The Mexican territory is exposed to the occurrence of different natural phenomena, including earthquakes and hurricanes, which put at risk the speed and proper functioning of bridges. These present problems of excavation due to the occurrence of large water floods caused by hurricanes, which together with the lack of maintenance or mitigation measures can lead to the collapse of them. If we also recognize that it is an important part of the Mexican highway, it is located in areas of high seismicity, it is said that bridges may be subject to a combination of these natural phenomena at some point in their useful life, so it is important to estimate the effects caused by multi-hazard to determine their vulnerability to the combined action of these effects.

OBJETIVO

El objetivo del presente trabajo es evaluar la vulnerabilidad de puentes con subestructura de concreto reforzado tipo marco ante la acción de socavación y sismo, con base en la determinación de índices de confiabilidad.

INTRODUCCIÓN

La filosofía actual de diseño busca realizar estructuras con seguridad mínima que garanticen la prevención del colapso ante eventos sísmicos extremos y daño ligero, moderado o severo para otras intensidades de las acciones sísmicas. El multi-peligro, aborda la interacción e interdependencia entre dos o más acciones, y evalúa los daños que este puede generar en la estructura. La acción combinada de sismo y socavación es relevante como función de la localización geográfica de los puentes. Generalmente, el diseño de las estructuras se realiza para las acciones con mayor probabilidad de actuar en su vida útil como lo son las cargas muertas, vivas y acciones naturales (viento, sismo etc.), considerándose la acción de una sola carga accidental en combinación con las cargas permanentes (Bruneau, y otros, 2017).

Los servicios de infraestructura de transporte, telecomunicaciones y abastecimientos constituyen el principal elemento del sistema económico de un país, los puentes son parte de la infraestructura. Durante la ocurrencia de desastres naturales son muchas las construcciones que se ven afectadas, algunas de estas se consideran esenciales por lo que no deben dejar de funcionar ante la ocurrencia de estos eventos; los puentes forman parte de este tipo de estructuras ya que son vías de acceso a ciudades y servicios de primera necesidad (hospitales, escuelas, intercambio de bienes y servicios). A pesar de considerar su importancia en los procesos de diseño y construcción, siguen siendo susceptibles a las amenazas de los peligros naturales (Liévano , Gil, & Olmos , 2017). Dada la gran importancia que la socavación ha tenido en el colapso de puentes en México.

El incremento del flujo en los ríos debido a los huracanes tiene como efectos secundarios: cambio de régimen del caudal del río, incremento del tirante y a su vez una amplificación de los efectos de socavación, siendo esta una de las causas más

frecuentes de colapso de los puentes. De acuerdo con un análisis realizado por Wardhana & Hadipriono (2003), en el cual se estudiaron 503 puentes localizados en los E.U.A. en el periodo de 1989-2000, aproximadamente el 53% de ellos llegaron al colapso o la inoperatividad, debido a aspectos relacionados con la hidráulica, donde predominan el incremento del flujo y la socavación con un 32.8% y un 15.51%, respectivamente. Estos hechos confirman la tendencia que se observa en la Fig. 0-1, donde las barras azules representan una muestra de 503 puentes clasificada de acuerdo al año en que colapsaron, y las barras de color vino representan la cantidad de puentes colapsados a causa del incremento del flujo en los ríos por los huracanes.

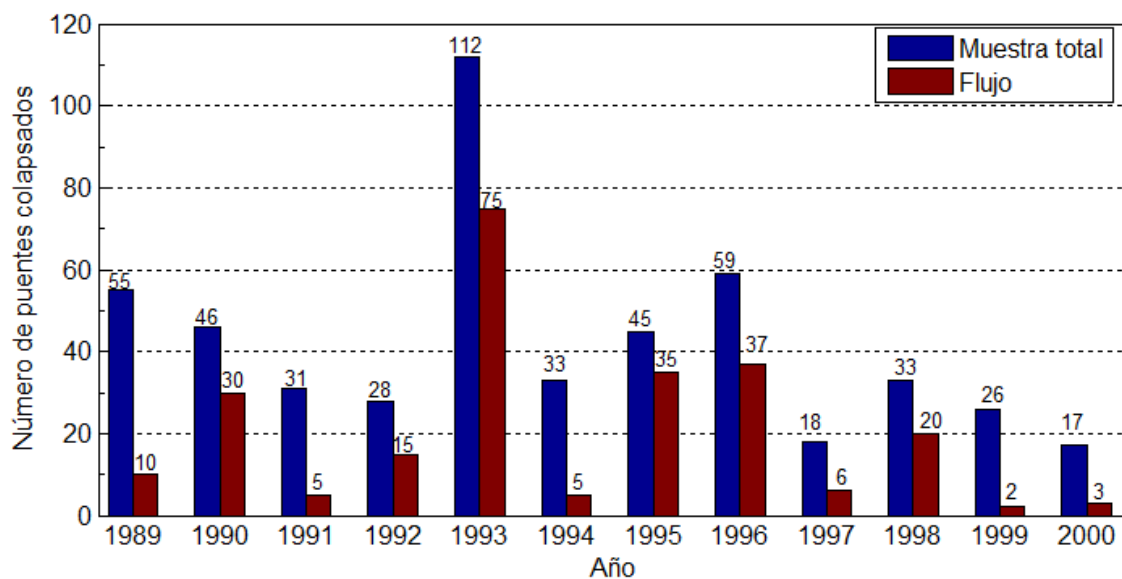


Fig. 0-1 comparación del colapso de puentes en los E.U.A (1989-2000) (Wardhana & Hadipriono, 2003).

México es un país que por su localización geográfica se encuentra expuesto a la ocurrencia de varios fenómenos naturales, como son los terremotos y huracanes. Forma parte del llamado Cinturón de Fuego del Pacífico, lo que origina una fuerte actividad sísmica y volcánica. En dos terceras partes del país el peligro sísmico es significativo, debido principalmente a los terremotos que se generan en la Costa del Océano Pacífico, en la conjunción de las placas tectónicas de Cocos y de Norteamérica. El país se encuentra en una región intertropical, lo cual causa embates de huracanes que se generan tanto en el Océano Pacífico como en el Océano Atlántico, generando

crecidas de avenidas y en consecuencia problemas de socavación en las estructuras que se localizan sobre los afluentes (Centro Nacional de Prevención de Desastres, 2001). En el periodo de 2017-1997 se tiene registrado un promedio de 2.5 colapsos de puentes por año. Algunas de las características geométricas más frecuentes en los puentes colapsados son: longitudes menores a 50 metros, apoyo intermedio tipo muro rectangular de mampostería, estribo tipo derramado o ala, esviajes menores a 10 grados y ubicación cercana a la costa del Pacífico mexicano. En la Tabla 0-1 se presenta los Estados con el mayor número de puentes colapsados debido a estos efectos (Cruz, Soberón , & Frías, 2018).

Tabla 0-1 Estados con los porcentajes más elevados en colapsos de puentes por socavación (Cruz, Soberón , & Frías, 2018)

Estado	Puentes Colapsados	
Chiapas	19	38%
Guerrero	7	14%
Oaxaca	5	10%
Veracruz	4	8%

Los Estados reportados en esta tabla con excepción del estado de Veracruz, se encuentran en la costa del océano pacífico, zona con mayor sismicidad en el país. Esto significa que las estructuras localizadas en algún afluente dentro de estos estados están también expuestas a efectos de los terremotos. Por ello es importante iniciar estudios conducentes a determinar los parámetros de diseño de puentes sometidos a la acción de socavación y sismo, a pesar de que la probabilidad de ocurrencia en un mismo instante es muy pequeña. En este trabajo se inicia con los estudios relacionados con la evaluación de la acción conjunta de temblores y socavación, cuantificando el efecto que la socavación origina en la probabilidad de falla de puentes de concreto reforzado, con subestructura tipo marco localizados en zonas de alta sismicidad.

CAPÍTULO 1.- PUENTES EN MÉXICO Y AMENAZAS SÍSMICAS E HIDROLÓGICAS

1.1. Determinación de casos de estudio

Debido a la diversidad de la topografía de la república mexicana se tienen puentes con diferentes tipos de subestructuras, por lo que se estudian puentes tipo representativos de los puentes construidos en la red carretera de la república mexicana, estos deben de cubrir las características geométricas de los puentes de México. Para caracterizar las tipologías de los puentes se utiliza la base de datos de la SCT (Gobierno de México, 2020), en particular se considera la geometría de puentes localizados en los estados de la costa sur del océano pacífico (Fig. 1-1), debido a que en estos estados se ha presentado mayor incidencia en colapsos debidos a efectos de socavación (Cruz, Soberón , & Frías, 2018).



Fig. 1-1 Mapa de la República Mexicana con la zona de estudio resaltada en azul.

La resume los estados analizados, el número de puentes registrados en cada estado y cuántos de estos cumplen la función de salvaguardar un afluente; además, se clasificaron los puentes de acuerdo al número de claros, ya que uno de los propósitos de este trabajo es evaluar la capacidad sísmica de sus pilas.

Tabla 1-1 resume los estados analizados, el número de puentes registrados en cada estado y cuántos de estos cumplen la función de salvaguardar un afluente; además, se clasificaron los puentes de acuerdo al número de claros, ya que uno de los propósitos de este trabajo es evaluar la capacidad sísmica de sus pilas.

Tabla 1-1 Número de puentes por estado que considerados para definir un puente tipo.

Estado	N° de puentes en el estado	Puentes sobre un afluente	Puentes con dos o más claros
Chiapas	424	303	144
Colima	113	52	31
Guerrero	415	351	205
Jalisco	314	241	136
Michoacán	558	363	200
Oaxaca	486	385	176
Total	2310	1695	892

La información obtenida en la base de datos de la SCT se encuentra limitada a: el número de claros, longitud total de puente, ancho de calzada y altura. Debido a que no se especifica el tipo de subestructura y superestructura, adicionalmente se consultaron las publicaciones realizadas por otras instituciones, con la finalidad de establecer el tipo de superestructura a estudiar. En la Fig. 1-2 presenta el mapa de la República Mexicana con la ubicación de los puentes recopilados mediante diversas publicaciones, y la Tabla 1-2 resume el tipo de subestructura de los puentes obtenidos. Las Fig. 1-3 a Fig. 1-4, reportan los resultados de un análisis estadístico mediante diagramas de caja de las bases de datos de la SCT y la

información recopilada sobre las variables que caracterizan los puentes en función del: número de claros, longitud total del puente, altura libre debajo del puente y ancho de calzada. La Tabla 1-3 resume los resultados de los estadísticos más relevantes.



Fig. 1-2 Localización de puentes recopilados en diversas publicaciones.

Tabla 1-2 Estadísticas de la geometría de la subestructura de los puentes (Diversas fuentes)

Estado	Pila Circular				Pila Tipo Muro			N/D	S/A	Total, por estado
	1	2	3	4	Diamante	Rectangular	Oblongo			
Chiapas	6	2	1	1	-	6	1	2	3	22
Guerrero	1	-	-	-	1	2	1	-	4	9
Jalisco	1	-	-	-	-	-	-	-	-	1
Michoacán	-	-	-	-	-	2	1	-	1	4
Oaxaca	-	-	1	-	1	4	-	-	4	10

Colima										
Totales	8	2	2	1	2	14	3	2	12	46

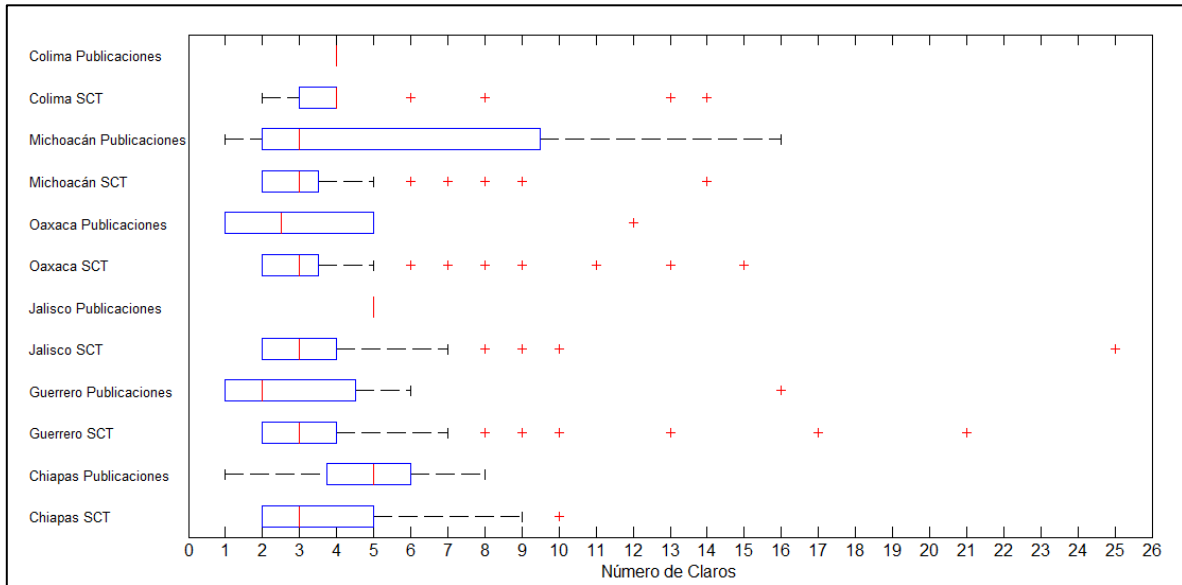


Fig. 1-3 Diagramas de caja del número de claros.

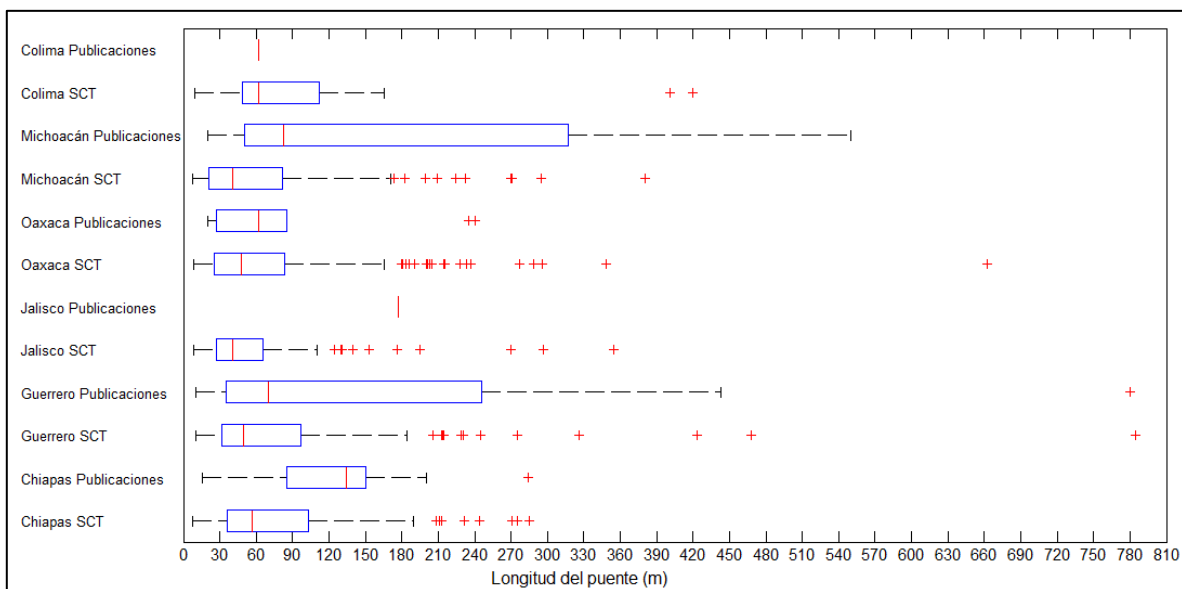


Fig. 1-4 Diagramas de caja de la longitud total del puente.

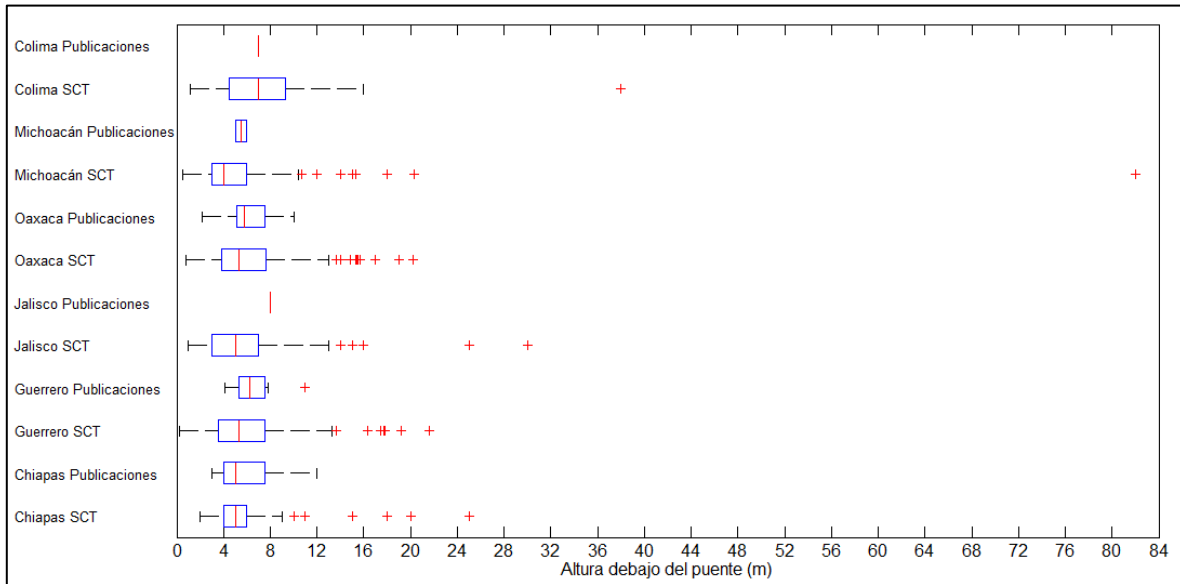


Fig. 1-5 Diagramas de caja de la Altura libre debajo del puente.

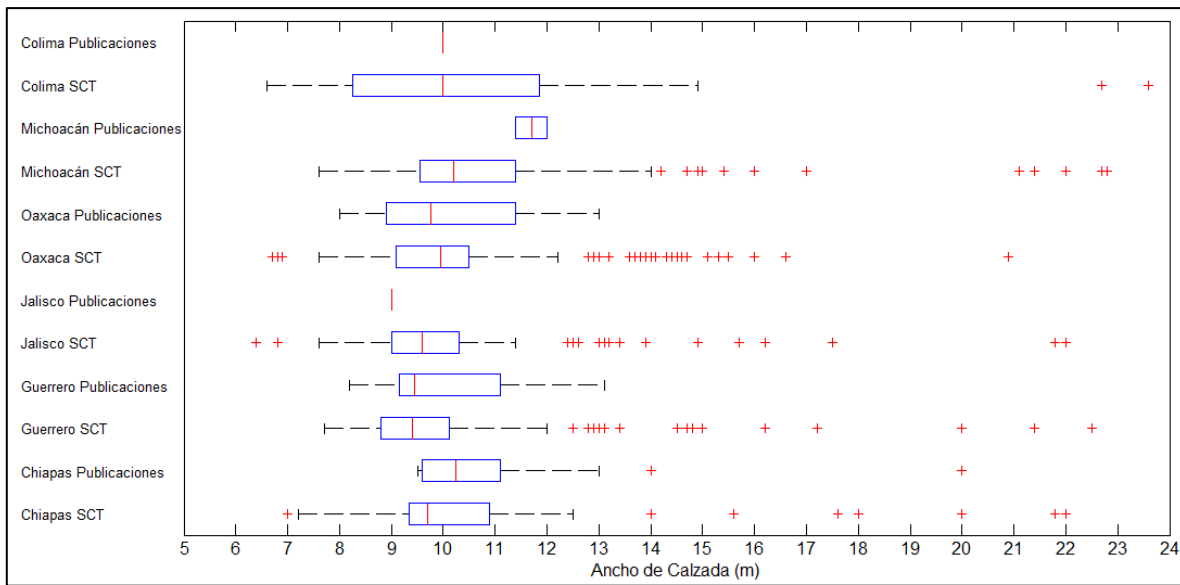


Fig. 1-6 Diagramas de caja para el ancho de calzada del puente.

Tabla 1-3 Resumen de las estadísticas obtenidas de los diagramas de caja

Estado	Parámetro	Número de claros		Long. total (m)		Altura libre debajo del puente (m)	
		SCT	Publ	SCT	Publ	SCT	Publ
Chiapas	Max. no atípico	9	8	189.3	200	9	12
	P ₇₅	5	6	103.4	150	6	7.2
	\bar{x}	3	5	56.9	134	5	5
	P ₂₅	2	3.75	36	85	4	4
	Min. no atípico	2	1	7.8	16	2	3
Guerrero	Max. no atípico	7	6	184.2	442.5	13.3	7.8
	P ₇₅	4	4.5	97	245.6	7.5	7.55
	\bar{x}	3	2	49.8	70	5.3	6.25
	P ₂₅	2	1	31.6	35.25	3.5	5.31
	Min. no atípico	2	1	10	10	0.2	4.1
Jalisco	Max. no atípico	7	-	110	-	13	-
	P ₇₅	4	-	65.3	-	7	-
	\bar{x}	3	5	40.4	177.5	5	8
	P ₂₅	2	-	27.7	-	3	-
	Min. no atípico	2	-	8.2	-	1	-
Oaxaca	Max. no atípico	5	5	165.9	240	13	10
	P ₇₅	3.5	5	83.7	85	7.6	7.6
	\bar{x}	3	2.5	48	61.6	5.3	5.8
	P ₂₅	2	1	25.2	27	3.85	5.2
	Min. no atípico	2	1	8.8	20	0.8	2.2
Michoacán	Max. no atípico	5	16	171.1	550	10.4	6
	P ₇₅	3.5	9.5	81.9	316.8	6	5
	\bar{x}	3	3	40.5	82.3	4	5.5
	P ₂₅	2	2	21.4	50.5	3	5
	Min. no atípico	2	1	7.8	20	0.5	6
Colima	Max. no atípico	4	-	165.5	-	16	-
	P ₇₅	4	-	112.3	-	9.3	-
	\bar{x}	4	-	62	-	7	-
	P ₂₅	3	-	48.9	-	4.5	-
	Min. no atípico	2	-	9	-	1.2	-

La información reportada en la Tabla 1-2, indica que el tipo de subestructura más común está conformada por pilas circulares o por una pila tipo muro, debido a la demanda de trabajo que implica el desarrollo de ambas tipologías, se plantea abarcar en el presente estudio solamente una de las tipologías, eligiéndose la subestructura tipo marco conformada por 4 columnas circulares. En lo que respecta a la altura de las pilas, se plantea desarrollar un análisis paramétrico que considere 3 alturas de las pilas definidas en función de los resultados obtenidos del análisis estadístico (Fig. 1-5). Con respecto de la longitud del puente, se plantea asumir el valor promedio de la mediana obtenida de todos los puentes registrados en los diferentes estados, así como, para los percentiles 75 y 25. Para el ancho de calzada se emplea el valor promedio de la mediana de todos puentes considerados, 9.8 m. En la Fig. 1-7 se resumen los casos de estudio planteados y las variables consideradas para el desarrollo del análisis paramétrico correspondiente a 6 casos de estudio, en cada uno se analizarán 5 condiciones para la subestructura: a) base fija, b) base flexible, c) con un nivel de socavación del 50% del y_s , d) un nivel de socavación del 75% del y_s , e) un y_s , donde y_s representa la profundidad máxima de socavación esperada en la zona de estudio.

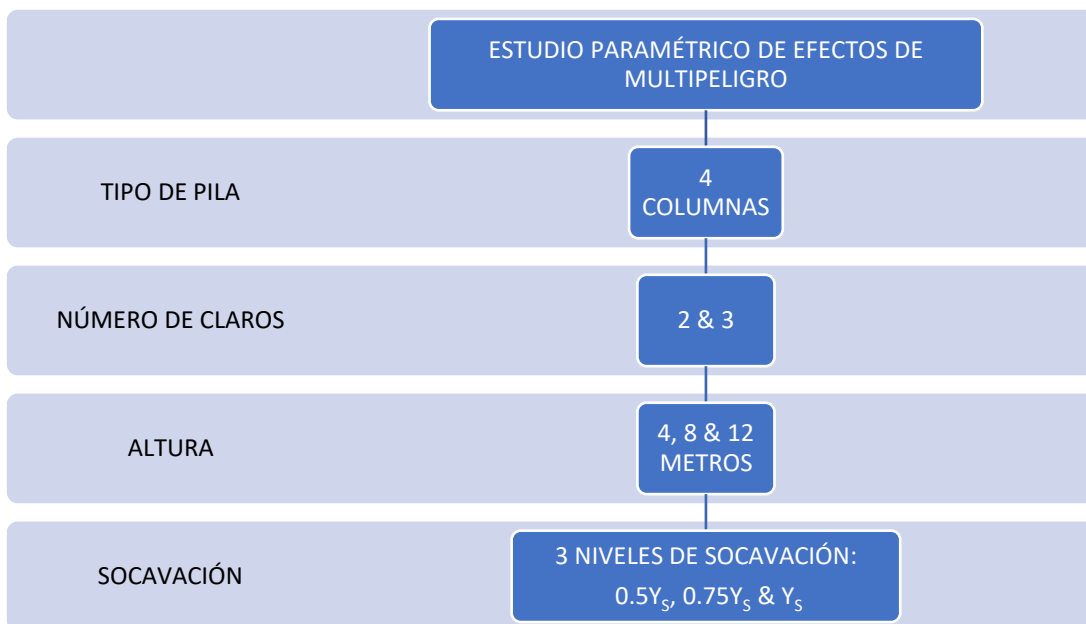


Fig. 1-7 Esquema de los casos de estudio desarrollados

1.2. Diseño de los Puentes

En los subcapítulos de este apartado se presentan las acciones y las consideraciones empleadas en el proceso de diseño de los casos de estudio antes definidos, la normativa empleada como base del proceso de diseño son las especificaciones ASSHTO para diseño de puentes por el método LRFD (AASHTO, 2017) y las Normas Técnicas Complementarias de la CDMX en su versión 2017 (GCDMX, 2017). La Tabla 1-4 describe la nomenclatura utilizada para definir cada caso de estudio.

Tabla 1-4 Modelos numéricos desarrollados como casos de estudio.

Nombre	Tipo de pila	Numero de claros	Altura de pila (m)
M4CC2C04H	4 c. circulares	2	4
M4CC2C08H	4 c. circulares	2	8
M4CC2C12H	4 c. circulares	2	12
M4CC3C04H	4 c. circulares	3	4
M4CC3C08H	4 c. circulares	3	8
M4CC3C12H	4 c. circulares	3	12

1.2.1. Superestructura

La superestructura de los puentes consta de una carpeta asfáltica de 10 cm de espesor, que descansa sobre una losa de concreto reforzado de 20 cm y esta a su vez yace sobre 7 trabes AASHTO tipo IV De acuerdo con lo estipulado en la norma N-PRY-CAR-6-01-002/01, se adiciona una longitud de 40 cm para la inclusión de parapetos en ambos extremos, teniendo un ancho de calzada total de 10.6 metros, la Fig. 1-8 presenta un corte transversal de la superestructura.

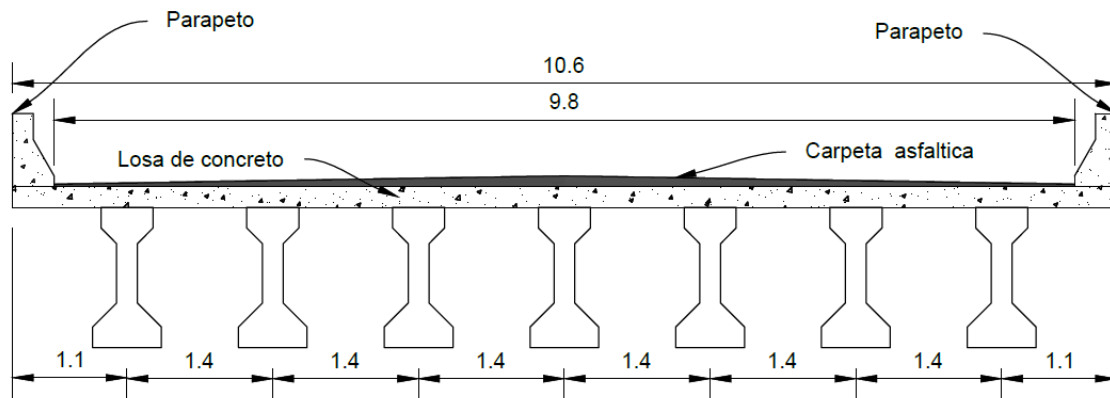


Fig. 1-8 Sección transversal de la Superestructura de los puentes.

1.2.2. Apoyos de neopreno y juntas de expansión

La superestructura está soportada mediante dos apoyos de neopreno (Fig. 1-9) colocados entre el cabezal y el extremo de cada trabe AASTHO que llega a él, con la finalidad de representar una superestructura simplemente apoyada. Los apoyos de neopreno se emplean con el fin de absorber las deformaciones verticales y horizontales producto de las cargas vehiculares, sismos o inducidas por cambios de temperatura en la zona de apoyo.

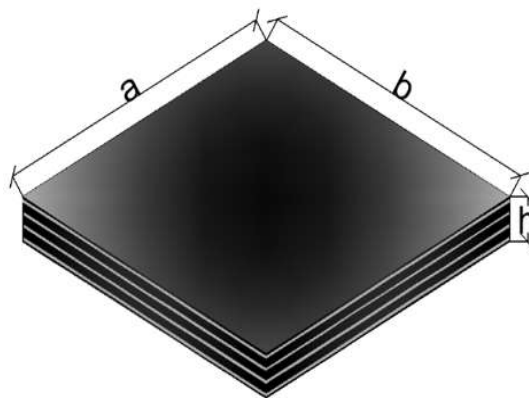


Fig. 1-9 Apoyo de neopreno.

Para el dimensionamiento y diseño de los apoyos se emplearon las normas AASHTO y el apartado 26 del libro Bridge Engineering Handbook (Chen & Duan, 2000), en la Tabla 1-5 se presentan las características de los apoyos calculados:

Tabla 1-5 Características de los apoyos de neopreno.

Características	Apoyos	
	Fijo	Móvil
Número de placas	3	4
Recubrimiento	0.6	0.6
a	40	40
b	40	40
h	4.1	5.7
$K_{\text{Vert}} \text{ (kg/cm)}$	2109119.89	1112908.34
$K_{\text{Hrz}} \text{ (kg/cm)}$	6275.18	4183.45

1.2.3. Subestructura

El diseño de las pilas se realizó empleado los siguientes reglamentos:

- Manual de obras civiles (Comisión Federal de Electricidad, 2015)
- Normas técnicas complementarias de la ciudad de México
- Especificaciones ASSHTO para diseño de puentes por el método LRFD (AASHTO, 2017),

En los siguientes párrafos se describen brevemente los estados límite considerados, factores de carga y las acciones extremas consideradas para los procesos de análisis y diseño estructural.

a) Combinaciones de cargas

Las combinaciones de carga empleadas para para el diseño de las pilas corresponden a los estados límites de: a) Resistencia I y b) Evento extremo I. De acuerdo con las especificaciones, el efecto generado por cada una de estas combinaciones de fuerza o acción de diseño debe de tomar como factor el valor obtenido de la siguiente ecuación:

$$Q = \sum niyiQi \quad \text{Ec. 1-1}$$

Donde:

n_i =Factor de modificación de carga

y_i =Factor de carga

Q_i =Solicitud de carga

Los factores de carga a emplear para el estado límite de Resistencia I y Evento extremo I se resumen en las Tabla 1-6 y Tabla 1-7 respectivamente, estos se obtuvieron de acuerdo con la sección 3 especificaciones AASHTO (2017): cargas y combinaciones.

Tabla 1-6 Factores de carga para el estado límite de resistencia I

Carga	F.C.	
	máx..	min.
Carga muerta elementos estructurales	1.25	0.9
Carga muerta en pavimentos	1.5	0.65
Carga muerta en parapetos	1.25	0.9
Vehículos	2.3275	2.3275

Tabla 1-7 Factores de carga para el estado límite de evento extremo I

Carga	F.C.	
	máx.	min.
Carga muerta de elementos estructurales	1.25	0.9
Carga muerta en pavimentos	1.5	0.65
Carga muerta en parapetos	1.25	0.9
Vehículos	0.665	0.665
Sismo	1	1

b) Carga viva vehicular

Para el análisis de la carga vehicular, es necesario realizar una clasificación del tipo de carretera, de acuerdo con el mapa de la Fig. 1-10, elaborado por la Cámara

Nacional del Autotransporte de Carga (CANACAR, 2016), se observa que la carretera predominante a lo largo de la Costa del Pacífico es del tipo B2.



Fig. 1-10 Mapa de la Red Federal de carreteras ET, A, B, C y D, obtenido de: (CANACAR, 2016).

Para el análisis de cargas vehiculares, la SCT establece que se deben analizar diferentes escenarios de simultaneidad que se formen entre un carril cargado con un camión T3-S3 tipo 1 o T3-S2-R4 tipo 1 y el carril restante cargado con un camión HS-20, para así definir la condición más desfavorable que gobierna el diseño. Dichos escenarios deben afectarse por factores de presencia múltiple de vehículos que se establecen en las especificaciones ASSHTO (2017), obteniéndose 1.20 para un carril cargado y 1.0 para dos carriles cargados. La ubicación de los carriles se consideró de acuerdo (López Chávez & Jara Guerrero, 2013), en la Fig. 1-11 se presenta un croquis con la posición de los carriles y en la Fig. 1-12 se presentan los pesos y dimensiones de los vehículos de diseño.

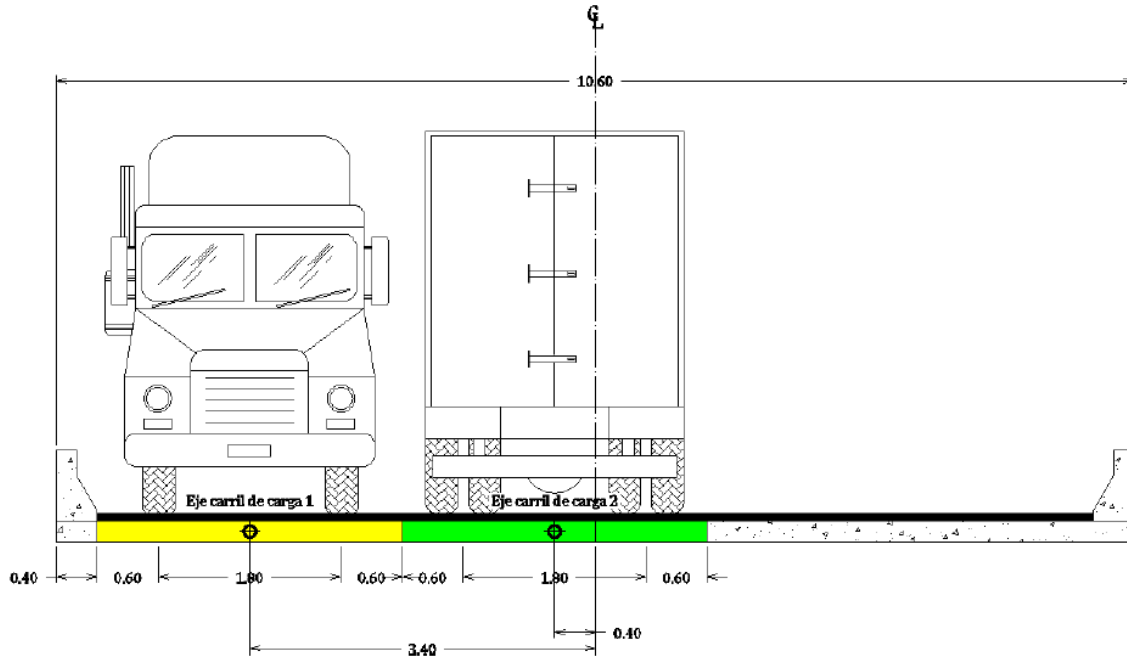


Fig. 1-11 Ubicaciones de los ejes del carril de carga (López Chávez & Jara Guerrero, 2013)

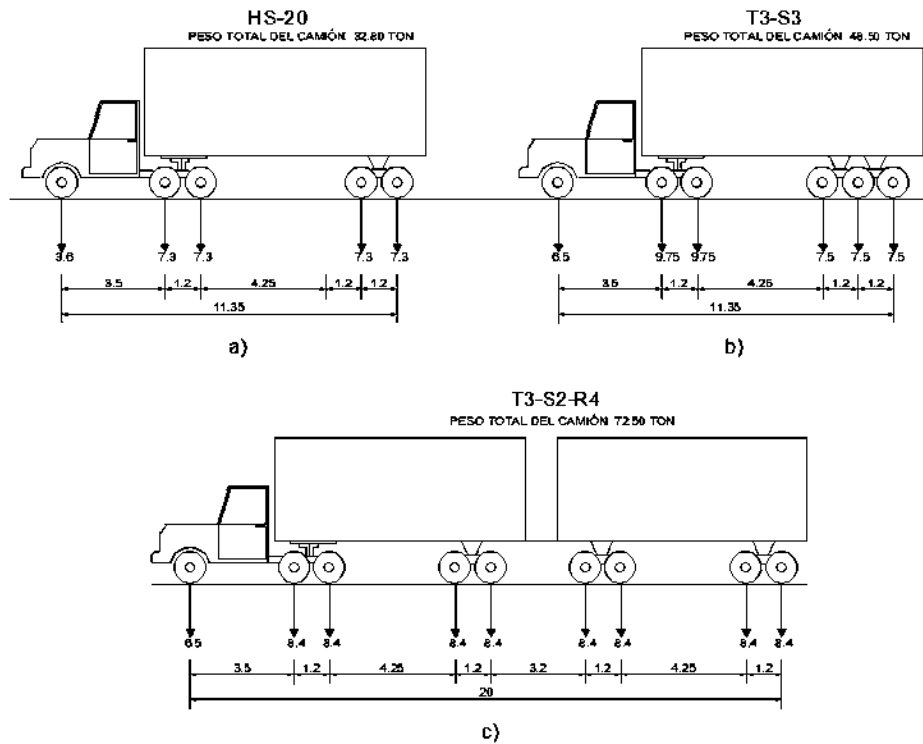


Fig. 1-12 Pesos y dimensiones de los camiones de diseño. a) vehículo HS-20, b) vehículo T3-S3 y c) vehículo T3-S3-R4

c) Espectro de diseño

Debido a que se desea un diseño del puente representativo de la zona de estudio, se obtuvo del software PRODISIS V4, un espectro transparente para la zona de mayor sismicidad de cada uno de los estados que se encuentran dentro de la zona de estudio, en la gráfica de la Fig. 1-13 se puede observar que, los espectros de Chiapas y Oaxaca representan los valores extremos, por la selección de alguno de los otros espectros conduciría a un valor intermedio, por lo que se elige para el presente trabajo el espectro del estado de Jalisco.

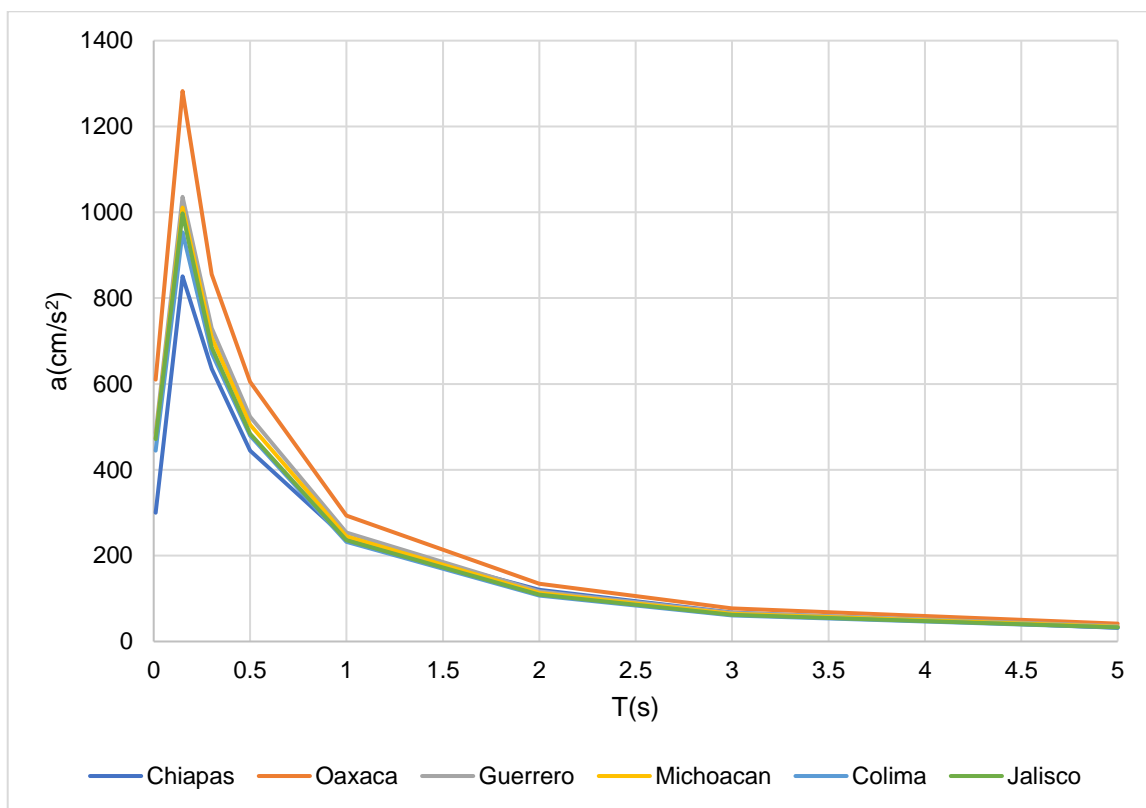


Fig. 1-13 Espectros transparentes de la zona de mayor sismicidad de cada estado, obtenidos con el PRODISIS v4.1.

El espectro de diseño se elaboró de acuerdo con el apartado 3.1.6 del manual de obras civiles de la CFE diseño por sismo (CFE, 2015) la aceleración máxima en roca correspondiente al nivel de referencia (a'_0) y el factor de respuesta (F_{RES}) se obtuvo del PRODISIS v4.1.

Para la modificación y reducción del espectro se empleó un factor de comportamiento sísmico $Q=2$ y un factor de sobrerresistencia $R_o=1.5$. La Fig. 1-14 el espectro de diseño obtenido.

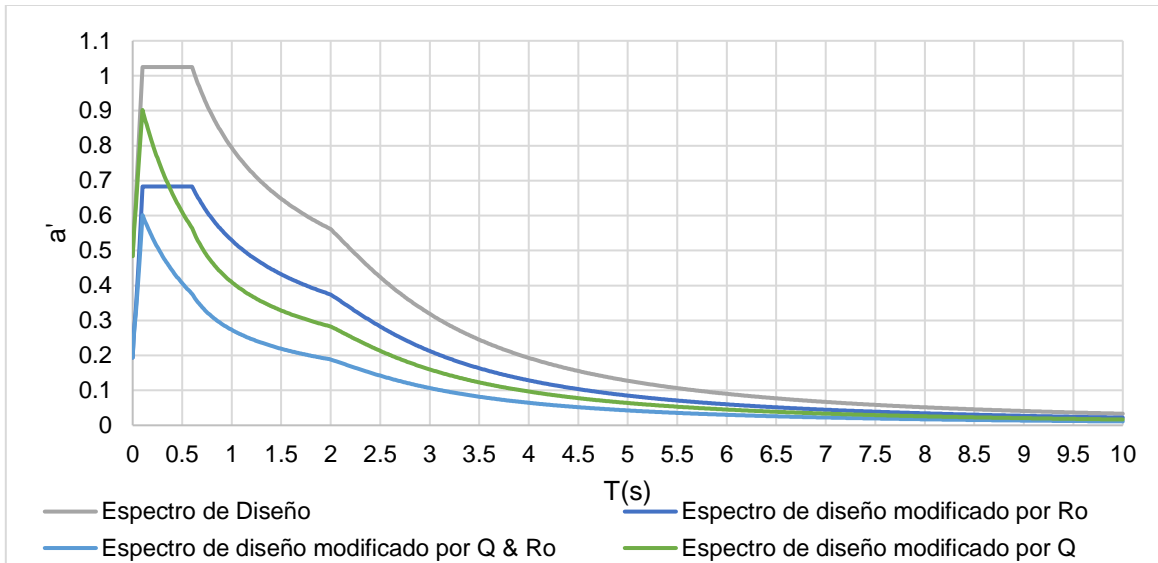


Fig. 1-14 Espectro diseño elaborado de acuerdo con el manual de obras civiles de la CFE (2015), (unidades en fracciones de g)

En la Tabla 1-8 resume las dimensiones de la superestructura del puente, el refuerzo longitudinal y transversal de las pilas, además del periodo de vibrar de la estructura obtenido del modelo numérico.

Tabla 1-8 Geometría y acero de refuerzo de los casos de estudio.

Nombre	Cabezal		Pila (cm)	Refuerzo			T (s)
	Base (cm)	Altura (cm)		Long.	Trasv.	ρ (%)	
M4CC2C04H	150	150	$\Phi=110$	36 Vars. #8	#4 @ 15 cm	1.93	0.643
M4CC2C08H	160	150	$\Phi=120$	27 Vars. #10	#5 @ 15 cm	1.68	0.671
M4CC2C12H	170	150	$\Phi=130$	36 Vars. #10	#5 @ 15 cm	2.14	0.721
M4CC3C04H	150	150	$\Phi=110$	26 Vars. #10	#5 @ 15 cm	2.16	0.633
M4CC3C08H	160	150	$\Phi=120$	32 Vars. #10	#5 @ 15 cm	2.06	0.790
M4CC3C12H	170	150	$\Phi=130$	32 Vars. #10	#5 @ 15 cm	1.90	0.907

1.2.4. Cimentación

La selección o caracterización de un suelo representativo de la zona de estudio para el desarrollo de la investigación resulta complicado debido a que éste se caracteriza mediante variables aleatorias, por lo que se asume un suelo conformado por las propiedades desfavorables asumiéndose un solo estrato constituido por una arena húmeda, donde se considera la pre-consolidación, es decir que la rigidez del estrato no se incrementa con la profundidad. Diversos autores (AASHTO, 2017, Bowles, P.E., & S.E., 1997 y Meli Piralla, 2002) reportan valores típicos del módulo de reacción (K_s), módulo de elasticidad (E_s) y coeficiente de Poisson (ν_s), los valores se resumen en la Tabla 1-9, en el presente trabajo se asume el valor promedio de los valores reportados en la normativa ASSHTO.

Tabla 1-9 Valores típicos de K_s , E_s y ν_s de suelos arenosos.

Libro	Suelo	E_s	K_s	ν_s
Diseño estructural (Meli Piralla, 2002)	Arena Seca o	0.16H a	1.2 a	-
	húmeda, Suelta	0.48H	3.6	-
Normativa AASHTO (AASHTO, 2017)	Arena Fina	78.04 a	-	0.20 a
		117.41	-	0.36
Foundation Analisis and Design (Bowles, P.E., & S.E., 1997)	Arena sedimentada	50.98-	-	0.20 a
		203.94	-	30

Los estados limites utilizados para el diseño de la cimentación se encuentran en el apartado 1.2.3, además se realizó la revisión requerida por la normativa AASHTO para el fenómeno de socavación, la norma solicita que se revise la estabilidad del puente considerado que el material que rodea la cimentación y pila ha sido removido hasta la profundidad del tirante de socavación (y_s) de diseño, los estados límite que se requieren para esta revisión son: resistencia y servicio de la estructura y el evento extremo número II, adicionalmente la norma marca como alternativa la revisión de una combinación donde se incluye el sismo y se tenga removido el material hasta una profundidad de $0.5y_s$. Las NTC-2017 La normativa empleada para el diseño del

(Gobierno de México, 2020) se emplearon para el diseño del refuerzo longitudinal y transversal de los pilotes y losa de cimentación.

En la Fig. 1-15 se presenta un croquis de la cimentación y en la Tabla 1-10, se presenta los detalles del refuerzo longitudinal, el número de pilotes, las dimensiones de la losa y el periodo del modo fundamental de la estructura.

Tabla 1-10 Dimensiones de la cimentación y armado longitudinal de los pilotes.

Nombre	Φ pilote (cm)	Refuerzo Long.	# Pilotes	ρ	Dimensiones Losa			T
					B	L	A	
M4CC2C04H	50	14 Vars. # 6	28	2.03%	5.2	12.7	110	0.6284
M4CC2C08H	50	14 Vars. # 6	28	2.03%	5.2	12.7	120	0.7165
M4CC2C12H	50	14 Vars. # 6	28	2.03%	5.2	12.7	130	0.7775
M4CC3C04H	50	14 Vars. # 6	28	2.03%	5.2	12.7	110	0.7011
M4CC3C08H	50	14 Vars. # 6	28	2.03%	5.2	12.7	120	0.8662
M4CC3C12H	50	14 Vars. # 6	28	2.03%	5.2	12.7	130	0.9751

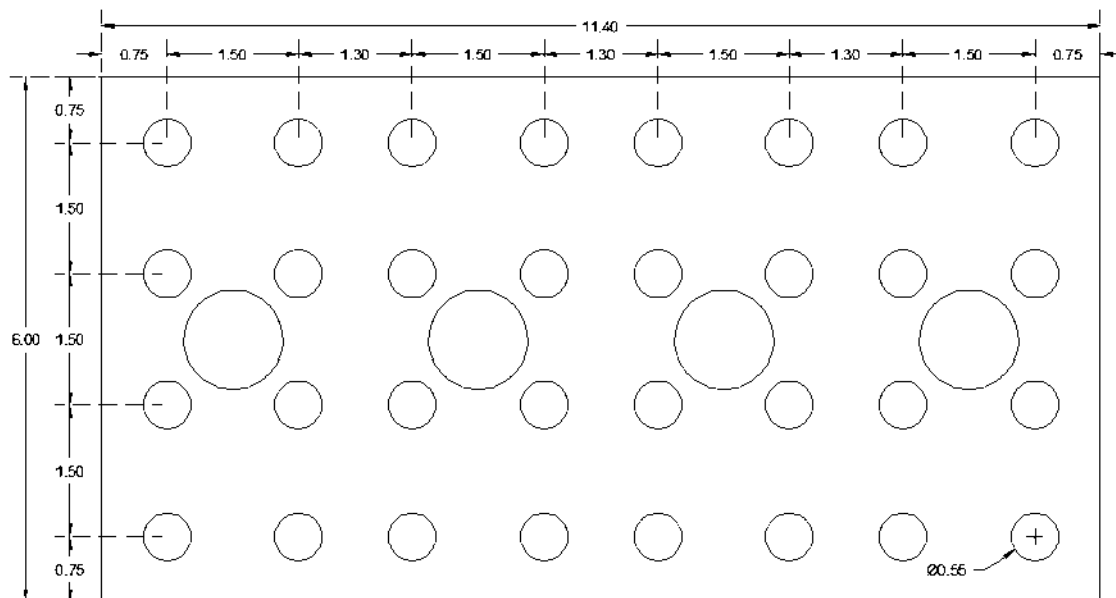


Fig. 1-15 Configuración de la cimentación.

CAPÍTULO 2.- METODOLOGÍA PROBABILISTA PARA ESTIMAR LOS EFECTOS DEL MULTI-PELIGRO

La predicción del comportamiento de un puente ante una demanda sísmica se estima con base a modelos probabilistas que representan el comportamiento ante este tipo de peligros, en estos modelos regularmente se presenta la relación que existe entre la respuesta de la estructura y la intensidad de un evento, más, sin embargo, la exploración de un modelo probabilístico para la conjunción de dos peligros aún no se encuentra completamente establecida (Wang, Padgett, & Dueñas, 2014). En el caso de un solo riesgo, la probabilidad de alcanzar un estado límite de daño (SC_i) expresado en términos de variables aleatorias continuas, se determina como:

$$P_f = \int_0^{x=\infty} P[SC_i|X = x]P[X = x]dx \quad \text{Ec. 2-1}$$

donde la condición de estado límite en que la resistencia (o capacidad) R es menor que el efecto de la carga (o demanda) D causado por el riesgo X . La probabilidad condicional $P[SC_i|X = x]$ es la probabilidad de alcanzar el estado límite (SC_i) ante un nivel de riesgo (carga) ($X = x$). El término $P[X = x]$ Corresponde a la probabilidad marginal del riesgo. La ecuación 2.1 también se puede escribir como se presenta en la ecuación 2.2, donde $F_r(x)$ es la función de fragilidad descrita en la forma de la función de densidad acumulada (FDA) y $g_x(x)$ la función de riesgo en forma de la función de densidad de probabilidad (FDP).

$$P_f = \int_0^{x=\infty} F_r(x)g_x(x)dx \quad \text{Ec. 2-2}$$

En términos probabilísticos, la fragilidad define la capacidad de un sistema para soportar un nivel de demanda en particular. La ecuación 2.2 también se puede expresar como:

$$P_f = \int_0^{x=\infty} f_r(x)G_x(x)dx \quad \text{Ec. 2-3}$$

donde $f_r(x)$ es la función de fragilidad en forma de su FDP y $G_x(x)$ es la función de peligro descrita en función de su FDA complementaria. En cualquiera de sus formas, las curvas de fragilidad y de riesgo deben expresarse como función de una variable de demanda dimensionalmente consistente. La Figura 2.1 muestra la integral de convolución.

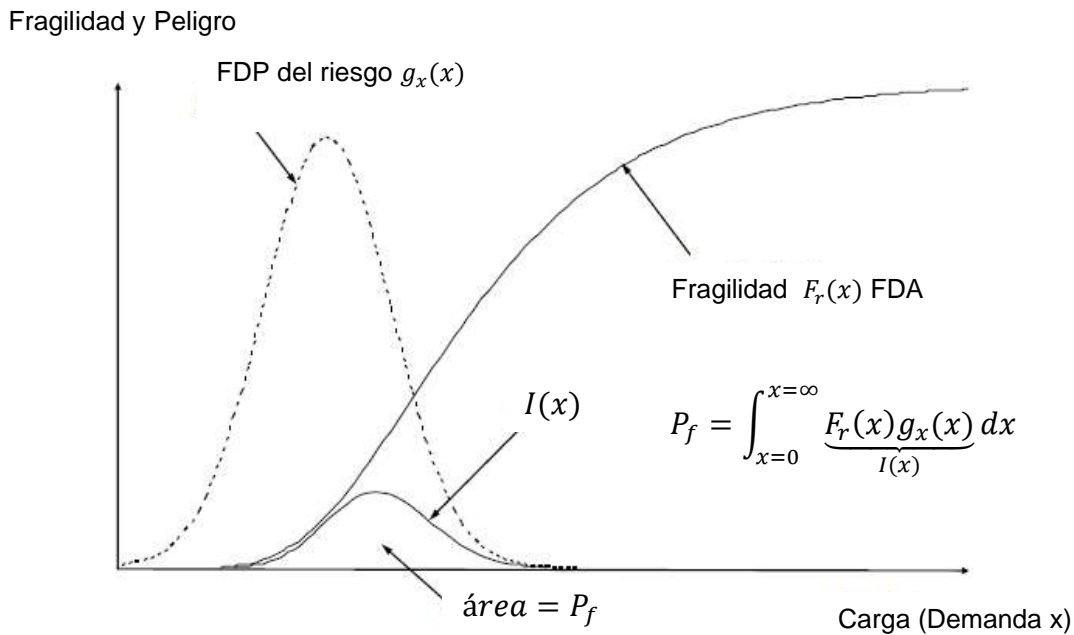


Fig. 2-1 Cálculo de la probabilidad de estado límite para un solo riesgo.

La Figura 2-1 define como calcular la probabilidad de un estado límite mediante la convolución de la fragilidad considerando solamente un riesgo; sin embargo, en el caso de estructura sujetas a dos riesgos que tienen efectos aditivos de carga (sismos + socavación), el concepto de convolución se debe expandir para tomar en cuenta ambos riesgos, esto se puede representar como:

$$P_f = \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} F_r(x, y) g_x(x) g_y(y) dy dx \quad \text{Ec. 2-4}$$

donde $F_r(x, y)$ es la función de fragilidad de superficie expresada mediante la función de probabilidad conjunta en función de las demandas X y Y . Obsérvese que las funciones de riesgo de la ecuación 2.4 se expresan mediante sus FDPs. La integral de convolución bivariada se muestra en la Fig. 2-2, donde la fragilidad se

debe expresar mediante una función en tres dimensiones expresada en función de ambos riesgos.

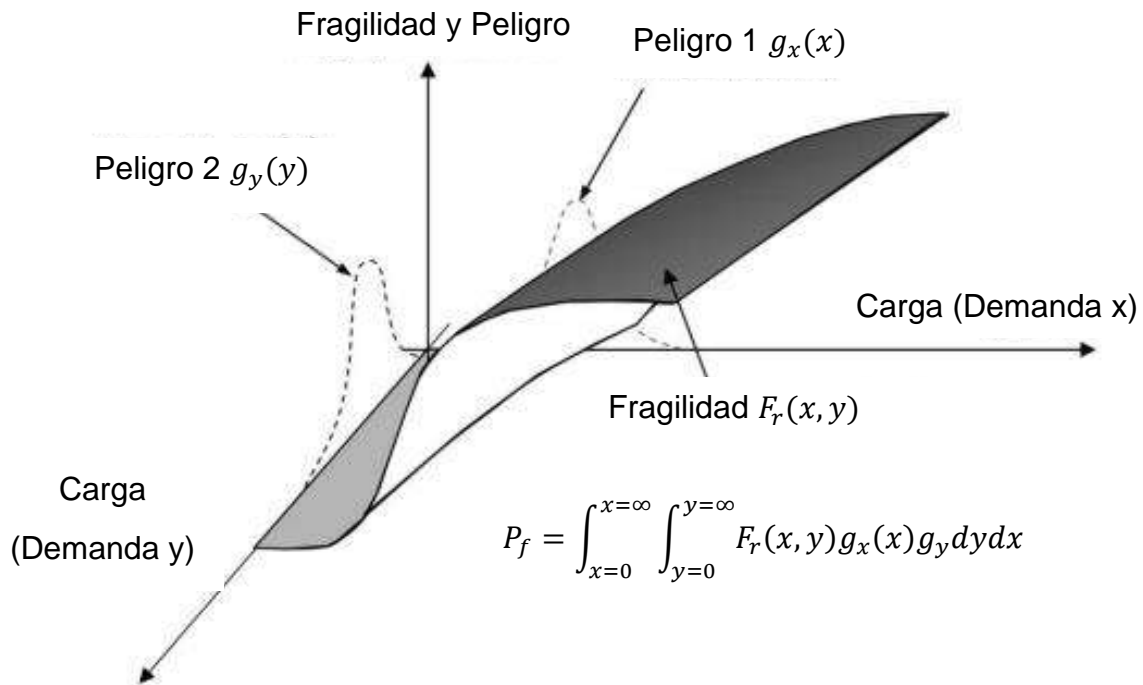


Fig. 2-2 Cálculo de la probabilidad de estado límite para dos riesgos.

$G_x(x)$ es la función de peligro descrita en función de su FDA complementaria.

En el presente trabajo se asume que tanto la demanda como la capacidad del componente estructural se pueden describir con una FDP lognormal, de acuerdo a la ecuación 2.5 para el caso de un riesgo, los parámetros de la FDP se estiman con base en el desarrollo de un modelo probabilista de demanda sísmica que relaciona una medida intensidad sísmica con la demanda de algún parámetro ingenieril seleccionada para cuantificar el estado de daño deseado.

$$P[D \geq C | IM] = \Phi \left(\frac{\ln \left(\frac{S_D}{S_C} \right)}{\sqrt{\beta_D^2 + \beta_c^2}} \right) \quad \text{Ec. 2-5}$$

donde $\Phi(*)$ es la FDA normal estándar, D es la demanda estructural, C es la capacidad estructural, S_D es la mediana de la demanda sísmica, S_C es la

mediana de la capacidad estructural, y β_C es la desviación estándar del logaritmo de la capacidad estructural. El concepto de fragilidad que define la ecuación 2.5 se extiende a la fragilidad de superficie para considerar la acción combinada de los riesgos de socavación y terremoto. La fragilidad de superficie de un puente sujeto a el efecto combinado de socavación y terremotos es la probabilidad condicionada que describe el espacio muestral de que un puente alcance o exceda un estado de daño predeterminado para una intensidad sísmica (IM) y un conjunto de valores de profundidad de socavación (y_s). Mediante un modelo de multi-peligro se define un modelo probabilista que relaciona la demanda sísmica con una medida de intensidad, IM, y un nivel de socavación, y_s . Si asumimos que las variables aleatorias pueden modelarse con una FDP lognormal, ecuación 2.6

$$P[D \geq C | IM, y_s] = \Phi \left(\frac{\ln \left(\frac{S_{Dys}}{S_C} \right)}{\sqrt{\beta_{Dys}^2 + \beta_C^2}} \right) \quad \text{Ec. 2-6}$$

donde S_{Dys} es la mediana de la demanda sísmica del componente ante el efecto combinado de socavación y sismo, β_{Dys} es la desviación estándar del logaritmo natural de la demanda ante el efecto combinado de socavación y sismo.

El índice de confiabilidad β_f es el parámetro más utilizado para estimar la seguridad estructural y se puede determinar para un componente o para un sistema estructural a lo largo de su vida útil (etapa constructiva o periodo de servicio). El índice de confiabilidad se define como:

$$\beta_f = \Phi^{-1}(P_{f,T}) \quad \text{Ec. 2-7}$$

$$P_{F,f} = 1 - e^{-\lambda_{F,f} * v.u.} \quad \text{Ec. 2-8}$$

$$\lambda_{F,f} = \int_{im=0}^{\infty} F(im, y_s) f_{IM}(im) dim \quad \text{Ec. 2-9}$$

Donde:

β_f = índice de confiabilidad

$P_{F,f}$ = Probabilidad de falla para un periodo de vida útil

$\lambda_{f,F}$ = Probabilidad de falla

$F(im, ys)$ = Curva de fragilidad para el estado límite de CP

$f_{IM}(im)$ = Funcion de densidad de la tasa sísmica

$v. u.$ = Periodo de vida útil de la estructura, 75 años para puentes (AASHTO, 2017).

CAPÍTULO 3.- AMENAZAS EN EL SITIO DE LOCALIZACIÓN DE LOS Puentes

La caracterización de las amenazas de socavación y sismo al nivel de un estado resulta un punto complicado, ya que se desea analizar la confiabilidad de los puentes considerados como casos de estudio localizados en cada uno de los estados de la costa sur del Océano Pacífico, por lo que la información disponible para caracterizar la demanda por socavación resulta escasa, la cual es crítico en comparación con la amenaza sísmica, donde se cuenta con mayor información. Debido a que en la determinación del tirante de socavación (y_s), se encuentran descritas de forma implícita la topografía, las características hidráulicas de un cauce y el tipo de suelo, para estimar el valor esperado de y_s se asumen algunas simplificaciones conservadoras para el cálculo del tirante socavación. La determinación de la demanda sísmica es una tarea más sencilla debido a que se cuenta con una buena cantidad de registros de eventos sísmicos, y se tiene acceso libre al software PRODISIS v4.1 para determinar la demanda sísmica esperada en diferentes periodos de retorno para los sitios de estudio, lo que permite estimar tasas de excedencia de los sitios de interés.

En los siguientes párrafos se presenta la caracterización de cada una de las amenazas (socavación y sismo)

3.1. Demanda de socavación

Investigaciones desarrolladas sobre el fenómeno de socavación han conducido al desarrollo de una gama amplia de expresiones para el cálculo de la profundidad de socavación (y_s), su objetivo es calcular la profundidad de socavación esperada en puentes por la acción de escurrimientos de agua. Las expresiones propuestas emplean parámetros hidráulicos, geométricos y geotécnicos del cauce. De acuerdo con Campa Rodriguez & Astorga Bustillos (2015), una de las fórmulas más completas para el cálculo de la socavación local de pilas es la desarrollada por la

Universidad Estatal de Colorado (Ec. 3-1) y que se ha presentado como una norma de diseño por el *U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration* (2012).

$$y_s = y_1 [2.0K_1K_2K_3(a/y_1)^{0.65}F_{r1}^{0.43}] \quad \text{Ec. 3-1}$$

$$F_{r1} = \frac{V_1}{\sqrt{g * y_1}} \quad \text{Ec. 3-2}$$

Donde:

y_s =Tirante de socavación, (m).

y_1 =Tirante aguas arriba de la pila, (m).

K_1 =Factor de corrección por forma de la nariz de la pila.

K_2 =Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo.

K_3 =Factor de corrección por las condiciones del lecho.

a = Ancho de pila, (m).

F_{r1} = Número de Froude en dirección aguas arriba de la pila.

V_1 = Velocidad media del flujo aguas arriba, (m/s).

g = aceleración de la gravedad, (9.81 m/s²).

La expresión que define el número de Froude tiene implícitas las características geométricas e hidráulicas del cauce, la caracterización de una geometría tipo resulta complicada ya que la topografía de un cauce es una variable aleatoria, por lo que se asume que la topografía debajo del puente corresponde a una sección rectangular con altura definida igual al tirante de agua máximo que se podría presentar y el ancho del cauce es la longitud total del puente.

3.1.1. Obtención del Gasto (Q)

La determinación del caudal se realizó empleando las estaciones hidrométricas de la base de datos del Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS), (CONAGUA, 2016); Se tomaron solamente las estaciones que estuvieran cercanas a la Costa del Pacífico y que el ancho del caudal al que pertenecen se encuentre dentro de la longitud total de los puentes de estudio. La Fig. 3-1 muestra las estaciones hidrométricas seleccionadas, las cuales se clasificaron en función de la longitud de los puentes de estudio (30 m y 60 m). La Tabla 3-1 resume, los códigos de las estaciones obtenidas.

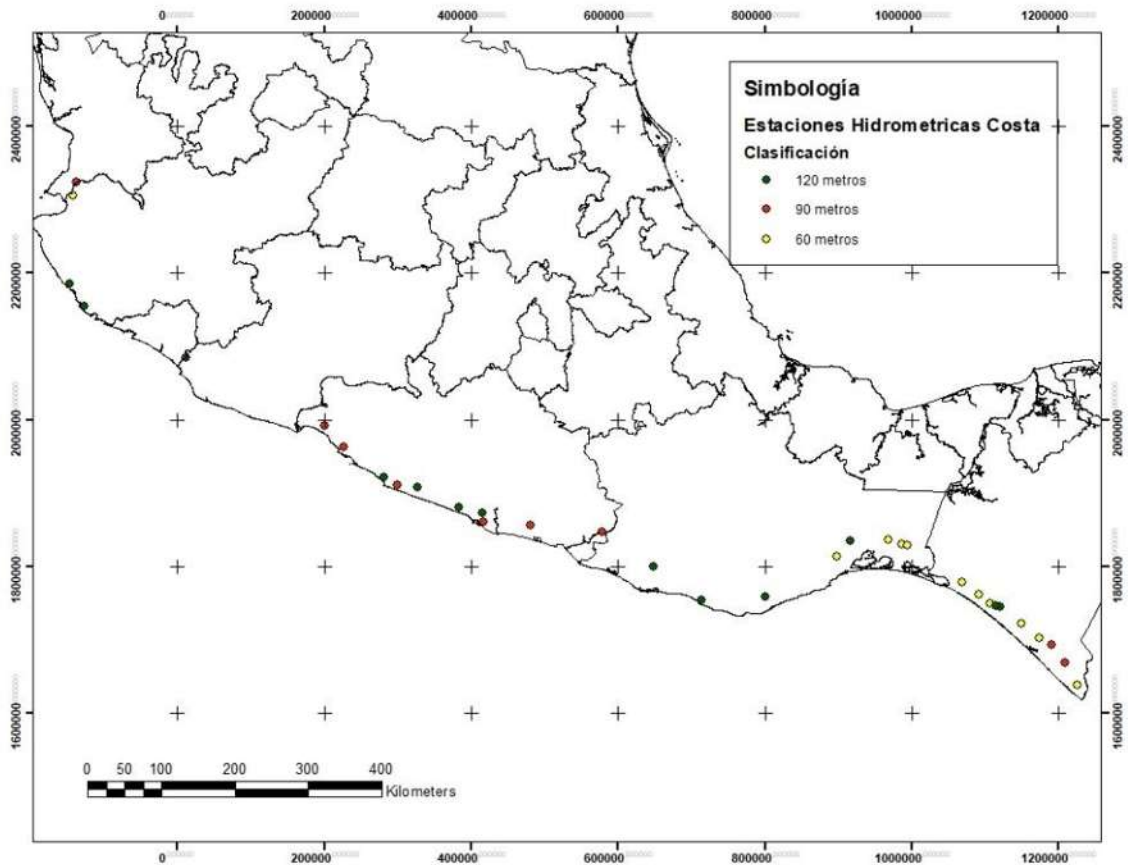


Fig. 3-1 Estaciones hidrométricas seleccionadas para cada caso de estudio.

En la N-PRY-CAR-1-06-004/18 (SCT, 2018) se establece que para puentes localizados en zonas con tormentas ciclónicas el periodo de retorno de diseño debe corresponder a $T_r=1000$ años. Para estimar el gasto asociado a ese periodo de

retorno se definió una función de densidad de probabilidad (FDP) para la base de datos previamente definida, se desarrollaron pruebas de bondad de ajuste para definir la FDP que mejor modele el gasto esperado, para ello se consideraron las funciones de distribución utilizadas por Aparicio Mijares (1992) a) Normal, b) Lognormal, c) Gumbel, d) Gumbel II, e) Weibull y f) Person III parámetros o Gama. Las funciones de densidad de probabilidad que presentaron un mejor ajuste ante las pruebas: R^2 y de Kolmogorov-Smirnov, fueron las funciones de valores extremos Gumbel II y Person III o gama. La Fig. 3-2 presenta el diagrama de caja correspondiente a los gastos de diseño obtenidos para los 2 grupos definidos, con base en estos análisis se definió el valor promedio del gasto de diseño.

Tabla 3-1 Estaciones seleccionas para obtener Gasto de diseño

Código	Q(Tr=1000) m³/s	L=60 metros	L=90 metros
14008	2898.4	X	
19016	5266		X
19018	1950		X
19022	3000		X
20019	9878		X
20025	3174.8		X
22018	5960	X	
22026	3129.7	X	
22028	5314	X	
23003	1149.8	X	
23012	562.5	X	
23013	197.5214	X	
23014	642.3	X	
23016	1404.9	X	
23020	1418.6		X

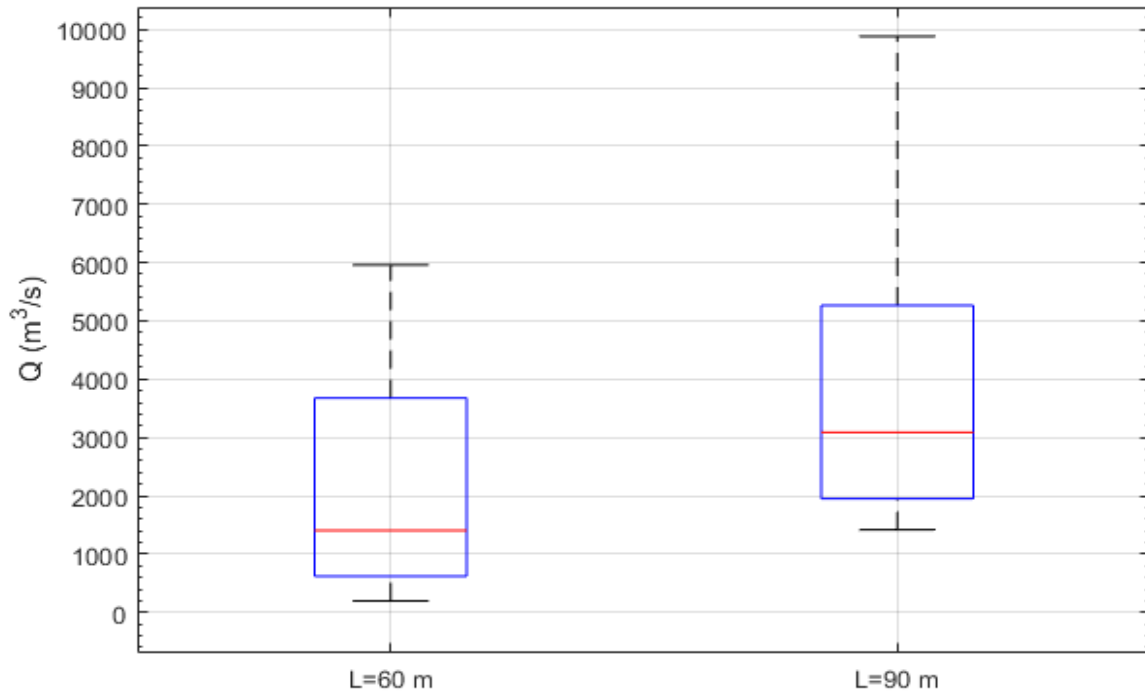


Fig. 3-2 Diagrama de caja de los gastos de diseño asociados a un Tr 1000 años.

2.2.2 Tirante de socavación (y_s)

Los tirantes de socavación estimados para cada caso de estudio mediante la se resumen en la Tabla 3-2.

Tabla 3-2 Calculo de tirante de socavación para el caso de estudio número 1.

	y	a	k1	k2	k3	L/a	Fr	Ys	Ys
M4CC2C04H	4	1.1	1	1	1.1	4	1.5711	4.6	5
M4CC2C08H	8	1.2	1	1	1.1	4	0.5555	4.0	
M4CC2C12H	12	1.3	1	1	1.1	4	0.3024	3.7	
M4CC3C04H	4	1.1	1	1	1.1	4	1.8243	4.9	5
M4CC3C08H	8	1.2	1	1	1.1	4	0.645	4.2	
M4CC3C12H	12	1.3	1	1	1.1	4	0.3511	4.0	

3.2. Demanda sísmica

La demanda sísmica se determinó con base en un conjunto de registros sísmicos obtenidos de las bases de datos del servicio sismológico nacional. Para la selección de registros, se buscó que los eventos sísmicos provengan de estaciones sismológicas localizadas en un radio menor o igual que 100 km del sitio de interés, y eventos con magnitud mayor o igual a 6. Se obtuvieron 287 registros sísmicos con base en los criterios de selección establecidos, las características principales de estos registros se reportan en la Tabla 3-3.

Tabla 3-3 Selección de registro para la demanda sísmica

Criterio de selección	Registros	Porcentaje
Número total de registros magnitud min=6, Max=8.5	2052	100%
Registros en los estados de interés	1234	60.13%-100%
Registros con aceleración mayor a 20 cm/s ²	461	37.35%
Registros en suelos duros	287	23.25%

3.2.1. Método de escalamiento

Escalar los acelerogramas que representan la demanda sísmica de la zona sísmica tiene como finalidad incorporar el nivel de peligrosidad asociado a un periodo de retorno o una tasa de excedencia. En la literatura existen diversos métodos propuestos para realizar esta tarea, dos de los métodos más empleados y aceptados son el método del PGA y el método ASI.

Método ASI: este método se fundamenta en la integral de la pseudo-aceleración definida en el intervalo de 0.1 a 0.5 segundos de acuerdo con la ecuación (3.1) (A. Bradley, 2010).

$$ASI = \int_{0.1}^{0.5} Sa(T, 5\%)dT \quad (3.1)$$

Método PGA este método se basa en igualar la intensidad máxima de la aceleración del suelo del registro con la del espectro al que se desea escalar.

Con la finalidad de determinar que método es más conveniente a emplear, se desarrollaron dos pruebas: a) analizando el comportamiento de los registros de una sola estación, y b) tomando los registros que conforman la demanda sísmica de nuestro caso de estudio.

Caso a) En el caso del análisis de una estación, se escalaron todos los registros de la estación al registro que presentó mayor magnitud, y posteriormente se obtuvo el promedio y la mediana del conjunto de registros escalados. Las comparaciones de los resultados obtenidos para el escalamiento se presentan en las Figs. 2-2 y 2-3.

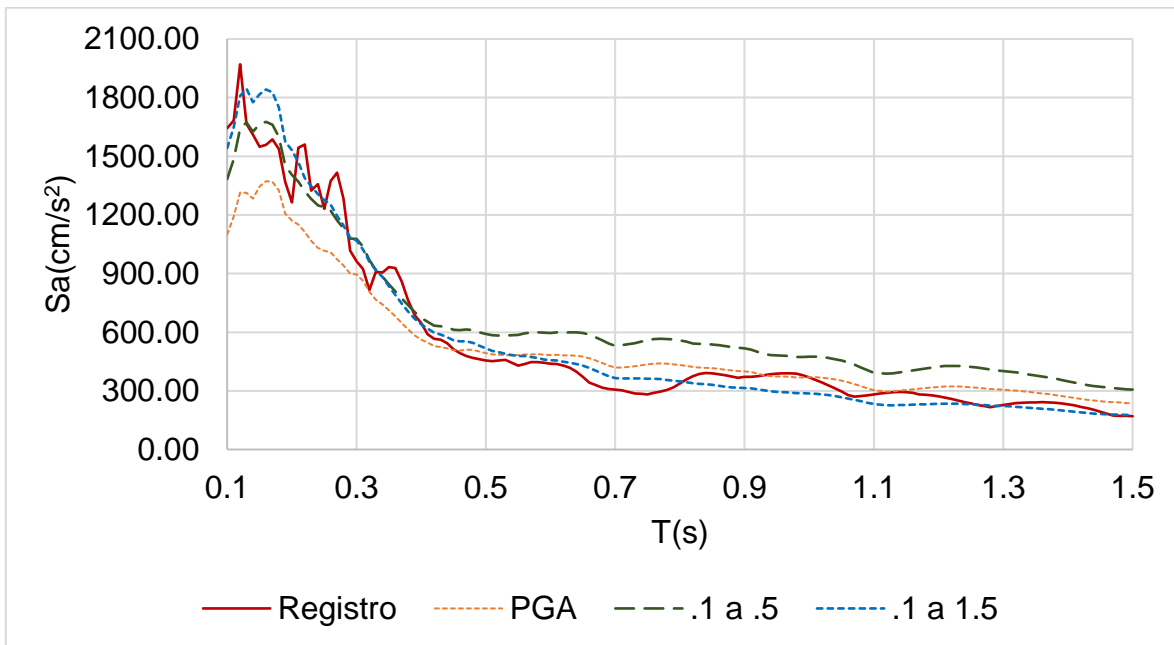


Fig. 3-3 Escalamiento de los registros de la estación NILT por el Metodo ASI y el PGA.

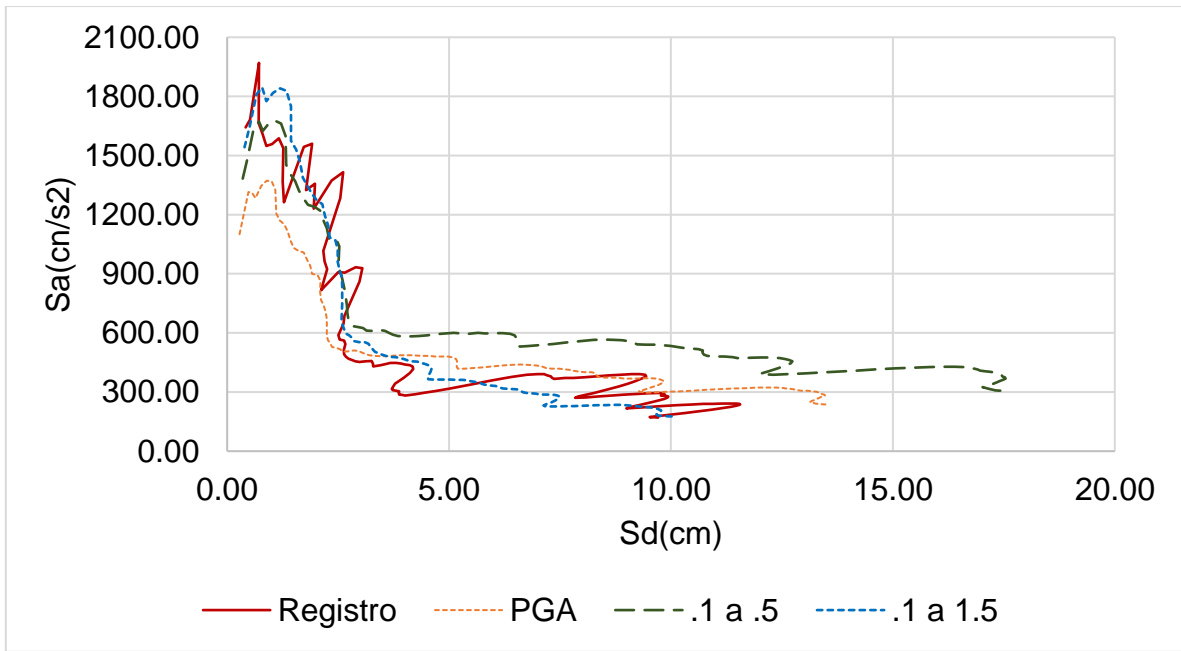


Fig. 3-4 Escalamiento de los registros de la estacion NILT por el metodo ASI y el PGA

Caso b) El procedimiento realizado para este caso es igual al del caso anterior, con la diferencia de que este se emplearon los 287 registros que conforman la demanda sísmica.

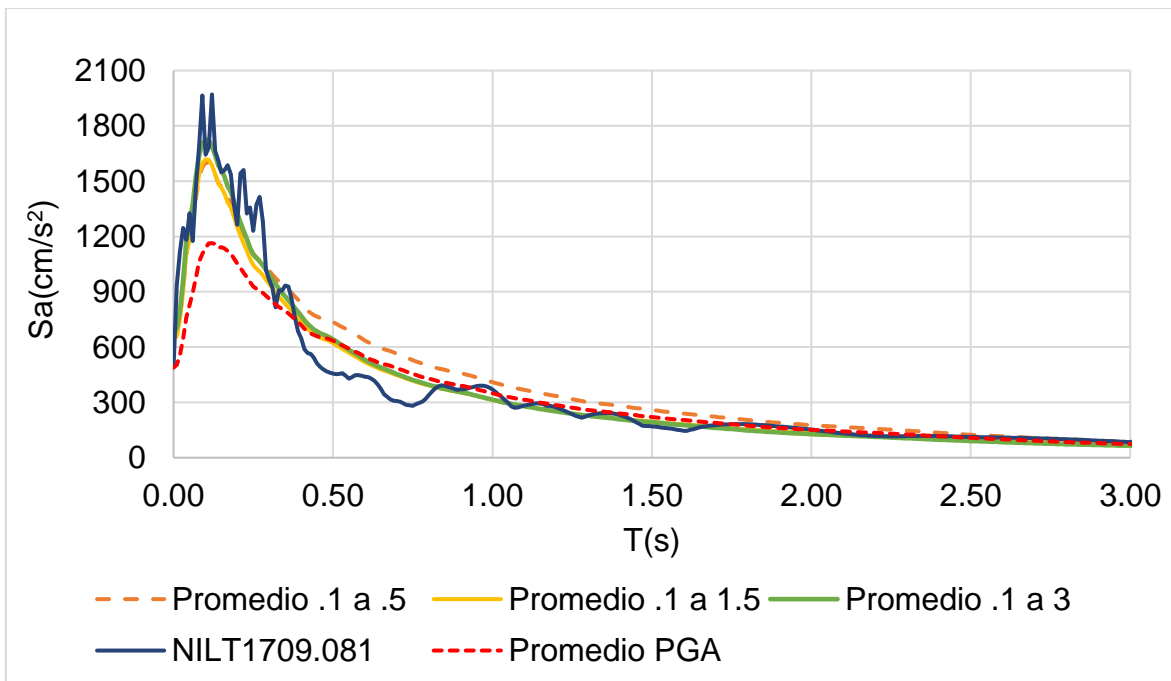


Fig. 3-5 Comparativa del promedio de los 287 registros escalados al registro NILT1709.081

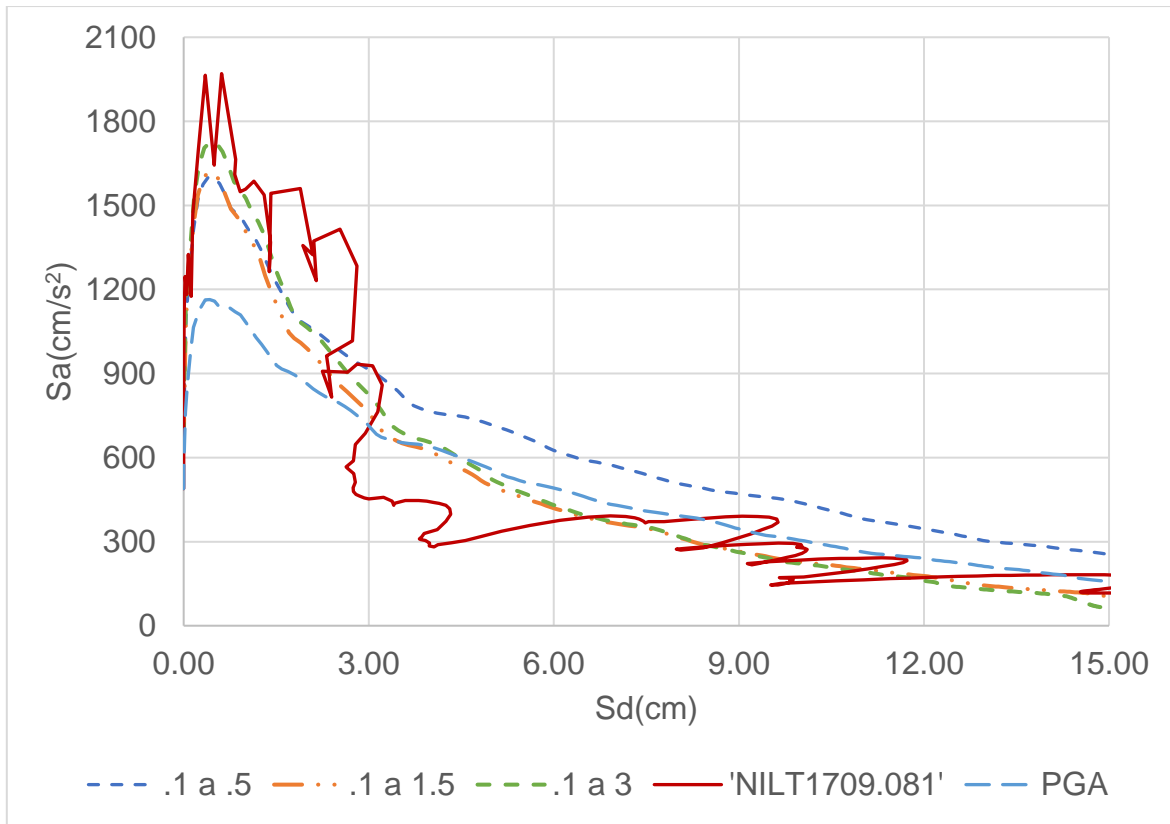


Fig. 3-6 Comparativa del promedio de los 287 registros escalados al registro NILT1709.081

Los resultados obtenidos nos permiten concluir que para ambos casos se obtiene un mejor ajuste con el método de escalamiento ASI, tanto para la zona de periodos cortos (zona sensible a la aceleración) como la zona de periodos largos (zona sensible a desplazamientos); además, se observa que a medida que se incrementa el intervalo de periodos considerado en la integral, se obtiene un mejor comportamiento de los valores de las aceleraciones escaladas con respecto del espectro base; esto se asocia al área bajo el espectro de respuesta definida en la integral que representa la energía, por lo que, a medida que se incrementa esta área en el proceso de escalamiento, se está evaluando mejor la intensidad del evento sísmico al que se desea escalar el conjunto de acelerogramas. En lo que respecta al método del PGA, se observa que éste tiende a subestimar la demanda en la zona de periodos cortos.

3.2.2. Escalamiento

El espectro de diseño del sitio de interés se obtuvo mediante el programa de diseño sísmico, PRODISIS v4.1, del Manual de Obras Civiles (MDOC) de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2015), en su compendio referente al Diseño por Sismo. Para su determinación, se obtuvo por estado el espectro que presentó la mayor intensidad, los espectros base para caracterizar la demanda sísmica se presentan en la Fig. 3-7, de estos se eligió el espectro del estado de Jalisco. De acuerdo con la importancia y tipo de estructura se optó por seleccionar tres periodos de retorno correspondientes a 500, 1000 y 2500 años, los cuales se presentan en la Fig. 3-8. Los espectros estimados corresponden a un espectro transparenté, ya que este representa el peligro sísmico que se puede presentar en el periodo de retorno preestablecido.

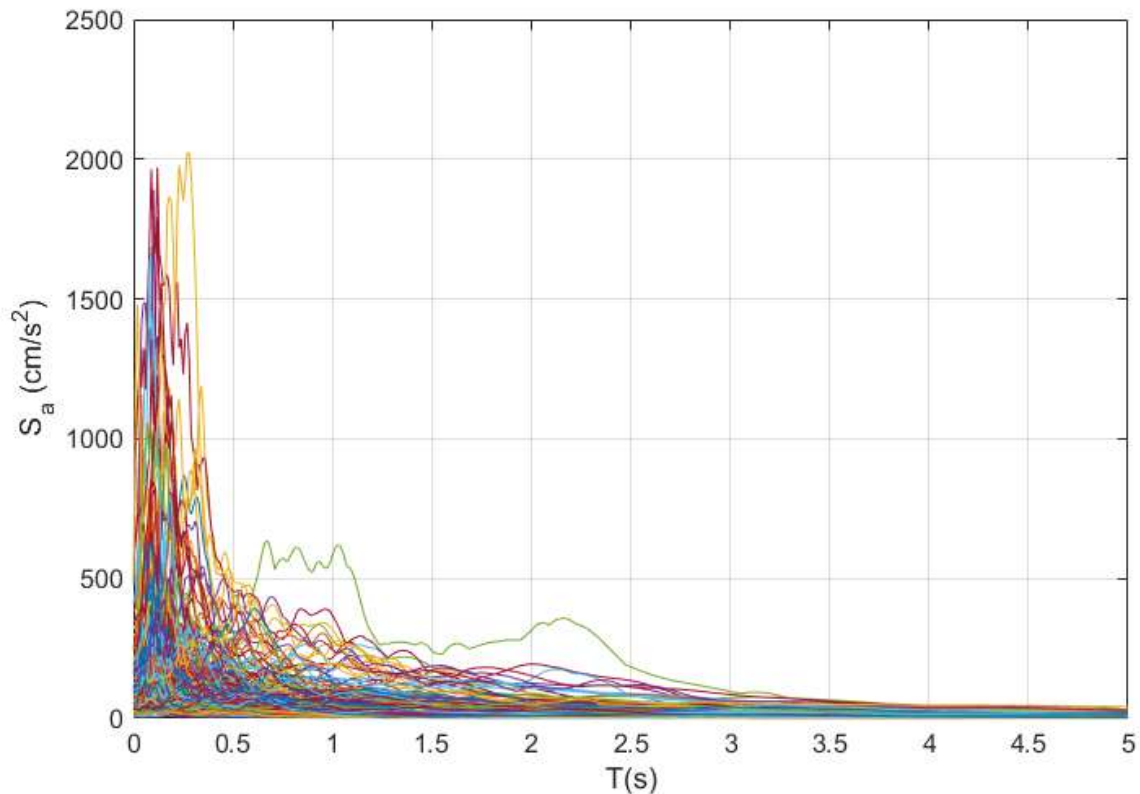


Fig. 3-7 Espectros de respuesta de los 288 registros.

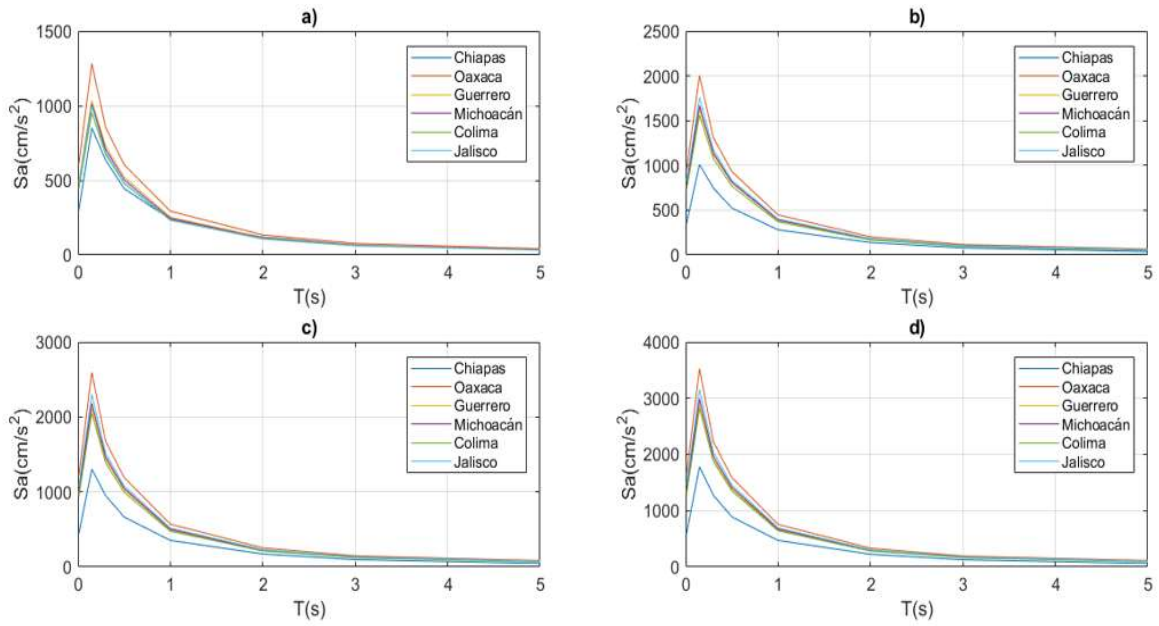


Fig. 3-8 Espectros transparentes regionales, a) Espectros transparentes regionales sin periodo de retorno, b) Espectros transparentes regionales para un $Tr=500$ años, c) Espectros transparentes regionales para un $Tr=1000$ años, d) Espectros transparentes regionales para un $Tr=2500$ años, obtenidos con el PRODISIS v4.1.

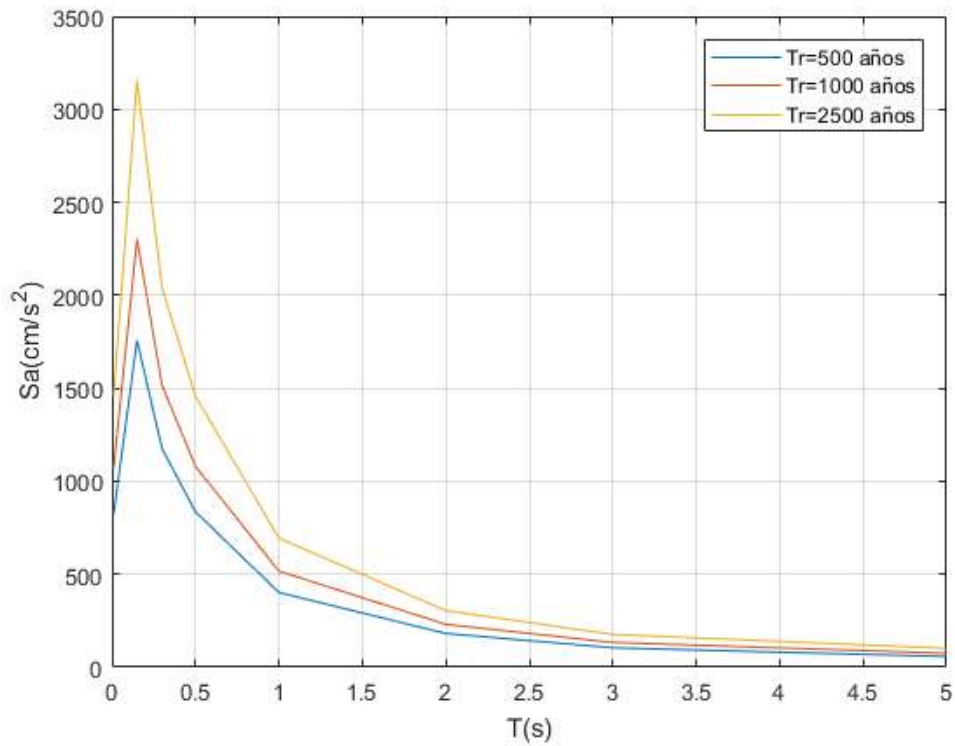


Fig. 3-9 Espectros de diseño sísmico para los periodos de retorno de 500, 1000 y 2500 años, obtenidos con el PRODISIS v4.1.

Una vez establecido el método y los espectros transparentes regionales, se elaboró un código en el software Matlab para realizar el escalamiento, en dicho proceso se calculan los espectros de S_a , posteriormente se obtiene el ASI de dichos espectros y de los espectros transparentes para obtener su factor de escala, con la finalidad de reducir tiempos en el análisis de respuesta de los modelos numéricos ante los registros, se optó por recortar los acelerogramas y mantener solamente la parte intensa, con lo que los registros se recortaron empleando el método de la intensidad de Arias, una vez recortados los acelerogramas se procedió a escalar dichos acelerogramas, en la Fig. 3-10 se presenta un esquema del proceso realizado por el código desarrollado y en la Tabla 3-4 se presentan los factores de escala ASI para cada registro.

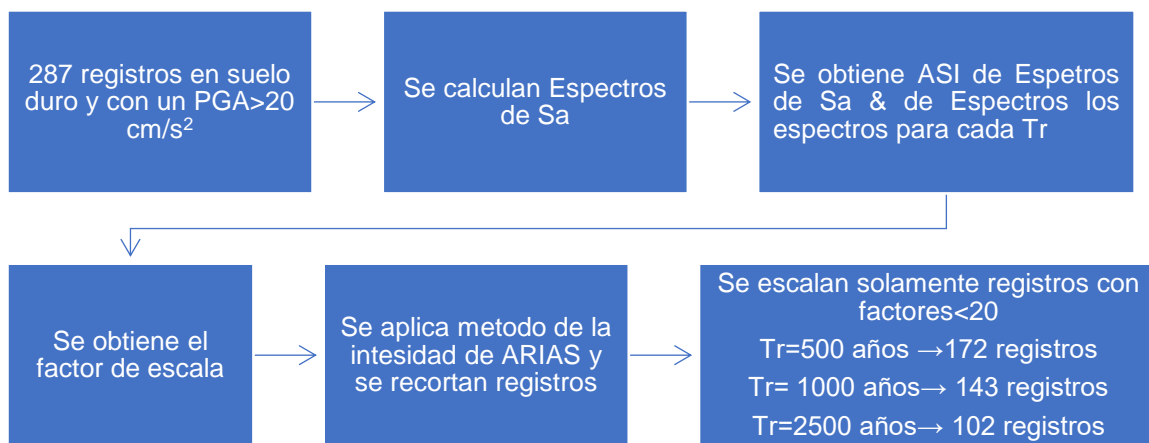


Fig. 3-10 Esquema del proceso de escalamiento de la base de registros

Finalizado el proceso se comparó el ajuste del valor promedio y la mediana de las demandas de aceleración y de desplazamiento obtenidas del proceso de escalamiento, los resultados se resumen en la Figs. 2-8 y 2.9, correspondientes respectivamente, al espectro de respuesta T vs S_a , y a las demandas de desplazamiento del espectro de respuesta asociadas al escalamiento S_d vs S_a .

Tabla 3-4 Factores de escala ASI para cada periodo de retorno

Archivo	Fecha Sismo	M	M _s	M _c	M _b	PGA (cm/s ²)	Factor ASI		
							Tr500	Tr1000	Tr2500
ACAP7903.141	14/03/1979				7	34.31	27.7	35.8	48.1
ACAP8509.211	21/09/1985		7.6	7.5	6.3	26.37	18.6	24.0	32.4
ACAP8904.251	25/04/1989		6.9	6.5	6.3	104.39	21.5	27.7	37.3
ACP21308.211	21/08/2013	6				250.65	19.5	25.2	33.9
ACP21404.181	18/04/2014	7.2				57.88	6.9	8.9	12.0
ACP21405.081	08/05/2014	6.4				67.25	20.8	26.8	36.0
ATYC0704.131	13/04/2007	6.3				215.71	24.3	31.3	42.1
ATYC1112.111	11/12/2011	6.5				44.41	4.3	5.5	7.4
ATYC1404.181	18/04/2014	7.2				94.16	13.0	16.7	22.5
ATYC1405.081	08/05/2014	6.4				88.8	13.0	16.8	22.6
ATYC8509.191	19/09/1985		8.1	8.1	6.8	59.96	26.9	34.7	46.7
ATYC8509.211	21/09/1985		7.6	7.5	6.3	79.66	23.5	30.3	40.8
AZIH8509.191	19/09/1985		8.1	8.1	6.8	153.93	41.8	54.0	72.6
AZIH8509.211	21/09/1985		7.6	7.5	6.3	158.23	42.1	54.2	73.0
AZIH9412.101	10/12/1994			6.3		53.59	35.2	45.4	61.1
AZIH9607.151	15/07/1996		6.5	6	5.7	36.24	39.9	51.5	69.2
BALC9412.101	10/12/1994			6.3		266.98	21.2	27.3	36.8
CALE0008.091	09/08/2000		6.5		6.1	150.61	22.7	29.3	39.4
CALE0301.221	22/01/2003		7.6		6.5	28.08	47.5	61.3	82.5
CALE1204.111	11/04/2012	6.4				64.53	5.4	7.0	9.4
CALE8509.191	19/09/1985		8.1	8.1	6.8	140.68	12.8	16.5	22.2
CALE8509.192	19/09/1985		8.1	8.1	6.8	50.98	48.4	62.4	83.9
CALE8604.301	30/04/1986		7	6.4	6.2	97.17	34.8	44.8	60.3
CALE9701.111	11/01/1997		6.9		6.5	413.94	7.1	9.2	12.4
CAYR0704.131	13/04/2007	6.3				74.72	4.6	5.9	8.0
CHI18110.251	25/10/1981		7.3		6.1	39.14	34.5	44.4	59.8
CHI18206.071	07/06/1982		6.9		5.9	54.58	97.4	125.6	169.0
CHI18206.072	07/06/1982		7		6.3	43.14	42.5	54.9	73.8
CHI18509.191	19/09/1985		8.1	8.1	6.8	187.33	5.5	7.1	9.6
COMA1204.111	11/04/2012	6.4				24.43	8.5	10.9	14.7
COMD1112.111	11/12/2011	6.5				116.91	26.2	33.7	45.4
COMD1211.151	15/11/2012	6.1				180.73	2.7	3.4	4.6
COMD1404.181	18/04/2014	7.2				87.48	2.3	3.0	4.1
COMD1405.081	08/05/2014	6.4				34.72	8.6	11.0	14.9
COMD9412.101	10/12/1994	6.3				60.18	13.4	17.2	23.2

Tabla 2-2 continuación

Archivo	Fecha Sismo	M	M _s	M _c	M _b	PGA (cm/s ²)	Factor ASI		
							Tr500	Tr1000	Tr2500
COPL1203.201	20/03/2012	7				68.28	47.0	60.6	81.5
COPL1802.162	16/02/2018	7.2				27.98	24.3	31.3	42.1
COPL8904.251	25/04/1989		6.9	6.5	6.3	105.14	3.7	4.8	6.5
COPL9310.241	24/10/1993		6.6	6.5	6.2	274.03	13.8	17.7	23.9
COPL9509.141	14/09/1995		7.2	7.3	6.4	77.04	8.2	10.6	14.2
COYC0110.081	08/10/2001		5.4	5.5	5.6	319.25	3.1	4.0	5.4
COYC0704.131	13/04/2007	6.3				128.46	4.4	5.7	7.6
COYC1308.211	21/08/2013	6				196.9	52.6	67.8	91.2
COYC1405.081	08/05/2014	6.4				64.43	22.4	28.8	38.8
COYC8509.191	19/09/1985		8.1	8.1	6.8	42.04	3.3	4.3	5.7
COYC8509.211	21/09/1985		7.6	7.5	6.3	47.92	12.9	16.6	22.4
COYC8904.251	25/04/1989		6.9	6.5	6.3	85.08	33.6	43.3	58.3
COYQ0704.131	13/04/2007	6.3				176.87	7.7	9.9	13.3
CPDR8509.191	19/09/1985		8.1	8.1	6.8	25.78	10.4	13.4	18.0
CPDR8904.251	25/04/1989		6.9	6.5	6.3	102.53	6.9	8.9	12.0
CPDR9310.241	24/10/1993		6.6	6.5	6.2	60.29	12.5	16.1	21.6
FICA8509.191	19/09/1985		8.1	8.1	6.8	69.18	15.1	19.5	26.2
FICA8509.211	21/09/1985		7.6	7.5	6.3	56.9	32.6	42.0	56.6
GALE1203.201	20/03/2012	7.4				26.26	22.2	28.6	38.5
HMTT1203.201	20/03/2012	7.4				21.85	10.5	13.5	18.2
HMTT1709.191	19/09/2017	7.1				170.47	39.7	51.2	68.9
HUAM1709.081	08/09/2017	8.2				251.73	54.4	70.2	94.4
JAMI0406.141	14/06/2004		5.6	5.6	5.6	88.86	93.7	120.8	162.6
JAMI1006.301	30/06/2010	6				409.55	37.0	47.7	64.2
JAMI1203.202	20/03/2012	7.4				293.51	93.9	121.1	162.9
JAMI1605.081	08/05/2016	6				380.77	73.7	95.0	127.8
JAMI1709.081	08/09/2017	8.2				56.59	14.1	18.2	24.5
JAMI1802.161	16/02/2018	7.2				564.15	6.8	8.7	11.7
LANE1203.201	20/03/2012	7.4				26	11.5	14.8	20.0
LANE1709.081	08/09/2017	8.2				53.34	5.2	6.7	9.1
LANE1802.161	16/02/2018	7.2				61.38	7.7	9.9	13.3
MSAS8509.191	19/09/1985		8.1	8.1	6.8	22.69	45.5	58.6	78.9
MSAS8904.251	25/04/1989		6.9	6.5	6.3	111.97	13.6	17.6	23.7
MSAS9310.241	24/10/1993		6.6	6.5	6.2	119.05	17.0	22.0	29.6
NITA1404.181	18/04/2014	7.2				56.42	8.6	11.1	14.9

Tabla 2-2 continuación

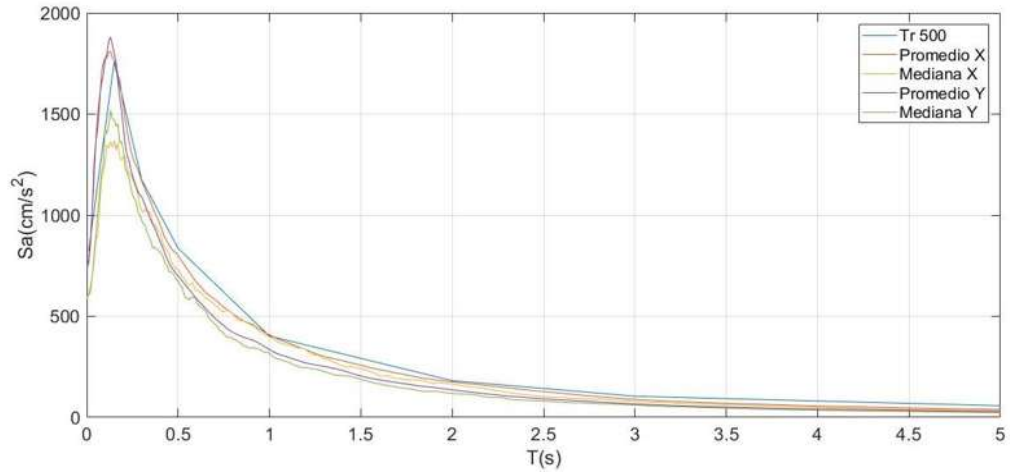
Archivo	Fecha Sismo	M	M _s	M _c	M _b	PGA (cm/s ²)	Factor ASI		
							Tr500	Tr1000	Tr2500
NUX20704.131	13/04/2007	6.3				59.18	36.4	46.9	63.2
NUX21112.111	11/12/2011	6.5				20.47	18.7	24.1	32.4
NUX21404.182	18/04/2014	7.2				173.4	42.6	55.0	74.0
NUX21405.081	08/05/2014	6.4				166	3.2	4.1	5.5
NUX21405.101	10/05/2014	6.1				134.57	4.4	5.6	7.6
NUXC9607.151	15/07/1996		6.5	6	5.7	49.58	6.1	7.8	10.5
OCLL0110.081	08/10/2001		5.4	5.5	5.6	75.63	59.7	77.0	103.7
OCLL0704.131	13/04/2007	6.3				50.6	18.3	23.6	31.7
OCLL1404.182	18/04/2014	7.2				36.64	87.1	112.3	151.1
OCLL1405.081	08/05/2014	6.4				28.56	17.2	22.2	29.9
OCLL8904.251	25/04/1989		6.9	6.5	6.3	35.24	19.8	25.6	34.4
OCTT8509.191	19/09/1985		8.1	8.1	6.8	53.22	24.3	31.4	42.2
OCTT8904.251	25/04/1989		6.9	6.5	6.3	201.16	21.6	27.9	37.5
OCTT9310.241	24/10/1993		6.6	6.5	6.2	65.08	15.8	20.4	27.4
OCTT9509.141	14/09/1995		7.2	7.3	6.4	59.34	18.5	23.9	32.1
OMTP9909.301	30/09/1999		7.5	5.2	6.5	184.07	43.2	55.7	75.0
OXBJ1203.201	20/03/2012	7.4				26.77	14.8	19.1	25.7
OXBJ1709.081	08/09/2017	8.2				58.09	7.0	9.1	12.2
OXBJ1802.161	16/02/2018	7.2				27.18	5.8	7.4	10.0
OXJM0201.161	16/01/2002			6	5.8	61.11	32.8	42.3	56.9
OXJM1407.292	29/07/2014	6.4				48.39	13.1	16.9	22.7
OXJM1709.081	08/09/2017	8.2				275.78	11.6	15.0	20.1
OXJM1709.232	23/09/2017	6.1				99.85	34.3	44.2	59.4
OXLC1203.201	20/03/2012	7.4				37.17	50.5	65.2	87.7
OXLC1709.081	08/09/2017	8.2				102.25	11.0	14.2	19.1
OXLC1709.191	19/09/2017	7.1				22.52	10.8	14.0	18.8
OXLC9909.301	30/09/1999		7.5	5.2	6.5	74.65	37.2	47.9	64.5
PANG1709.081	08/09/2017	8.2				228.77	7.3	9.4	12.6
PAPN8509.191	19/09/1985		8.1	8.1	6.8	154.95	14.9	19.3	25.9
PAPN8509.211	21/09/1985		7.6	7.5	6.3	242.69	23.0	29.7	39.9
PAPN9412.101	10/12/1994			6.3		76.56	13.7	17.7	23.8
PAPN9607.151	15/07/1996		6.5	6	5.7	319.64	34.8	44.9	60.4
PARS8509.191	19/09/1985		8.1	8.1	6.8	109.82	31.0	40.0	53.8
PARS8509.211	21/09/1985		7.6	7.5	6.3	625.78	19.0	24.6	33.0
PARS8904.251	25/04/1989		6.9	6.5	6.3	117.11	26.9	34.7	46.7

Tabla 2-2 continuación

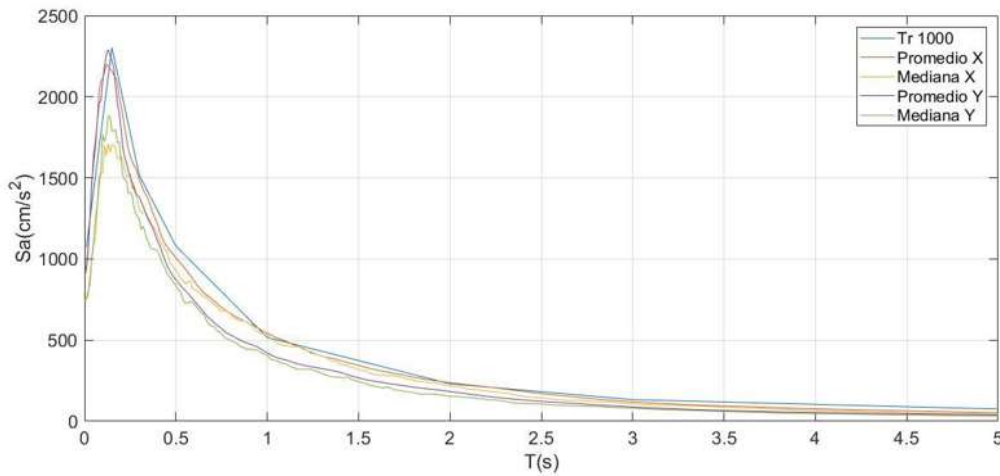
Archivo	Fecha Sismo	M	M _s	M _c	M _b	PGA (cm/s ²)	Factor ASI		
							Tr500	Tr1000	Tr2500
PET21404.182	18/04/2014	7.2				407.11	2.9	3.8	5.1
PETA9412.101	10/12/1994			6.3		204.8	29.0	37.4	50.3
PETA9607.151	15/07/1996		6.5	6	5.7	183.45	20.5	26.4	35.6
POZU1112.111	11/12/2011	6.5				59.46	26.6	34.3	46.2
POZU1308.211	21/08/2013	6				119.44	37.5	48.3	65.0
POZU9310.241	24/10/1993		6.6	6.5	6.2	71.7	7.0	9.1	12.2
RIOG1203.201	20/03/2012	7.4				40.85	7.6	9.9	13.3
SCCB1709.081	08/09/2017	8.2				72.12	22.3	28.7	38.6
SCRU0802.121	12/02/2008	6.6				80.3	48.2	62.2	83.7
SCRU1709.081	08/09/2017	8.2				293.29	10.3	13.2	17.8
SCRU1709.234	23/09/2017	6.1				62.04	22.0	28.3	38.1
SJLL1006.301	30/06/2010	6				159.28	11.9	15.4	20.7
SJLL1203.202	20/03/2012	7.4				1,073.51	33.5	43.2	58.1
SJLL1204.0213	02/04/2012	6				255.26	18.8	24.2	32.6
SJLL1709.081	08/09/2017	8.2				109.25	27.4	35.3	47.5
SJLL1709.191	19/09/2017	7.1				105.81	45.2	58.3	78.5
SJLL1802.162	16/02/2018	7.2				480.17	49.5	63.9	86.0
SLU20704.131	13/04/2007	6.3				95.03	24.9	32.1	43.3
SLU21404.182	18/04/2014	7.2				418.64	11.8	15.2	20.4
SLU21405.081	08/05/2014	6.4				190.53	6.9	8.9	12.0
SLU21405.101	10/05/2014	6.1				123.91	18.7	24.1	32.4
SMLC1709.081	08/09/2017	8.2				125.13	2.4	3.1	4.1
SMLC1802.161	16/02/2018	7.2				23.38	13.3	17.1	23.0
SMLC9909.301	30/09/1999		7.5	5.2	6.5	139.88	10.8	13.9	18.7
SMR28904.251	25/04/1989		6.9	6.5	6.3	175.14	60.5	77.9	104.9
SMR29310.241	24/10/1993		6.6	6.5	6.2	62.21	1.0	1.3	1.7
SNJE1404.181	18/04/2014	7.2				62.23	6.6	8.5	11.4
SUCH0704.131	13/04/2007	6.3				56.82	13.4	17.3	23.3
SUCH1404.181	18/04/2014	7.2				72.21	16.8	21.6	29.1
SUCH1405.081	08/05/2014	6.4				100.39	2.0	2.5	3.4
SUCH1405.101	10/05/2014	6.1				29.59	12.1	15.6	21.0
SUCH8509.191	19/09/1985		8.1	8.1	6.8	103.12	40.9	52.7	70.9
SUCH8509.211	21/09/1985		7.6	7.5	6.3	85.98	3.4	4.4	5.9
TAMA1709.081	08/09/2017	8.2				75.69	6.8	8.8	11.8
TAMA9909.301	30/09/1999		7.5	5.2	6.5	243.2	5.8	7.5	10.1

Tabla 2-2 continuación

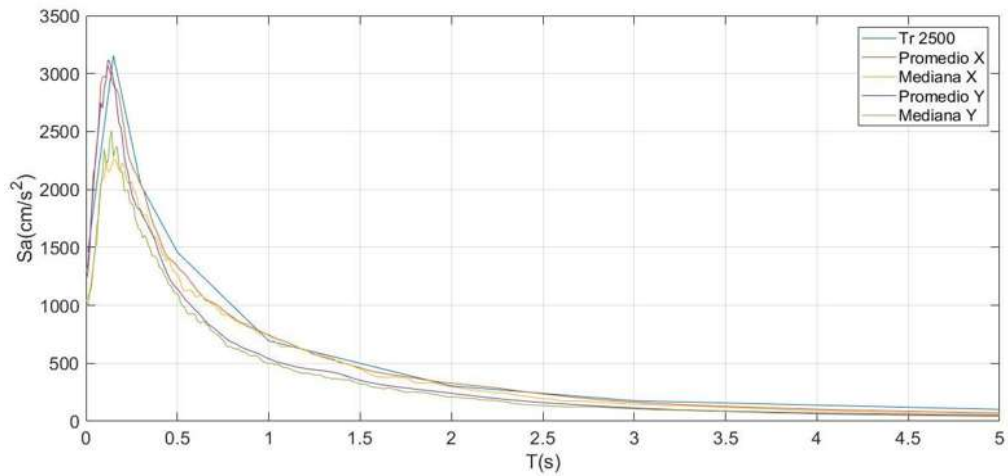
Archivo	Fecha Sismo	M	M _s	M _c	M _b	PGA (cm/s ²)	Factor ASI		
							Tr500	Tr1000	Tr2500
TEAC8509.191	19/09/1985		8.1	8.1	6.8	51.3	34.9	45.1	60.6
TEAC8509.211	21/09/1985		7.6	7.5	6.3	30.74	23.0	29.7	39.9
TEAC9906.151	15/06/1999		6.5	6.4	6.3	35.11	6.1	7.9	10.6
TNLP0007.211	21/07/2000	6	5.1	5.4	5.4	73.55	12.1	15.6	21.0
TNLP1112.111	11/12/2011	6.5				219.42	14.9	19.3	25.9
TNLP1404.181	18/04/2014	7.2				29.08	182.7	235.5	317.0
TNLP1709.191	19/09/2017	7.1				65.97	39.2	50.6	68.0
TNLP9906.151	15/06/1999		6.5	6.4	6.3	36.46	28.2	36.3	48.9
UNIO0008.091	09/08/2000		6.5	6.1	6.5	43.97	11.6	15.0	20.2
UNIO1404.181	18/04/2014	7.2				76.22	45.6	58.9	79.2
UNIO8509.191	19/09/1985		8.1	8.1	6.8	165.29	44.7	57.6	77.6
UNIO8509.211	21/09/1985		7.6	7.5	6.3	76.98	6.4	8.2	11.1
UNIO9412.101	10/12/1994			6.3		92.95	18.9	24.4	32.8
UNIO9701.111	11/01/1997		6.9		6.5	77.81	22.2	28.7	38.6
UNIO9705.221	22/05/1997		6		5.9	47.1	39.5	50.9	68.5
UNIO9906.211	21/06/1999		5.8	5.8	6	101.04	11.7	15.1	20.4
URUA1404.181	18/04/2014	7.2				24.25	15.6	20.1	27.1
VIGA1802.164	16/02/2018	7.2				36.28	13.0	16.8	22.6
VIGA8904.251	25/04/1989		6.9	6.5	6.3	345.94	7.2	9.3	12.5
VIGA9305.152	15/05/1993		5.9	6	5.9	67.31	2.1	2.7	3.6
VIGA9310.241	24/10/1993		6.6	6.5	6.2	347.64	7.6	9.9	13.3
VIGA9509.141	14/09/1995		7.2	7.3	6.4	100.35	12.4	16.0	21.5
VILE8509.191	19/09/1985		8.1	8.1	6.8	125.17	7.0	9.0	12.1
VILE8509.211	21/09/1985		7.6	7.5	6.3	41.1	12.7	16.4	22.1
VILE9701.111	11/01/1997		6.9		6.5	103.36	10.7	13.8	18.6
VILE9705.221	22/05/1997		6		5.9	34.51	23.5	30.3	40.7
VILE9906.211	21/06/1999		5.8	5.8	6	30.34	15.6	20.1	27.0
VNTA1308.211	21/08/2013	6				152.91	32.5	41.9	56.4
VNTA8509.191	19/09/1985		8.1	8.1	6.8	20.08	62.5	80.6	108.4
VNTA8904.251	25/04/1989		6.9	6.5	6.3	62.03	45.8	59.1	79.5
XALT8509.191	19/09/1985		8.1	8.1	6.8	30.82	20.7	26.7	36.0
XALT8904.251	25/04/1989		6.9	6.5	6.3	78.13	45.5	58.7	79.0



a)

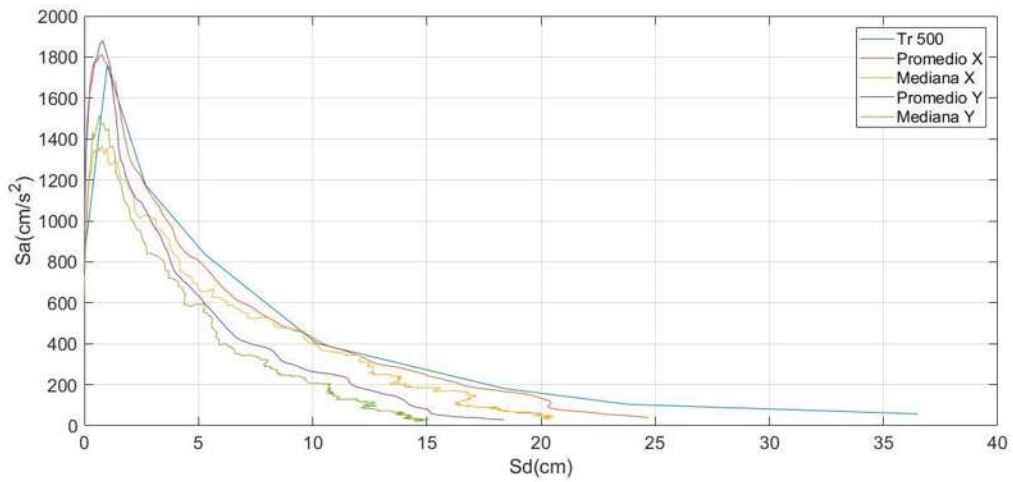


b)

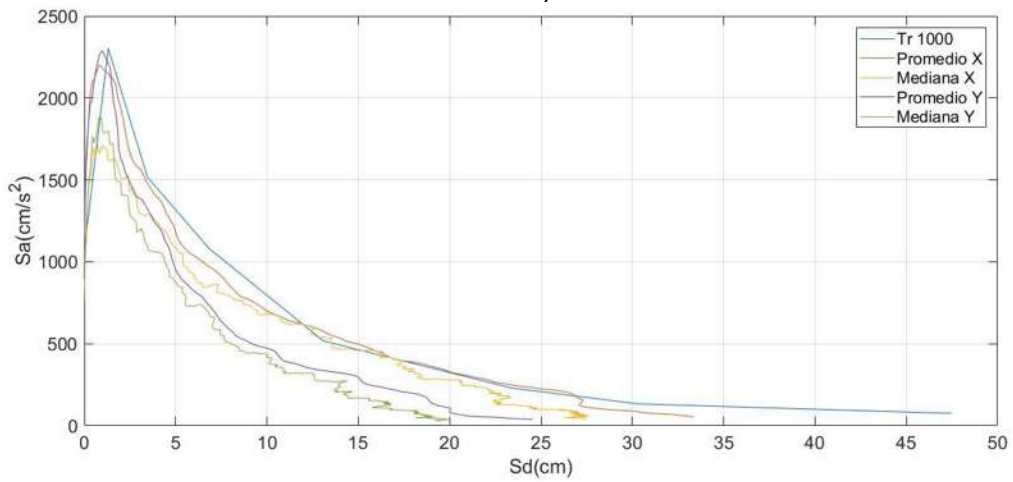


c)

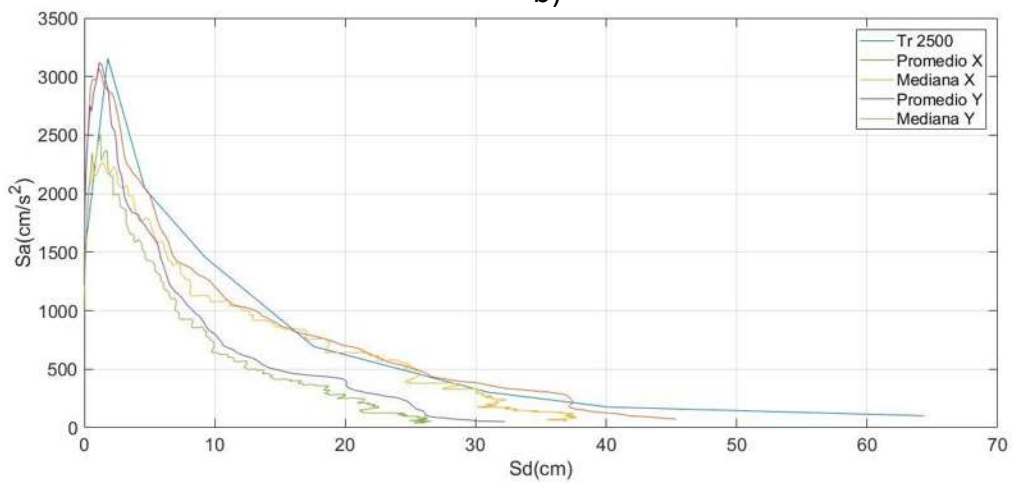
Fig. 3-11 comparación de espectros de respuesta: valores promedio y medianas de los registros escalados vs. Espectro transparente regional, a) Tr 500 Años, b) Tr 1000 Años y c) Tr 2500 años.



a)



b)



c)

Fig. 3-12 comparación de valores promedio y la mediana de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento de los registros escalados vs el espectro transparente regional, a) Tr 500 Años, b) Tr 1000 Años y c) Tr 2500 años.

Las funciones de densidad de probabilidad (FDP) que definen el nivel de peligro sísmico de cada uno de los estados considerados altamente vulnerables a la acción conjunta de socavación y terremotos en este trabajo, se determinan con base en las tasas de excedencia con ayuda del programa PRODISIS v4.1, en la Fig. 3-13 se reportan las tasas de excedencia obtenidas para cada estados considerando para los periodos estructurales de 0.5 y 1 segundos; mientras que, la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** presenta las funciones de densidad probabilidad correspondiente a cada una de las tasas de excedencia consideradas.

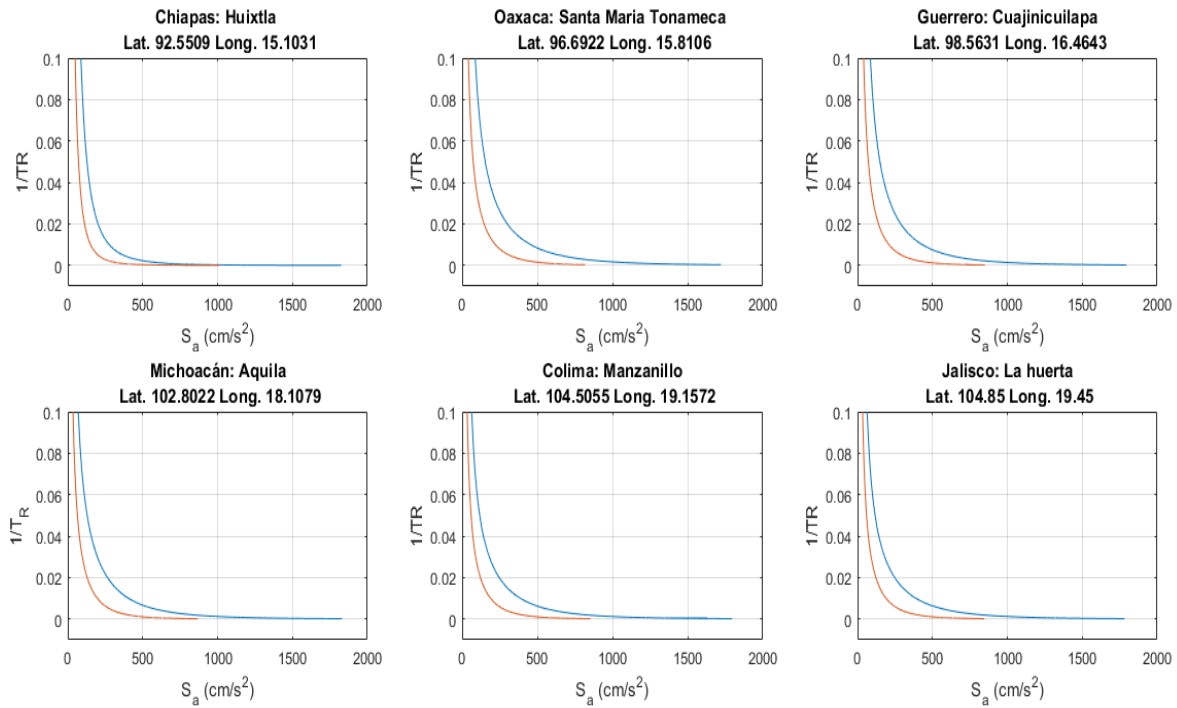


Fig. 3-13 Tasas de excedencia de las zonas sísmicas consideradas, línea azul y naranja $T=0.5$ y 1.0 seg, respectivamente.

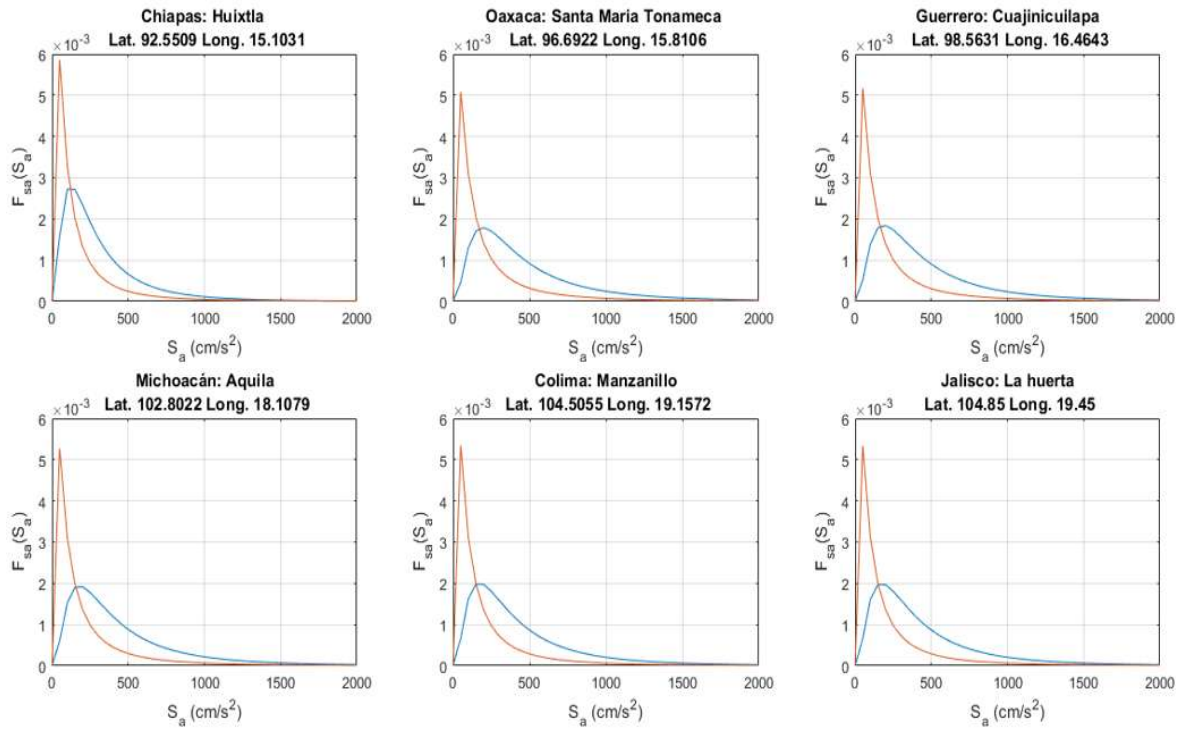


Fig. 3-14 Función de densidad de probabilidad para cada una de las tasas, línea azul y naranja $T=0.5$ y 1.0 seg respectivamente.

CAPÍTULO 4.- FUNCIONES ANALÍTICAS DE LA DEMANDA DE DUCTILIDAD DE CURVATURA

4.1. Desarrollo de modelos numéricos

La respuesta de una estructura sometida ante un escenario de peligro (sismo y socavación) se puede estimar por medio de análisis numéricos de un modelo matemático que represente el comportamiento no lineal de los puentes en estudio, donde debe integrarse en forma detallada el comportamiento de cada uno de los elementos que conforman a la estructura. La idealización de un modelo debe representar adecuadamente las siguientes características:

- a) Geometría
- b) Condiciones de borde
- c) Peso propio de la estructura y cargas
- d) Correcta distribución de masas
- e) Propiedades de los materiales.

La precisión para estimar la respuesta de la estructura depende del modelo numérico y del tipo de análisis, la selección del nivel de refinamiento del modelo está ligada al tipo de comportamiento que se desea estudiar y la demanda computacional; en la actualidad los avances computacionales han permitido el desarrollo de modelos más complejos, así como incrementar el número de análisis en menor tiempo.

Los análisis lineales se encuentran limitados a determinar de forma precisa la respuesta estática y dinámica de la estructura siempre y cuando las acciones no conduzcan a los elementos estructurales dentro del intervalo inelástico de su comportamiento. En el presente trabajo se desea estudiar el comportamiento de la estructura en el rango inelástico por lo que es necesario desarrollar análisis dinámicos no lineales, donde se considera la no linealidad del material que se presenta columnas y pilotes, por lo que es necesario definir las relaciones esfuerzo-deformación del concreto y acero de refuerzo de que están contruidos estos elementos (ver apartado 4.1.1).

Debido al número de análisis requeridos, el software PERFORM-3D V7.0.0 resulta ser buena alternativa para llevar a cabo esta tarea, ya que cuenta con una interfaz gráfica amigable, tiene capacidad de realizar análisis simultáneos y la facilidad de extracción de resultados mediante el software Matlab.

Todos los componentes de la estructura se modelaron con elementos tipo barra a excepción de los apoyos de neopreno, juntas de expansión y resortes que representan el comportamiento del suelo donde se consideraron los efectos de la ISE. La no linealidad se define a partir de un modelo de plasticidad distribuida que emplea el método de fibras, el cual se asigna solamente en la longitud de los elementos que se espera presenten un comportamiento no lineal (pilas y pilotes del puente). Se desarrollaron tres modelos numéricos, uno que considera la base rígida del puente (MBR), ver Fig. 4-1 a); el segundo incorpora en el modelo el sistema cimentación-suelo de soporte (denominado base flexible MBF), ver figura Fig. 4-1 b), y por último en el modelo se incluye el efecto de la socavación esperada a un determinado nivel (MBFY_s), ver figura Fig. 4-1 c). A continuación, se presenta la caracterización de cada uno de los componentes de los modelos desarrollados.

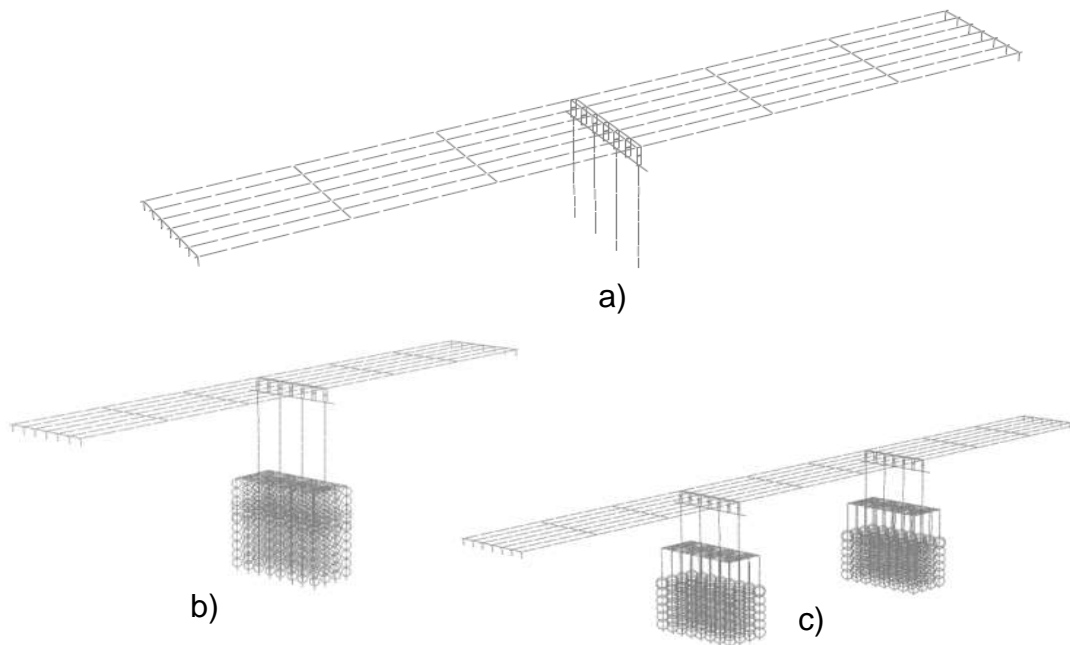


Fig. 4-1 Modelos numéricos desarrollados. a) M4CC2C08H MBR rígida, b) M4CC2C08H MBF y c) M4CC2C08H MBF 0.75Ys

Los periodos fundamentales de los modelos numéricos desarrollados se presentan en la Tabla 4-1

Tabla 4-1 Periodos Fundamentales de la estructura para cada dirección

Modelo		T(x)	T(y)
2 claros 4 metros de altura	M4CC2C04H_BR	0.592	0.552
	M4CC2C04H_ISE	0.603	0.563
	M4CC2C04H_0.50Ys	0.614	0.583
	M4CC2C04H_0.75Ys	0.625	0.610
	M4CC2C04H_Ys	0.642	0.656
2 claros 8 metros de altura	M4CC2C08H_BR	0.6729	0.6044
	M4CC2C08H_ISE	0.6808	0.6227
	M4CC2C08H_0.50Ys	0.6857	0.6472
	M4CC2C08H_0.75Ys	0.6907	0.6769
	M4CC2C08H_Ys	0.6985	0.7258
2 claros 12 metros de altura	M4CC2C12H_BR	0.7219	0.701
	M4CC2C12H_ISE	0.7275	0.7285
	M4CC2C12H_0.50Ys	0.7302	0.7543
	M4CC2C12H_0.75Ys	0.7329	0.7840
	M4CC2C12H_Ys	0.7385	0.8456
3 claros 4 metros de altura	M4CC3C04H_BR	0.6286	0.5602
	M4CC3C04H_ISE	0.6491	0.5753
	M4CC3C04H_0.50Ys	0.6706	0.6147
	M4CC3C04H_0.75Ys	0.6929	0.6409
	M4CC3C04H_Ys	0.7255	0.699
3 claros 8 metros de altura	M4CC3C08H_BR	0.7862	0.6221
	M4CC3C08H_ISE	0.8054	0.6458
	M4CC3C08H_0.50Ys	0.8170	0.6768
	M4CC3C08H_0.75Ys	0.8287	0.7131
	M4CC3C08H_Ys	0.8461	0.7706
3 claros 12 metros de altura	M4CC3C12H_BR	0.9135	0.7496
	M4CC3C12H_ISE	0.9282	0.7822
	M4CC3C12H_0.50Ys	0.9345	0.8121
	M4CC3C12H_0.75Ys	0.9406	0.8458
	M4CC3C12H_Ys	0.9499	0.8985

4.1.1. Propiedades no lineales de los materiales.

Con el objetivo de capturar con mayor precisión la capacidad y la no linealidad del comportamiento de los puentes, es necesario establecer las relaciones esfuerzo-deformación para el concreto confinado y no confinado (Fig. 4-2a), así como para el

acero de refuerzo (Fig. 4-2b). En el caso del concreto, se utiliza con frecuencia el modelo de Mander, Priestley, & Park (1998) para representar el comportamiento esfuerzo-deformación uniaxial para concreto confinado y no confinado. En el caso del modelo constitutivo de Mander para concreto confinado la relación depende de la geometría de la sección transversal del elemento, así como del arreglo del acero de refuerzo. Para el acero de refuerzo se asume el modelo esfuerzo deformación propuesto por Park & Paulay (1975).

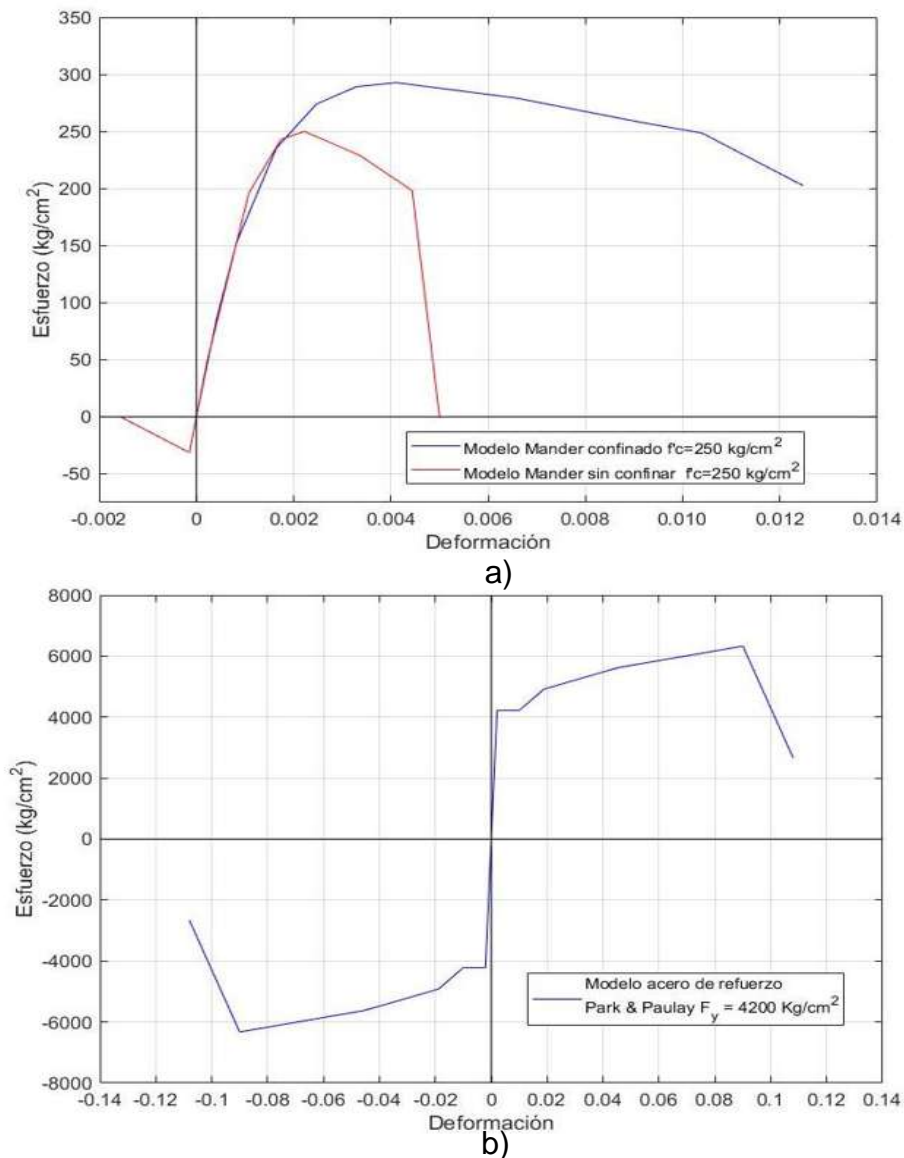


Fig. 4-2 a) Modelo constitutivo para el concreto confinado y sin confinar de Mander (1998) y b) Modelo constitutivo para el acero de refuerzo de Park & Paulay (1975), $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

La caracterización de los materiales dentro del software es mediante la idealización de las curvas σ - e a una curva definida por 5 puntos (curva YULRX), Fig. 4-3, por lo que la Tabla 4-2 resume los valores que definen el modelo de Mander confinado de cada una de las columnas de los puentes en estudio, y la Tabla 4-3 los valores para el modelo del acero de refuerzo.

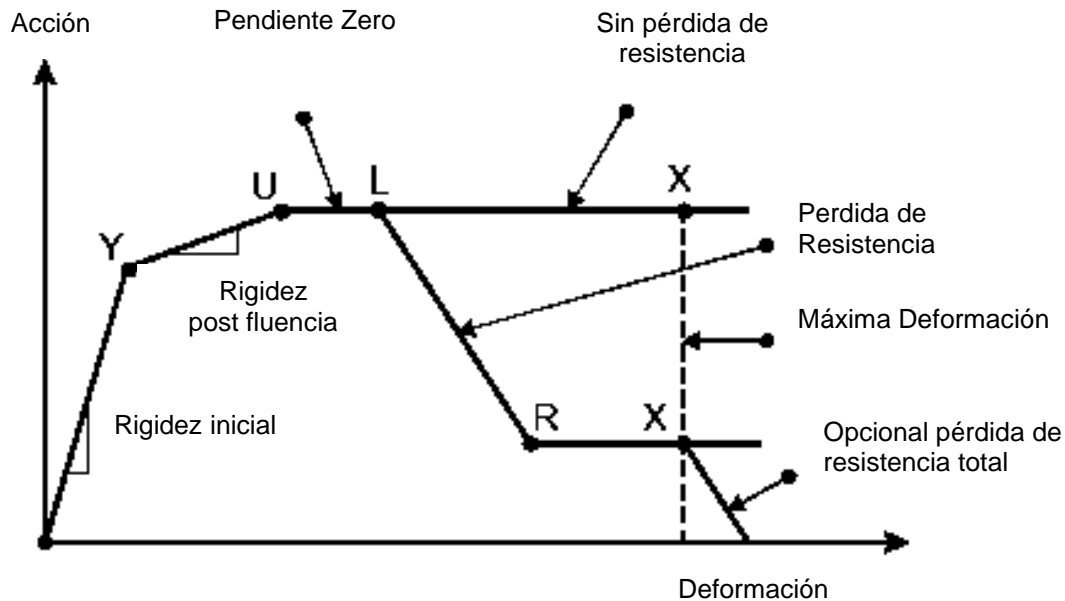


Fig. 4-3 Curva Esfuerzo-Deformación(σ - e) YULRX (Computers and Structures, Inc., 2006).

Tabla 4-2 Valores de los puntos YULRX de la curva esfuerzo deformación para el concreto confinado de cada una de las columnas usando el modelo de Mander.

Modelo	Y		U		L		R		X	
	e	σ	e	σ	e	σ	e	σ	e	Σ
M4CC2C04H	0.0016	250.0	0.0033	292.74	0.0066	292.74	0.0125	202.49	0.0137	202.49
M4CC2C08H	0.0018	250.0	0.0032	299.56	0.0109	299.56	0.0149	217.31	0.0164	217.31
M4CC2C12H	0.0020	250.0	0.0038	304.15	0.0076	304.15	0.0142	215.69	0.0156	215.69
M4CC3C04H	0.0020	250.0	0.0036	314.29	0.0088	314.29	0.0154	218.64	0.0169	218.64
M4CC3C08H	0.0020	250.0	0.0040	311.52	0.0079	311.52	0.0150	217.08	0.0164	217.08
M4CC3C12H	0.0020	250.0	0.0038	307.23	0.0076	307.23	0.0142	215.28	0.0157	215.28

Tabla 4-3 Valores de los puntos YULRX de la curva esfuerzo deformación para el acero de refuerzo de las columnas y pilotes de concreto reforzado.

PUNTO	e	σ
Y	0.00207	4200.00
U	0.08000	6327.63
L	0.09000	6327.63
R	0.10800	2657.60
X	0.12000	2657.60

4.1.2. Superestructura

El modelado de las traveses AASHTO y diafragmas se realizó empleando elementos de sección general definidos con las propiedades geométricas correspondientes a cada sección transversal, en lo que respecta a la discretización de las traveses, estas se dividen en 5 elementos de igual longitud entre longitudes de diafragmas, mientras que los diafragmas se dividieron en 6 elementos, ver Fig. 4-4.

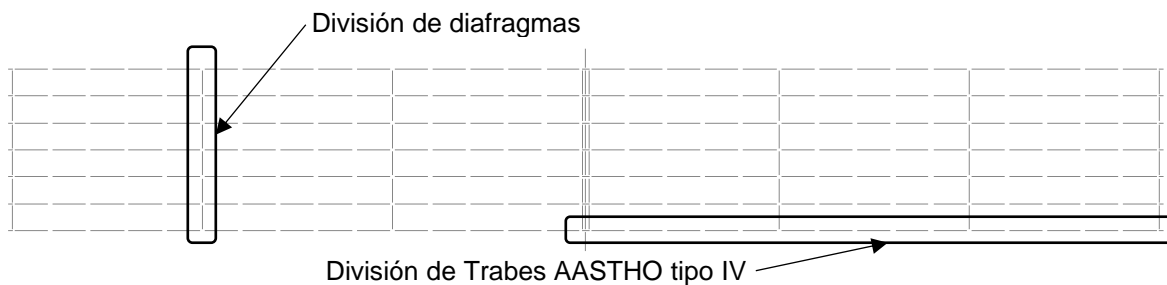


Fig. 4-4 Discretización de componentes en el tablero.

Con la finalidad de reducir el tiempo computacional, no se modeló la losa de concreto reforzado que sirve como superficie de rodamiento con elementos tipo Shell, en su lugar se crearon diafragmas rígidos creando *constraints* en cada tablero; los *constraints* se asignaron a todos los nodos que pertenecen a cada claro independiente, por lo que el número de *constraints* empleados es igual al número de claros del puente de estudio. El tipo de restricción utilizado corresponde a *horizontal rigid floor*. La Fig. 4-5 se presenta la asignación de la restricción a un tablero de los modelos.

que definen este componente son: la apertura (5 cm) y la rigidez que se adquiere cuando se cierra la junta, la cual se considera infinita, la Fig. 4-7 presenta un esquema del modelado la zona en la que se encuentra la junta.

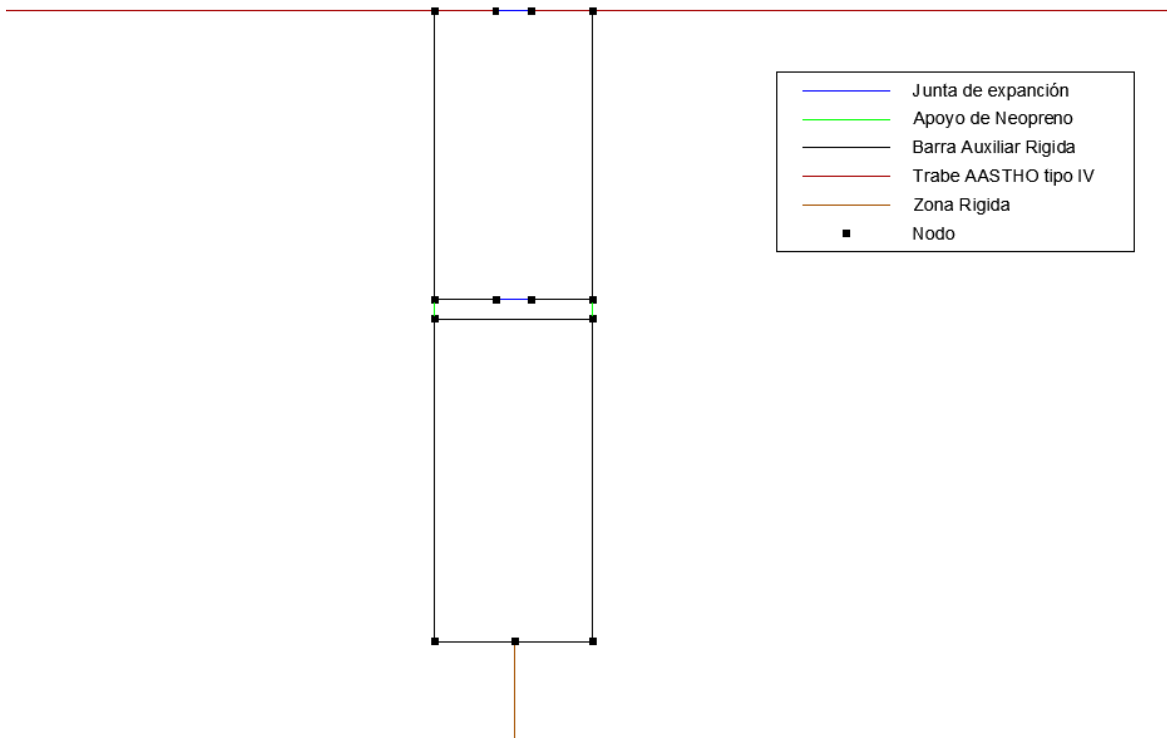


Fig. 4-7 Esquema de modelado entre la subestructura y superestructura del puente

4.1.3. Subestructura

Los apoyos de neopreno se modelaron empleado aisladores sísmicos de neopreno, definidos de acuerdo con las características descritas en el apartado 1.2.2, este componente se define en el software como “*Seismic Isolator, Rubber type*”, la Fig. 4-7 muestra un esquema de la zona en la que se ubican los apoyos de neopreno. El cabezal se encuentra unido a los apoyos de neopreno mediante una barra auxiliar rígida y a las columnas mediante una unión con zona rígida, estos dos elementos de definen con longitud igual a la mitad del peralte del cabezal. Las columnas se discretizan en elementos con 100 de longitud de 100 cm y se modelan con elementos tipo barra de comportamiento elástico. En la zona inferior de las

columnas de la pila se empleó un componente compuesto que incluye una sección elástica de la pila y otra no lineal, la sección inelástica se modela mediante el método de fibras, su caracterización se describe en la sección 4.1.5.

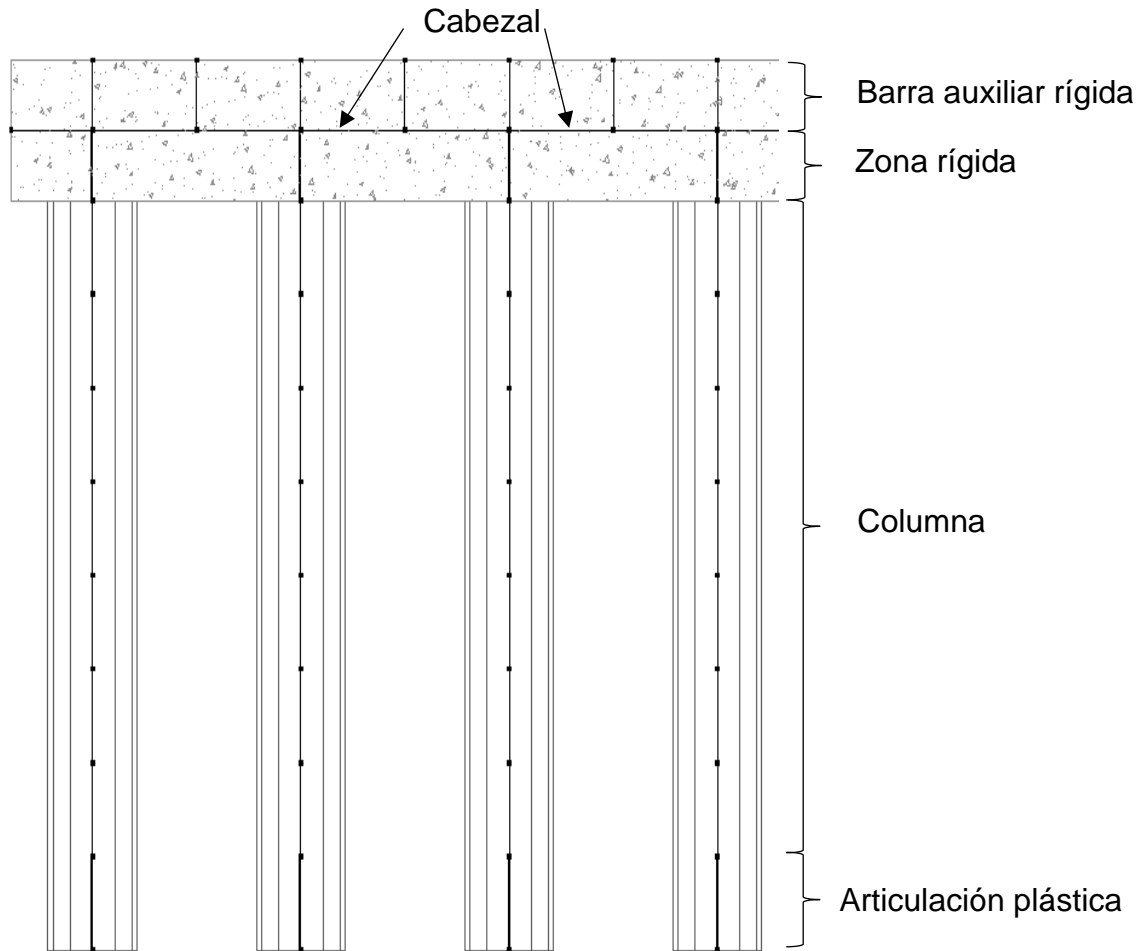


Fig. 4-8 Esquema de modelado de la pila con 8 metros de altura

4.1.4. Cimentación

La subestructura y la cimentación se encuentran unidas mediante una zona rígida, definida con una longitud igual la mitad del peralte, para el modelo la losa de cimentación se asume el mismo criterio que en la losa de la superficie de rodamiento: modelo a base de elementos tipo Frame conectados por medio de un constraint que une el sistema de pilotes, a cada nodo se le asigna la masa que le corresponde con su área tributaria, los pilotes son modelados por elementos elásticos, en los modelos que se consideran los efectos de socavación se asigna

una articulación plásticas en la zona inferior y otra en la parte superior en la unión pilote-cimentación, la caracterización de la articulación se presenta en el capítulo siguiente, en la Fig. 4-9 y Fig. 4-10 se presenta un esquema del modelado de la cimentación.

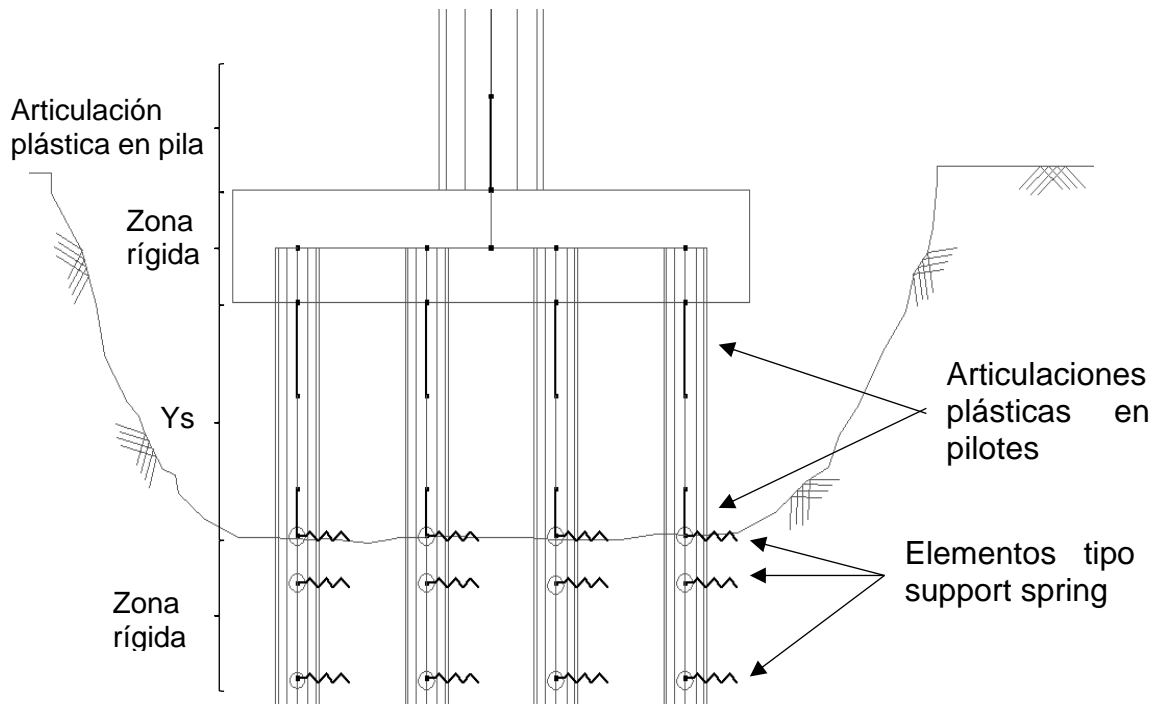


Fig. 4-9 Esquema transversal del modelado de la cimentación.

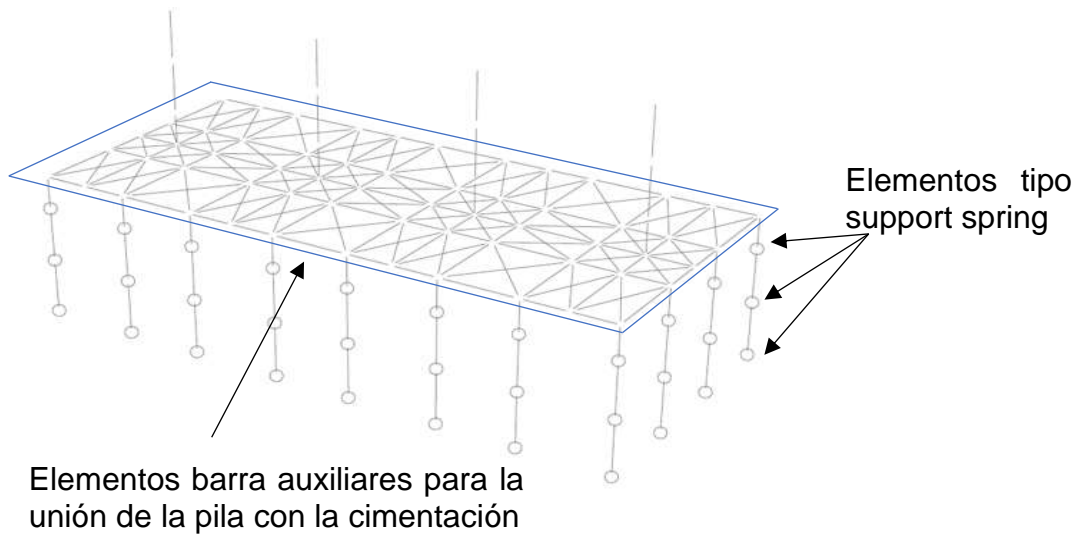


Fig. 4-10 Esquema de la unión de la pila con la cimentación.

4.1.5. Articulaciones plásticas

Al someter una estructura o elemento a una carga estática o dinámica, presenta una zona donde se concentra la mayor demanda, para medir el comportamiento de dicha demanda se concentra una plasticidad o se define una longitud de articulación plástica. La caracterización del tipo de modelo de plasticidad está en función del comportamiento que se desea estudiar (cortante, flexión, flexo-compresión, etc.) y del grado de refinamiento, para el presente trabajo se desea medir la flexo-compresión en las pilas y pilotes, en lo que respecta al método de plasticidad se emplea el método de fibras (Fig. 4-11).

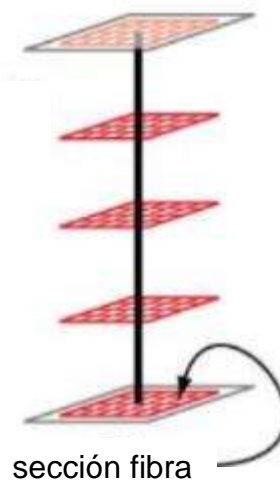


Fig. 4-11 Modelo de secciones fibra (Deierlein, Reinhorn, & Willford, 2010)

Los modelos de fibras distribuyen la plasticidad mediante integraciones numéricas a través de la sección transversal del elemento y de su longitud, los modelos constitutivos del material del que está hecha la sección se definen para capturar el comportamiento no lineal en la sección, para lo cual, se aplica la hipótesis de que la sección permanece plana (Deierlein, Reinhorn, & Willford, 2010). Por medio del *Sección Designer* del programa SAP2000 se realizó un mallado de las secciones transversales de las pilas y pilotes para obtener las fibras del concreto, mientras que para el acero de refuerzo se concentró en una sola fibra que representa los elementos de acero dentro de cada celda, es decir, cada varilla represente una fibra. La información que se obtiene del programa para cada fibra corresponde al área y el centroide, esta información se reporta en el Anexo 1, en Fig. 4-12 a) el mallado

que discretiza la columna de la pila del modelo M4CC3C4H y la Fig. 4-12 b) presenta en color azul las fibras que representan el material del concreto y en rojo las fibras que corresponden al acero de refuerzo longitudinal.

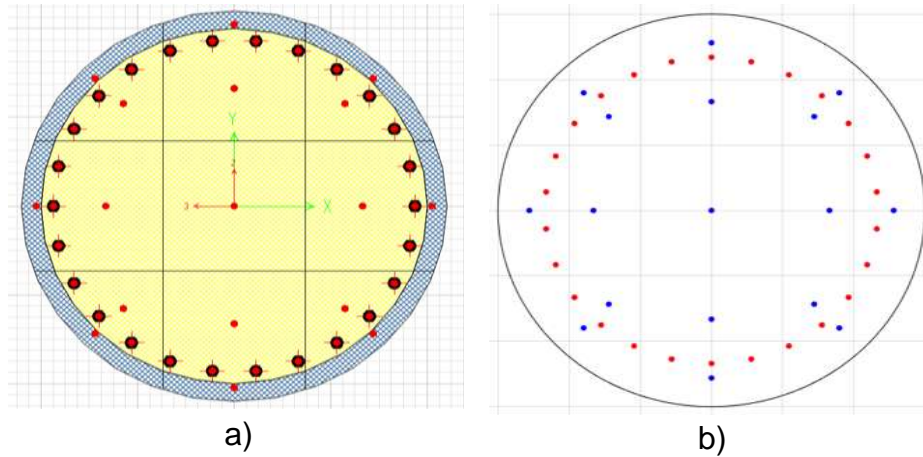


Fig. 4-12 Sección transversal en fibras para una de las columnas de la pila del modelo M4CC3C4H, a) mallado de 3x3 obtenido de SAP2000 y b) Gráfica representativa de las fibras obtenidas en a).

La longitud de la articulación en columnas de concreto reforzado en cantiliver, Paulay & Priestley (1992) sugieren las siguientes ecuaciones para el cálculo de la longitud de articulación plástica:

$$L_p = 0.08L + 0.022d_b F_y \leq 0.044d_b F_y \quad \text{Ec. 4-1}$$

Donde:

L_p = Longitud de articulación plástica

L = Longitud del elemento

d_b = Diámetro del acero de refuerzo

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero

Para definir la variable L de la Ec. 3.3 es necesario conocer la forma en que se deforma el elemento, de acuerdo López Chávez & Jara Guerrero (2013), se sabe que para un caso de carga en la dirección longitudinal el elemento se deforma en una curvatura simple y su comportamiento en toda su longitud es similar a una viga en cantiliver, por lo que la longitud empleada en los casos de carga actuando en dirección longitudinal es toda la longitud del elemento. En el caso de la aplicación

de una carga en la dirección transversal las columnas se deforman en una curvatura doble y se presenta un punto de inflexión, por lo que la longitud a emplear es la mitad de la altura del elemento. Debido a la incertidumbre que puede existir en el uso de la L_p se optó por utilizar un valor promedio de las longitudes estimadas para los casos considerados. la Tabla 4-4 reporta los valores estimados de las L_p para las pilas. Debido a que en los pilotes se utilizó el mismo diámetro de varilla para el acero de refuerzo longitudinal (ver Tabla 1-8), las variables que afectan el valor de L_p son la longitud del elemento que cambia conforme se incrementa el nivel de socavación y la forma en que se deforma este elemento, por lo que para todos los modelos se tiene la misma longitud de articulación ante cada nivel de socavación, en la en la Tabla 4-5 se presentan los valores obtenidos para los pilotes.

Tabla 4-4 Longitud de articulación plástica en pilas

	L_{p1} Doble C	L_{p1} C. Simple	L_{p2}	L_p
M4CC2C04H	0.390	0.550	0.46	0.47
M4CC2C08H	0.608	0.928	0.575	0.70
M4CC2C12H	0.768	1.248	0.575	0.86
M4CC3C04H	0.448	0.608	0.575	0.54
M4CC3C08H	0.608	0.928	0.575	0.70
M4CC3C12H	0.825	1.305	0.690	0.94

Tabla 4-5 Longitud de articulación plástica en pilas

Nivel de Y_s	L_{p1} Doble C	L_{p1} C. Simple	L_{p2}	L_p
0.5 $Y_s=2.50$ m	0.27	0.4	0.35	0.33
0.75 $Y_s=3.75$ m	0.3	0.5	0.35	0.38
$Y_s=5.00$ m	0.4	0.6	0.35	0.43

El programa PERFORM-3D permite definir la curva envolvente mediante un comportamiento bilineal o trilineal, en este trabajo se optó por un comportamiento trilineal, para definirlo se designan los factores de degradación para cada segmento de la curva envolvente, los factores de degradación empleados son los

recomendados por Hernández Mazariegos & Jara Guerrero (2019), estos valores se reportan en la Tabla 4-6.

Tabla 4-6 Factores de degradación para elementos estructurales (Hernández Mazariegos & Jara Guerrero, 2019)

Punto	Vigas	Columnas	Contraviento(+)	Contraviento(-)
Y	0.5	0.9	0.9	0.4
U	0.45	0.7	0.85	0.3
L	0.4	0.5	0.8	0.25
R	0.35	0.35	0.75	0.2
X	0.35	0.3	0.7	0.1

4.2. Análisis dinámicos no lineales

La falla o deterioro de los diferentes componentes de la estructura tiene un efecto diferente en la funcionalidad del puente y en los costos de reparación, esto depende de la importancia de cada uno de estos dentro del sistema estructural, llevándolo desde un estado de daño ligero donde no se encuentre en peligro la estructura hasta un estado de daño en el que se presente el colapso (Wang, Padgett, & Dueñas, 2014). En la combinación de dos eventos extremos, la socavación local de las pilas causa la pérdida del soporte lateral en los cimientos y, por lo tanto, la vulnerabilidad del puente se amplifica ante un peligro sísmico. Las principales características que se modifican en la estructura una vez que se presentan ambos fenómenos se describen a continuación (Wang, Dueñas, & Padgett, 2014):

- a) Sensibilidad en los modos de vibrar en la estructura, a mayor profundidad de socavación mayor incremento del periodo de la estructura.
- b) Cambio de ductilidad en la estructura, desplazamientos y rotaciones, debido a la modificación de los modos fundamentales de vibrar (Estructura más flexible).
- c) Cambio en la concentración de la demanda sísmica, debido al incremento del tirante de socavación, de las columnas de las pilas a los pilotes que conforman la cimentación.

La evaluación del daño en elementos estructurales se puede dividir en dos grupos: 1) Elementos principales y 2) Elementos secundarios. Los elementos principales comprenden a todos los elementos que, al presentarse la falla en alguno de estos, puedan llevar a la estructura al colapso total del puente (columnas y pilotes de cimentación), mientras que para los elementos secundarios son aquellos en los que al presentarse la falla pueden generar un colapso parcial del puente (como ejemplo se tiene la pérdida de longitud de asiento).

Debido a las modificaciones en el comportamiento de la estructura descritas en los incisos a), b) y c), la cuantificación del daño que se puede presentar en la subestructura (pilas y cimentación), medida por los parámetros de la distorsión angular (Δ) y la ductilidad por desplazamiento ($\mu\Delta$), generan una incertidumbre, un parámetro local como la ductilidad por curvatura ($\mu\phi$), resulta más confiable, ya que está relacionado directamente con la sección transversal de la zona con mayor concentración de fuerzas. Por lo que los elementos principales se evaluarán empleando la ductilidad por curvatura ($\mu\phi$), la Tabla 4-7 presenta la descripción que define los estados de daño (Dukes, 2013).

Tabla 4-7 Descripción de los estados de daño de acuerdo a la ductilidad por curvatura (Dukes, 2013)

Estado de daño	Descripción	Ductilidad por curvatura
Despreciable	No daño (Intervalo inelástico)	$\mu\phi < 1.0$
Ligero	Desprendimiento menor del recubrimiento de la columna, el daño solamente requiere reparaciones cosméticas.	$1 > \mu\phi < 4.0$
Moderado	Moderado agrietamiento y desprendimiento del concreto, columnas estructuralmente sanas.	$4.0 > \mu\phi < 8.0$
Severo	Cualquier degradación de la columna sin colapso, columna estructuralmente segura.	$8.0 > \mu\phi < 12.0$
Colapso	Cualquiera de las columnas presenta problemas de colapso y problemas de pérdida de la conexión y de los apoyos, lo cual conduce al colapso eminente de la losa.	$\mu\phi > 12.0$

Debido a que se realizó un total de 834 análisis (417 en cada dirección) para cada modelo numérico, Las ductilidades por curvatura se resumieron utilizando diagramas de caja, la ductilidad que se presenta por cada registro es la máxima, las ductilidades presentadas por cada pila corresponde a una de sus columnas y en los pilotes corresponden al pilote más desfavorable en la Fig. 4-13 se presenta una explicación del esquema utilizado para resumir los resultados de los análisis.

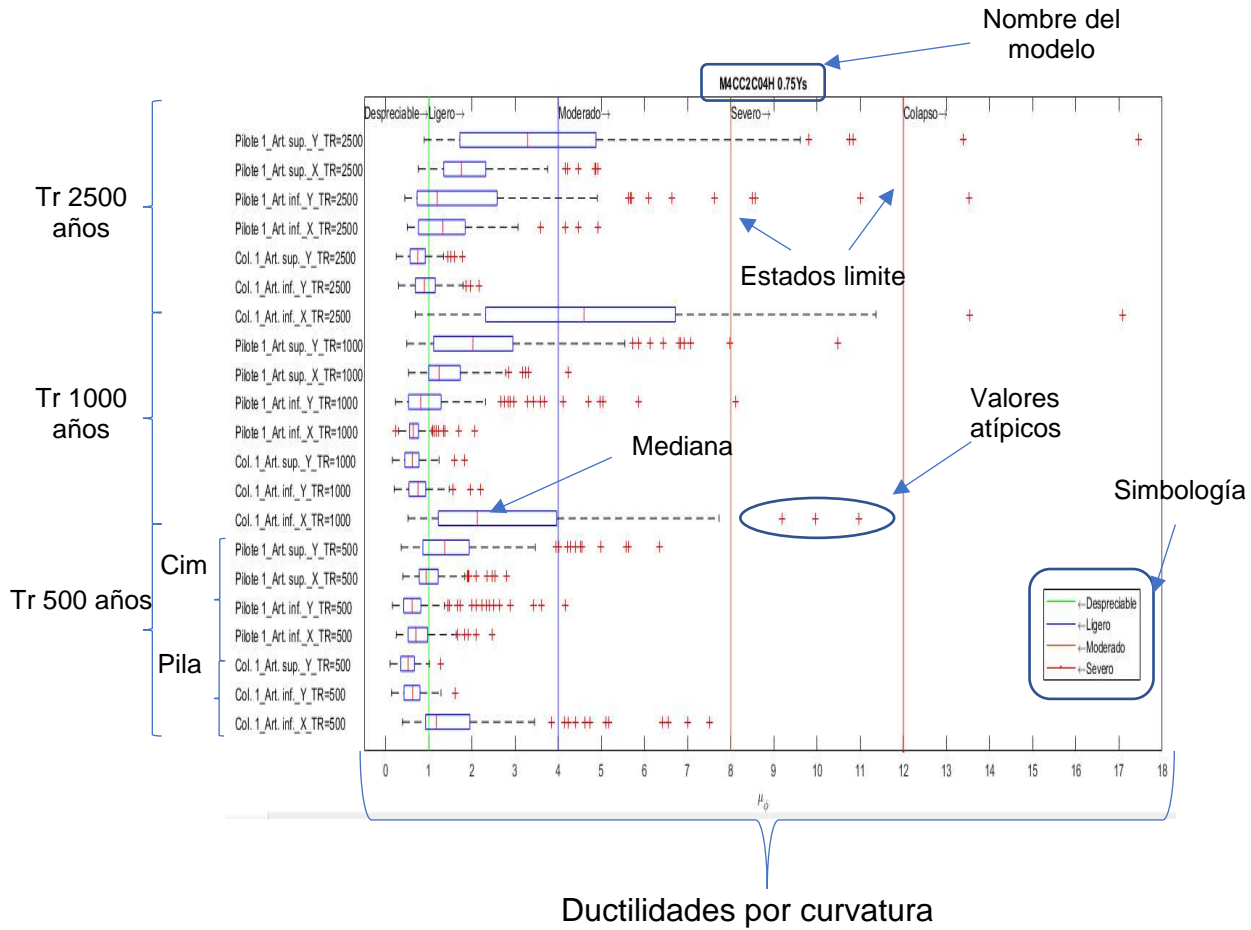


Fig. 4-13 Descripción del formato

4.2.1. Modelos en base rígida

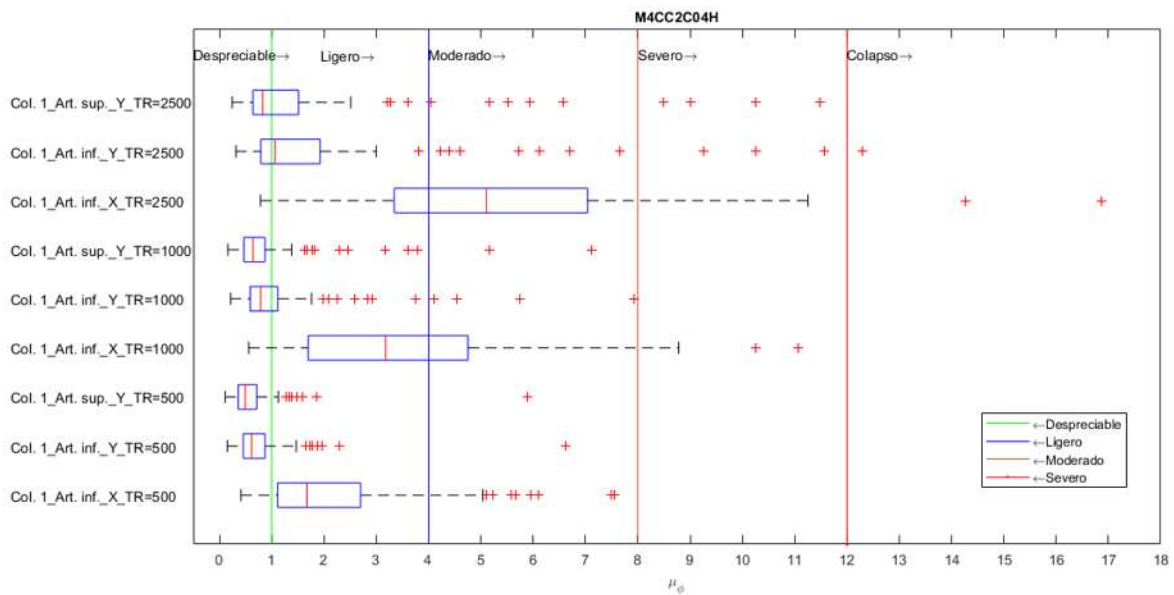


Fig. 4-14 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC2C04H MBR.

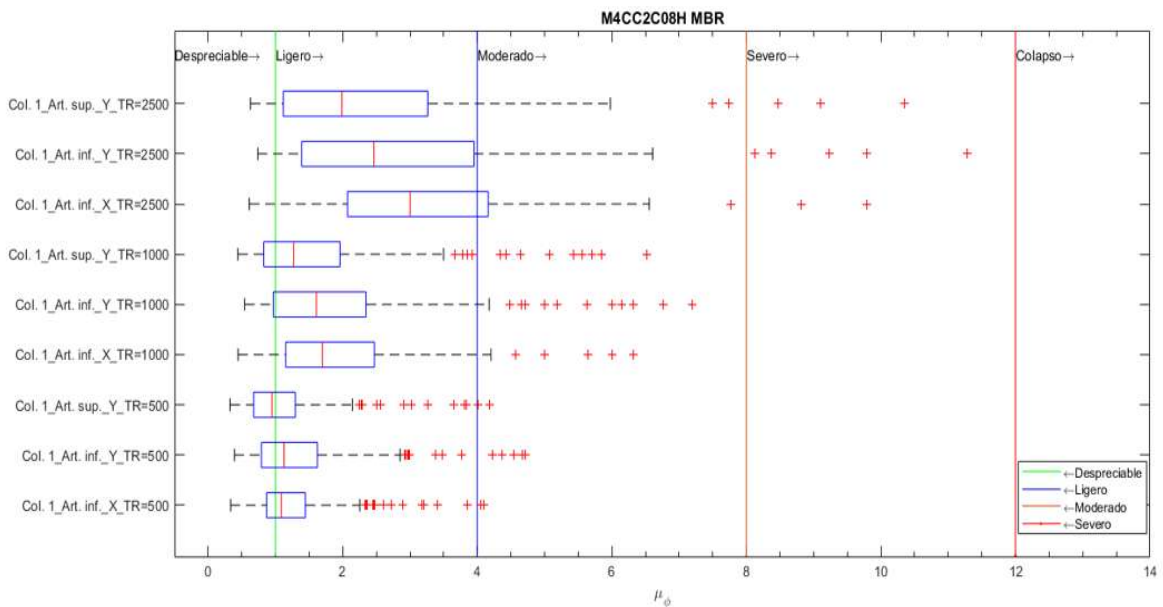


Fig. 4-15 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC2C08H MBR.

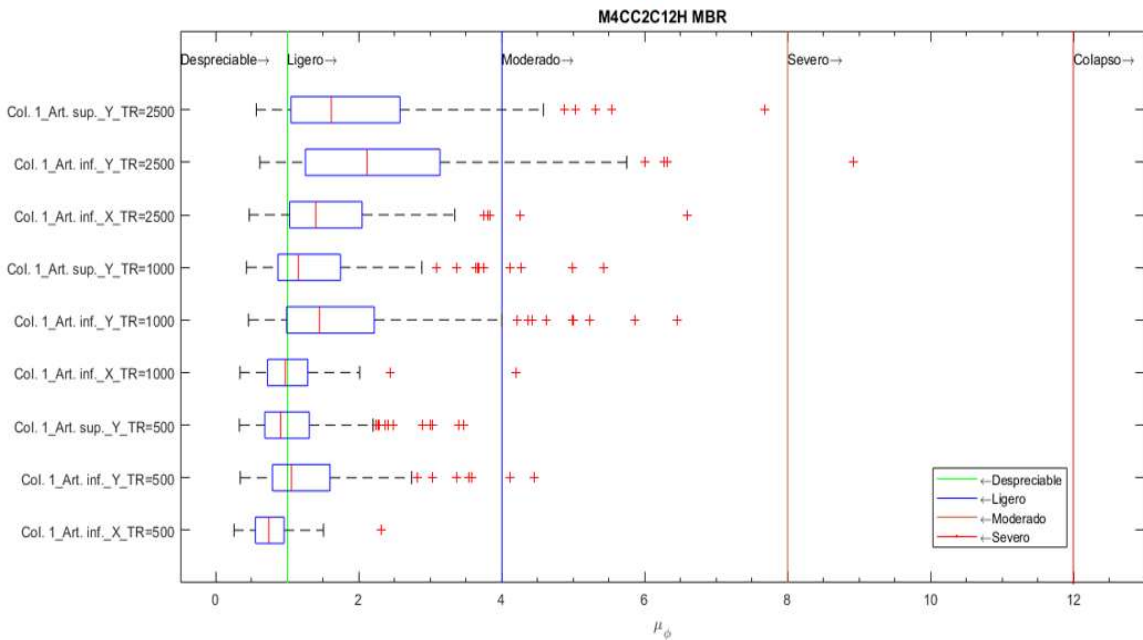


Fig. 4-16 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC2C12H MBR.

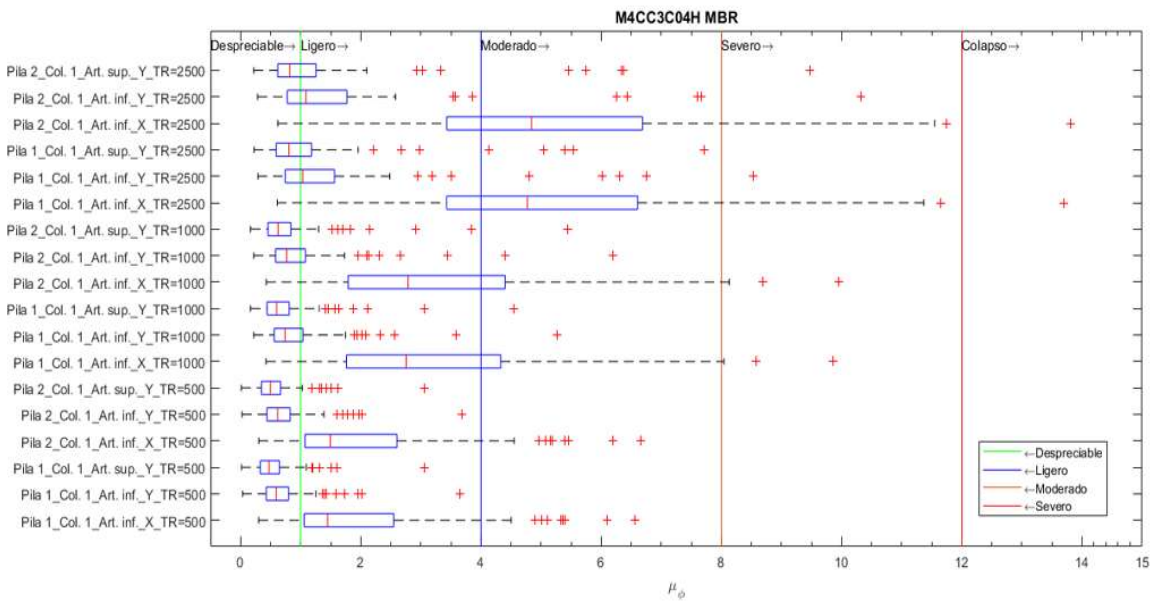


Fig. 4-17 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC3C04H MBR.

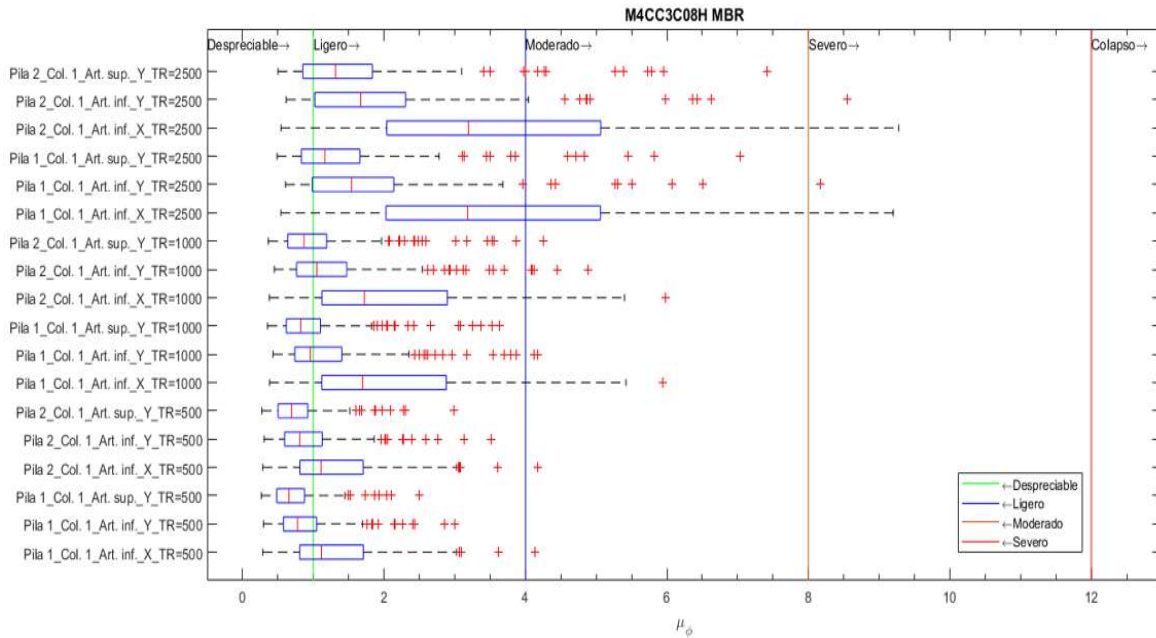


Fig. 4-18 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC3C08H MBR.

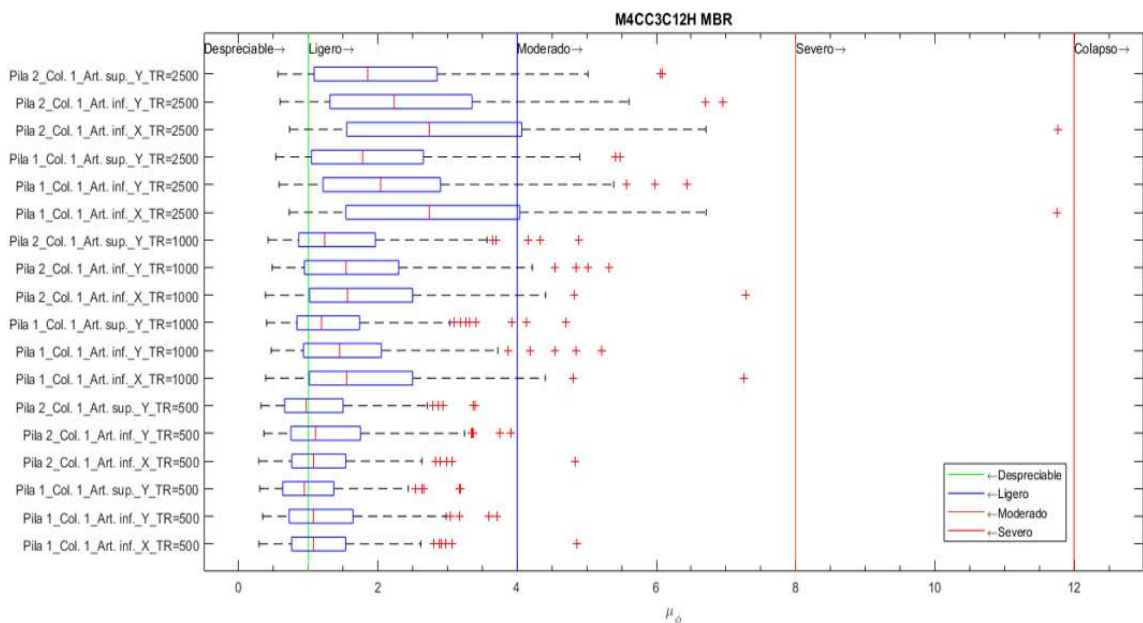


Fig. 4-19 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC3C12H MBR.

4.2.2. Modelos en base flexible

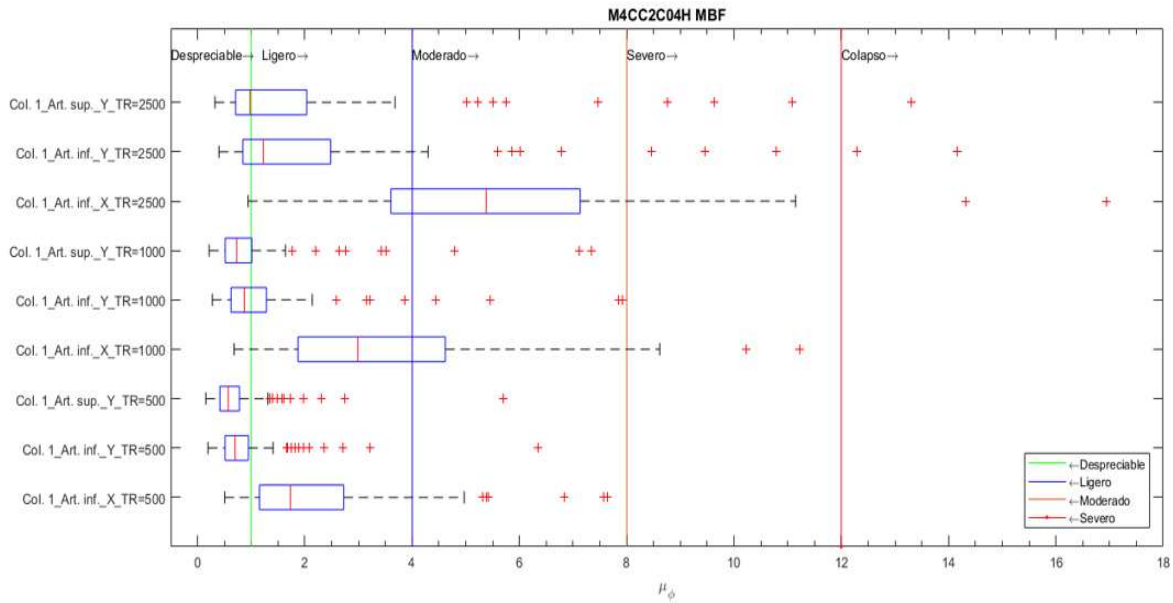


Fig. 4-20 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico con M4CC2C04H MBF.

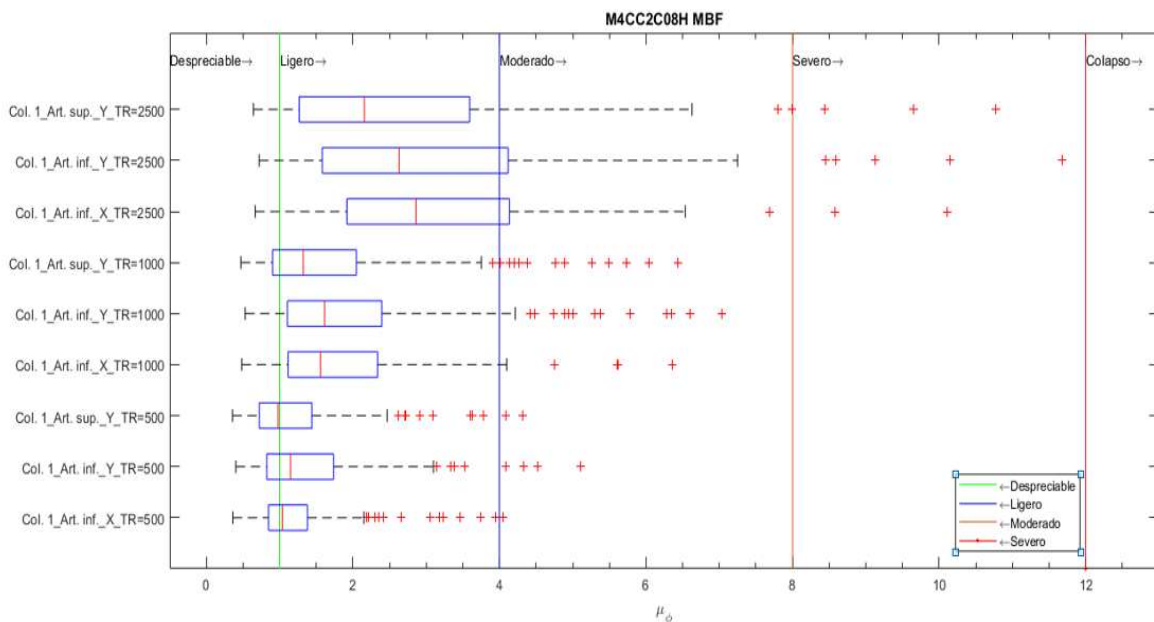


Fig. 4-21 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC2C08H MBF.

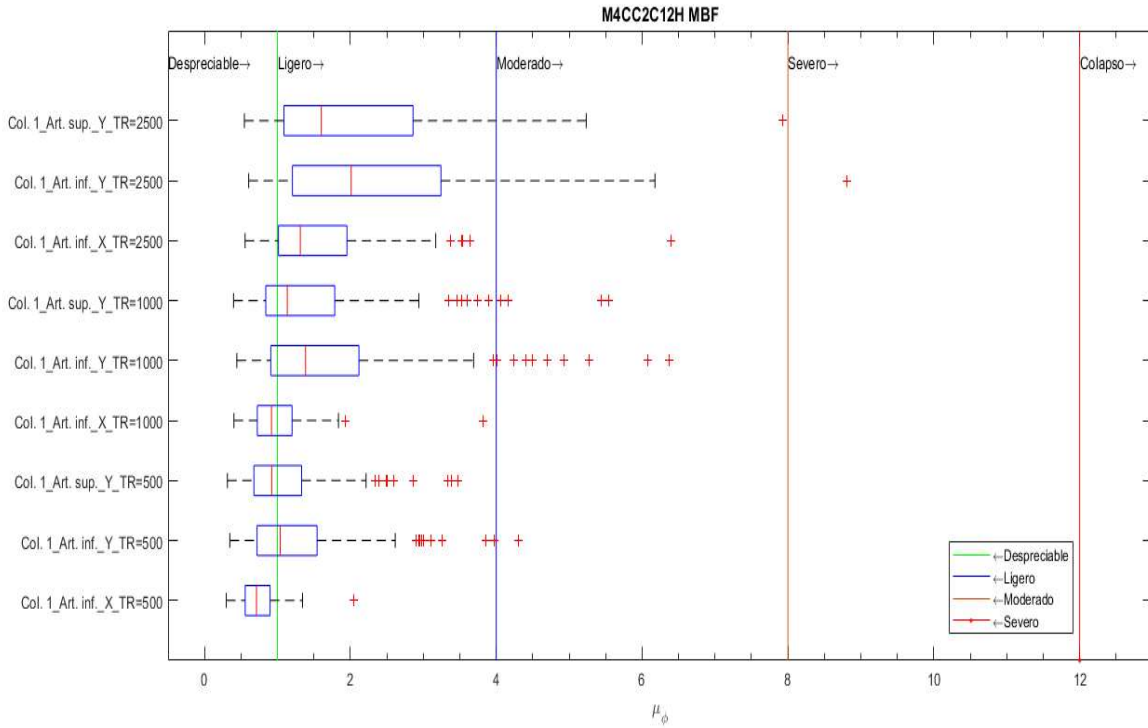


Fig. 4-22 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC2C12H MBF.

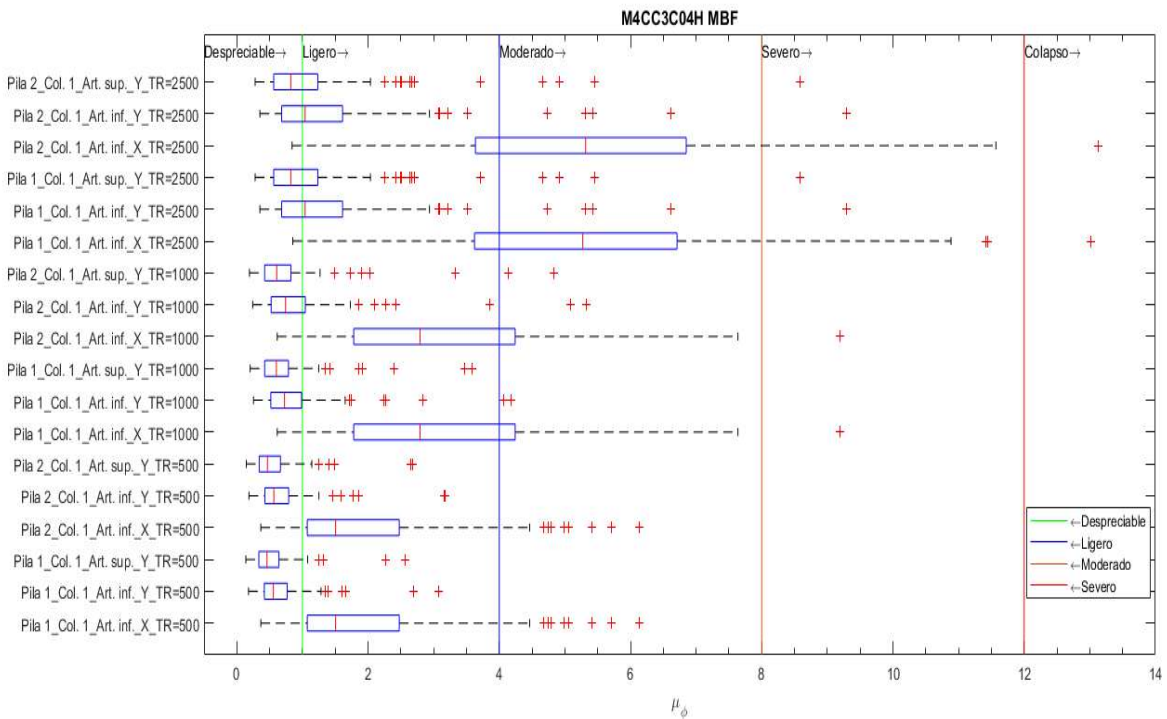


Fig. 4-23 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico con M4CC3C04H MBF.

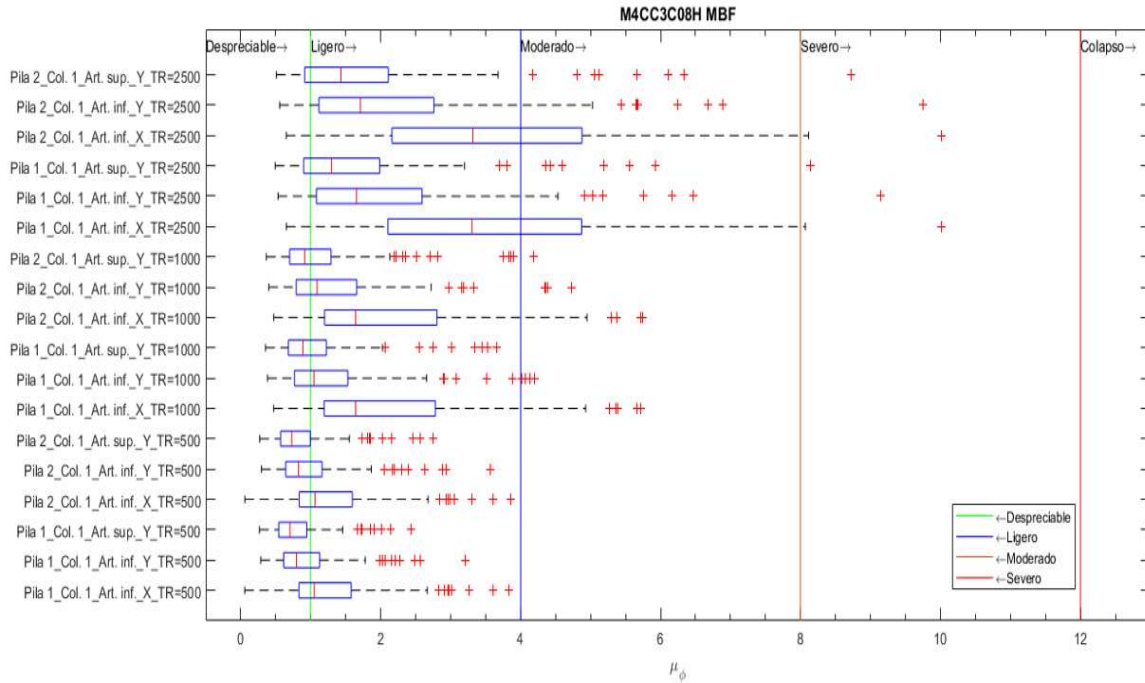


Fig. 4-24 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC3C08H MBF.

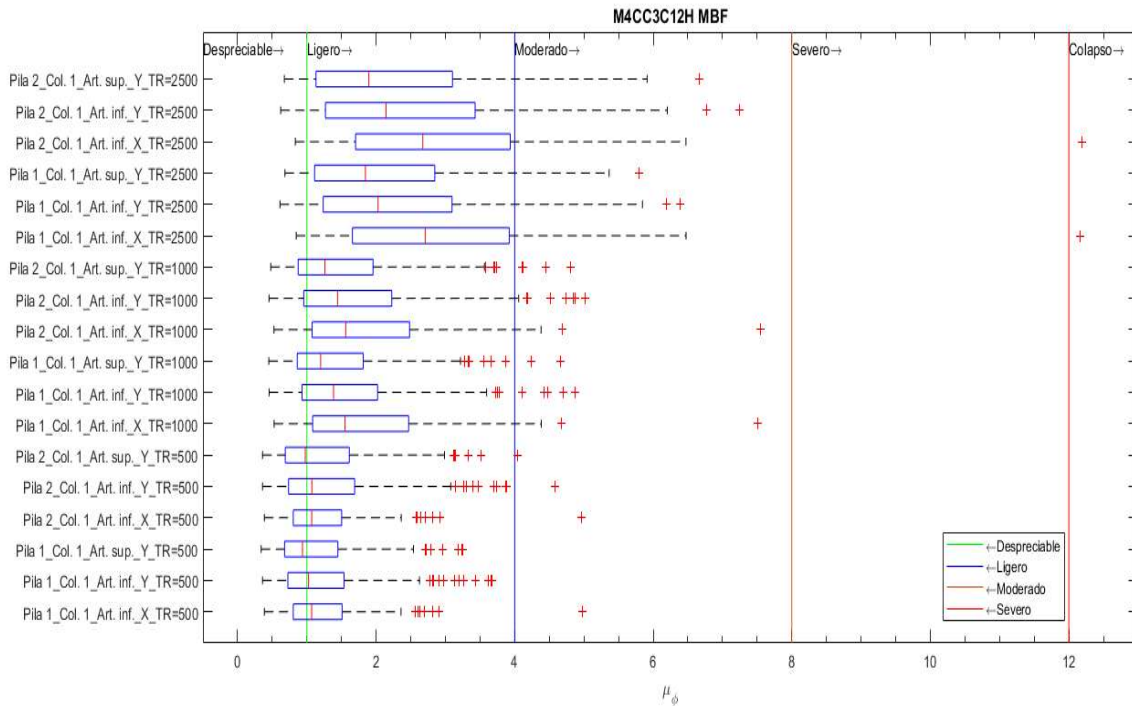


Fig. 4-25 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC3C12H MBF.

4.2.3. Modelos en base flexible con una profundidad de socavación de 2.5 m

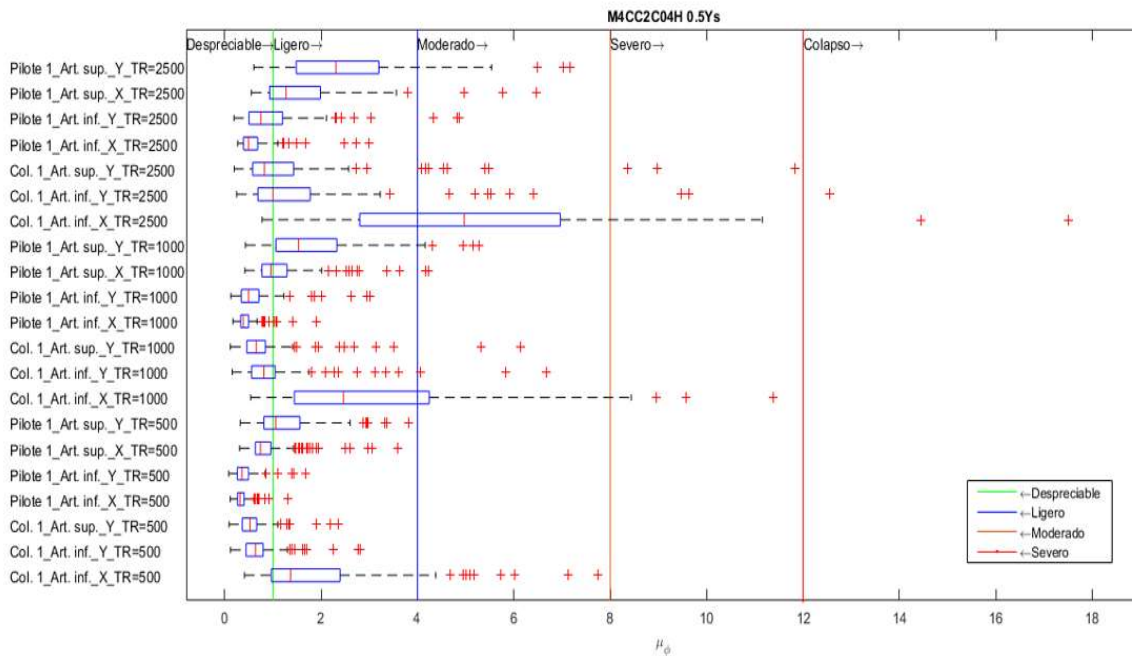


Fig. 4-26 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC2C04H MBF 0.5Y_s.

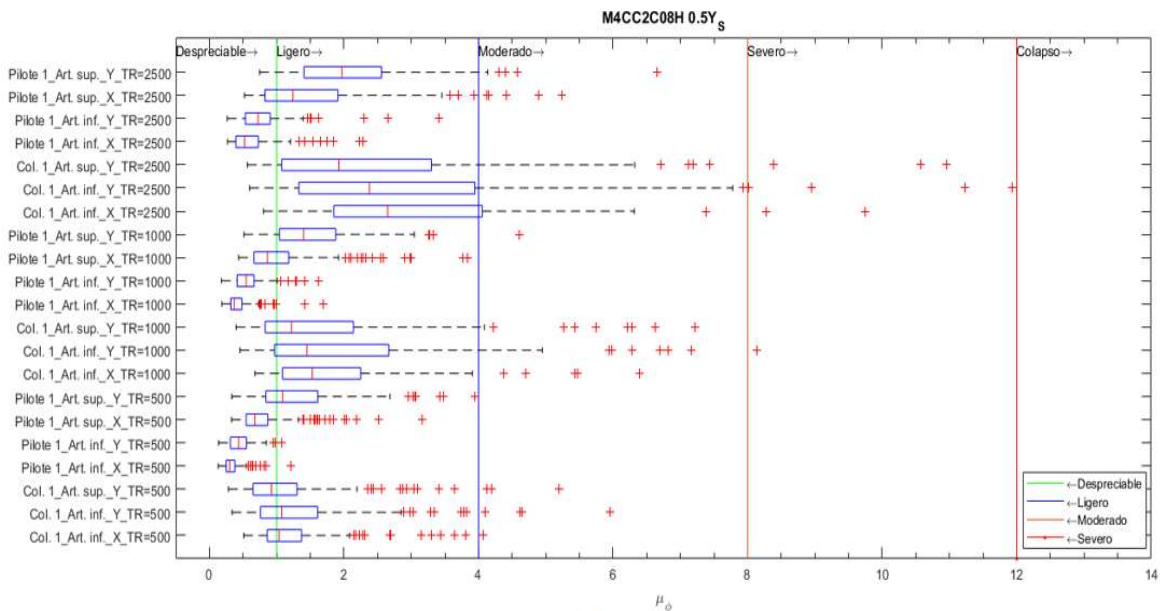


Fig. 4-27 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC2C08H MBF 0.5Y_s.

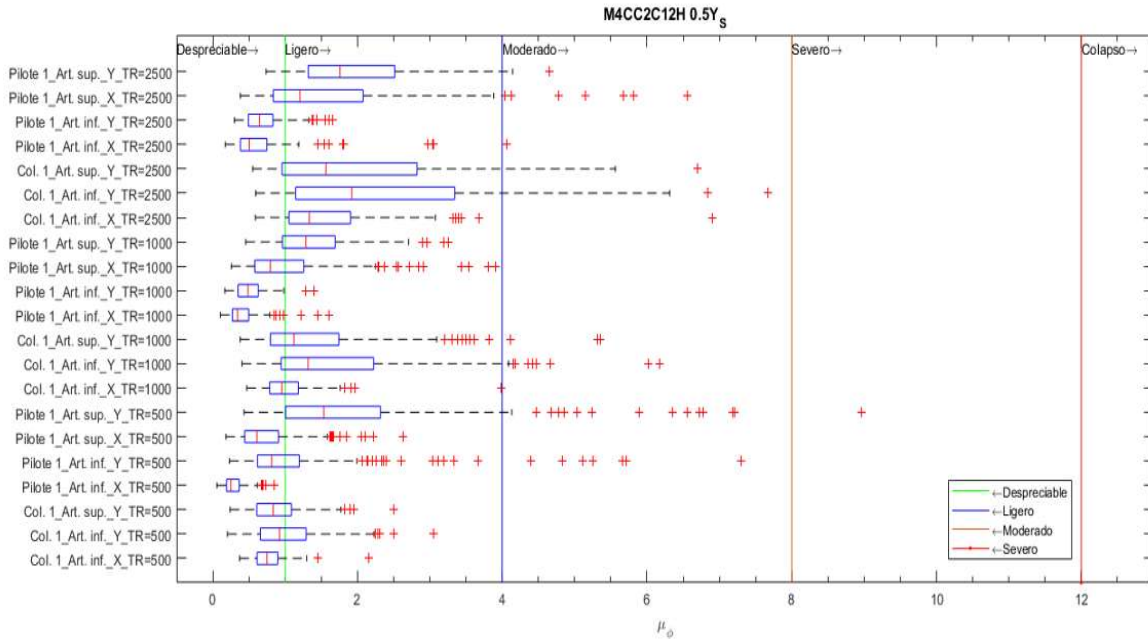


Fig. 4-28 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC2C12H MBF 0.5Y_s.

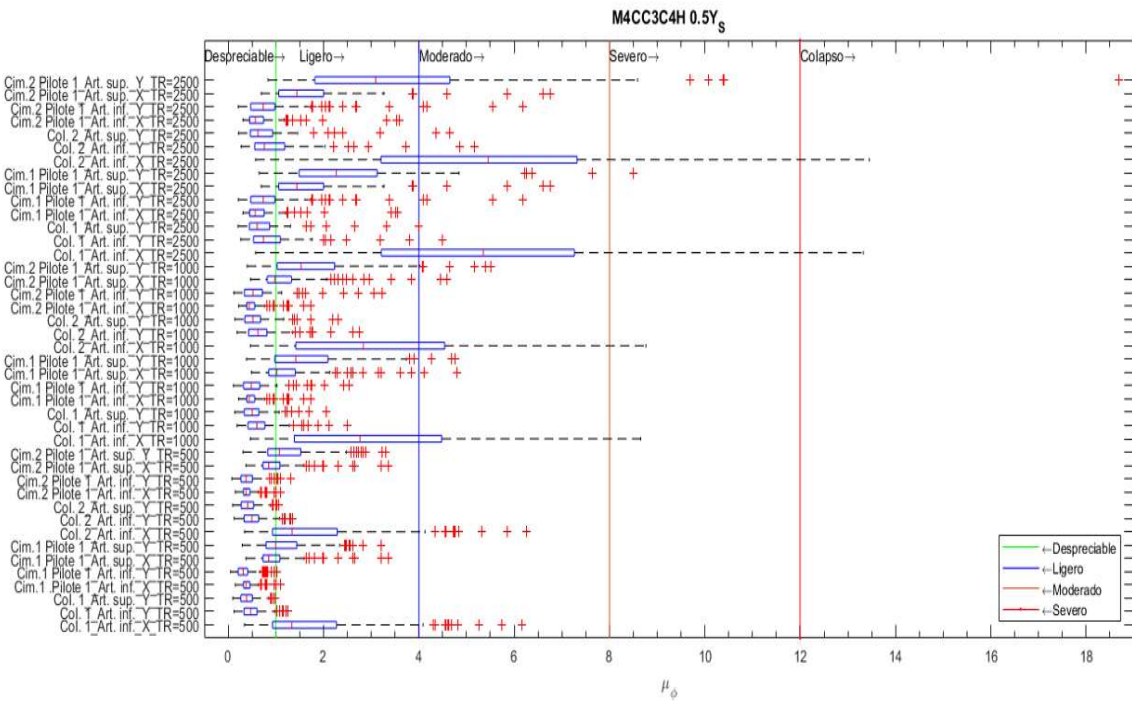


Fig. 4-29 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC3C04H MBF 0.5Y_s.

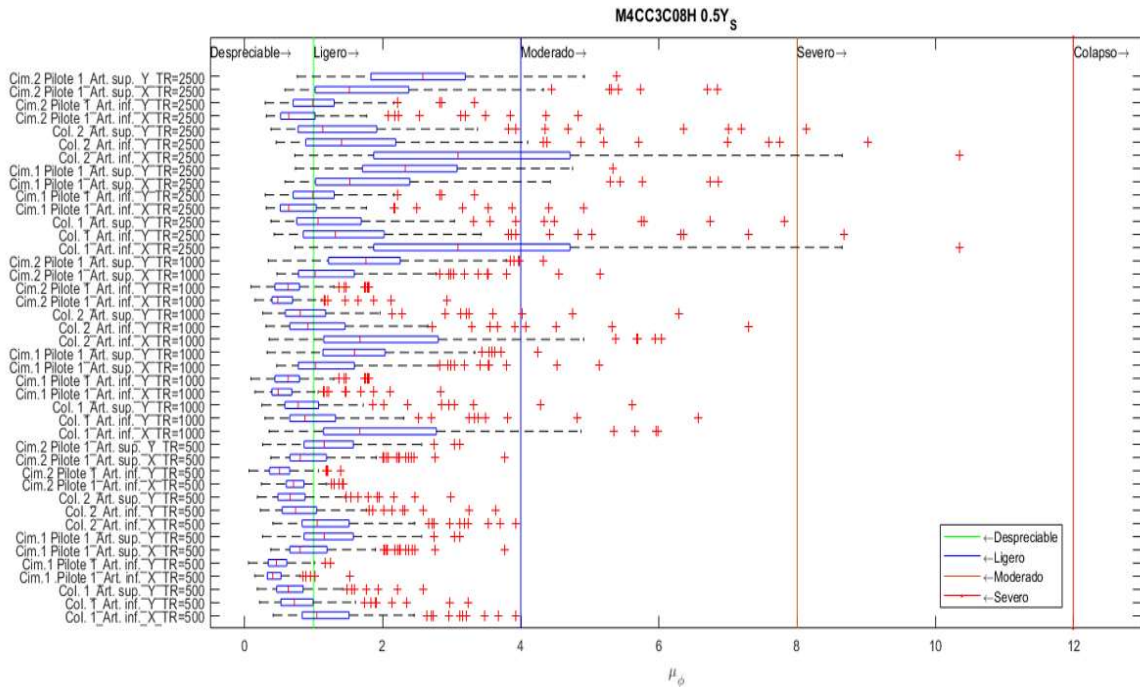


Fig. 4-30 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC3C08H MBF 0.5Y_s.

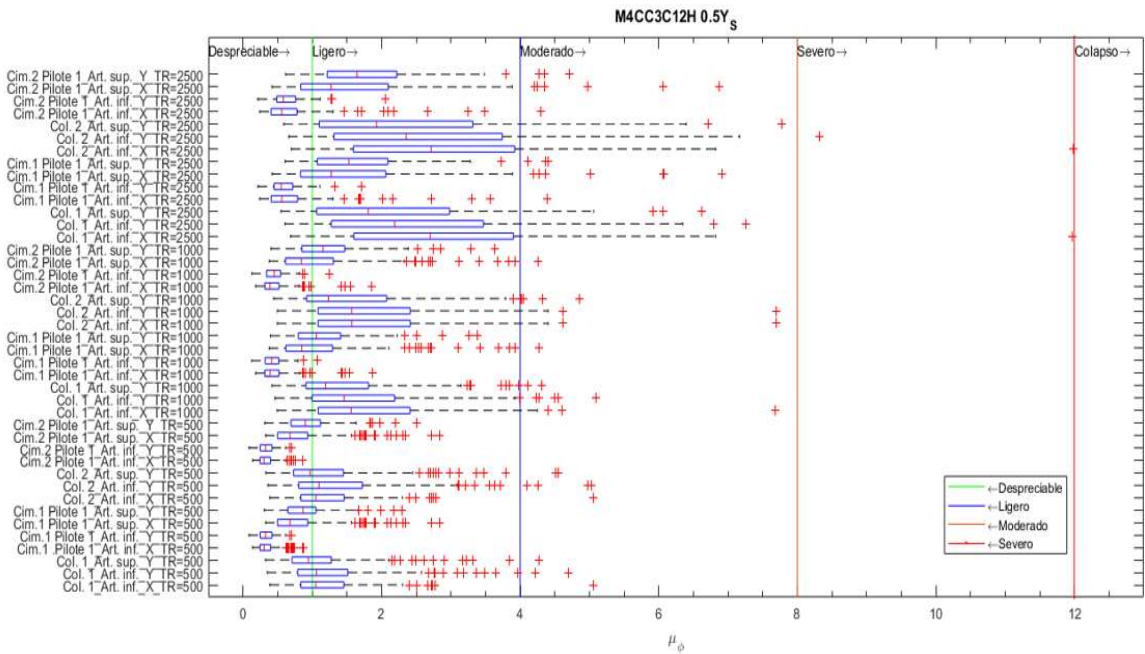


Fig. 4-31 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC3C12H MBF 0.5Y_s.

4.2.4. Modelos en base flexible con una profundidad de socavación de 3.75m

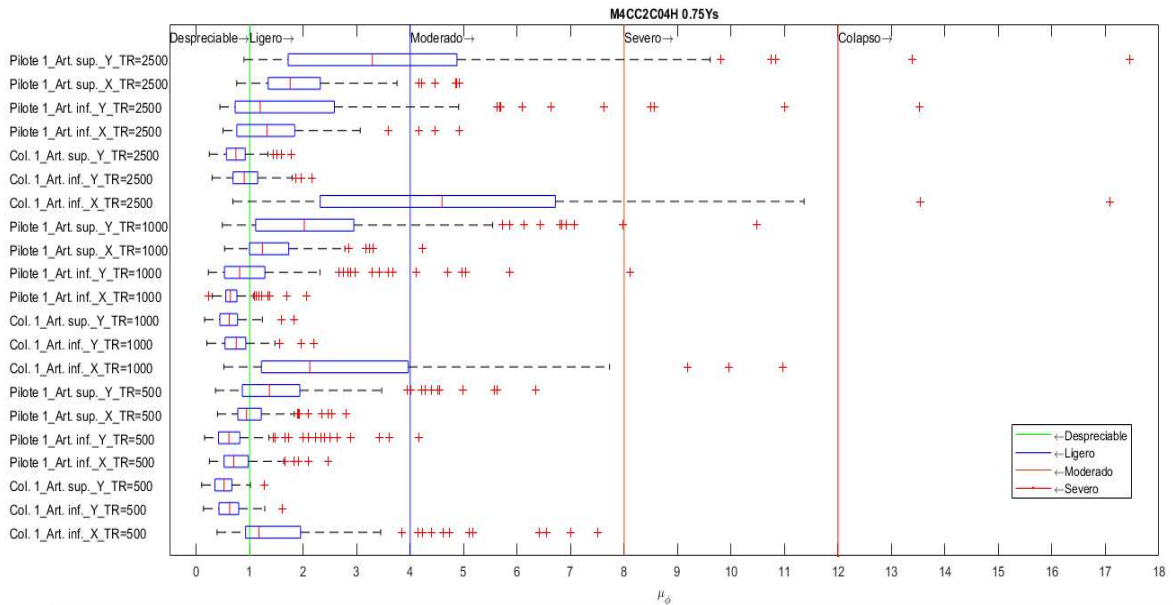


Fig. 4-32 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC2C04H MBF 0.75Y_s.

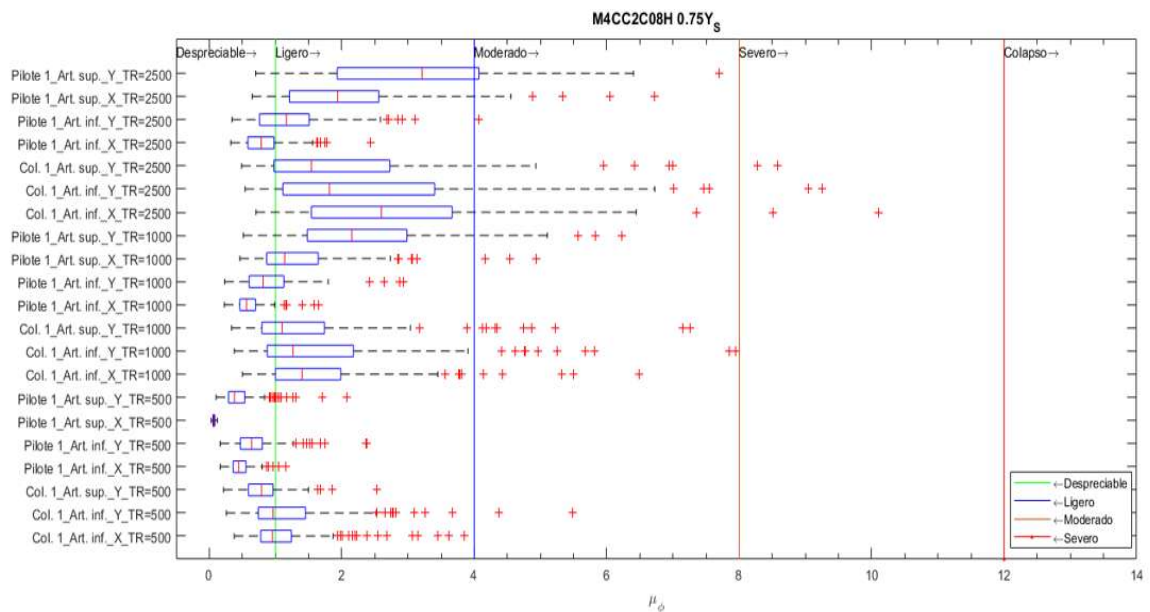


Fig. 4-33 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC2C08H MBF 0.75Y_s.

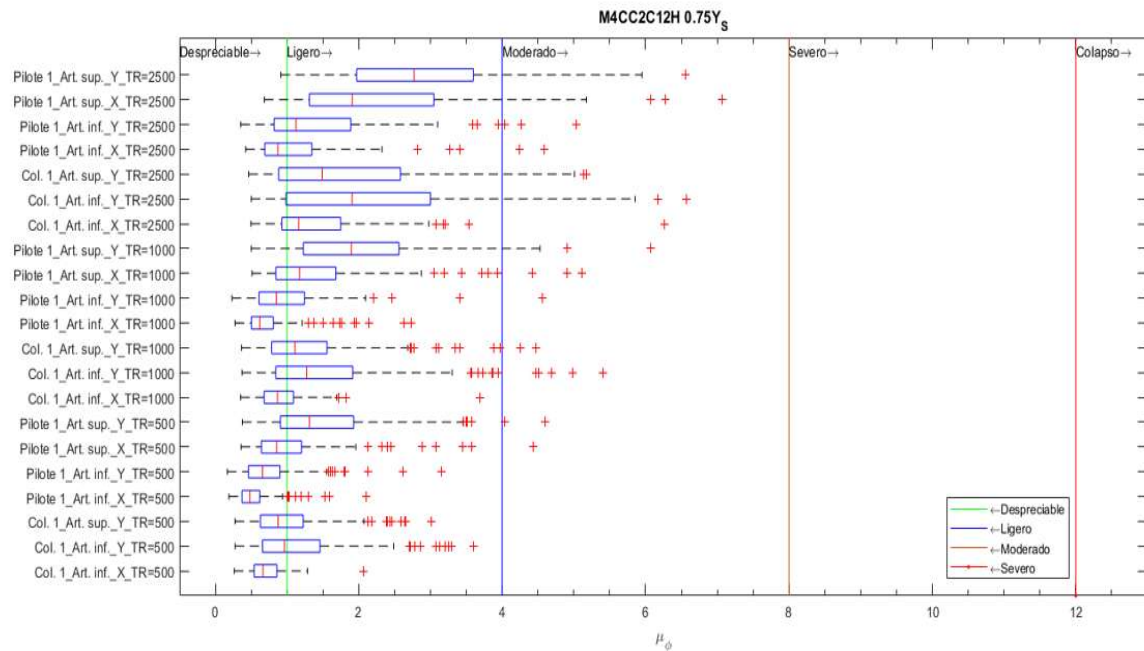


Fig. 4-34 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC2C12H MBF 0.75Y_s.

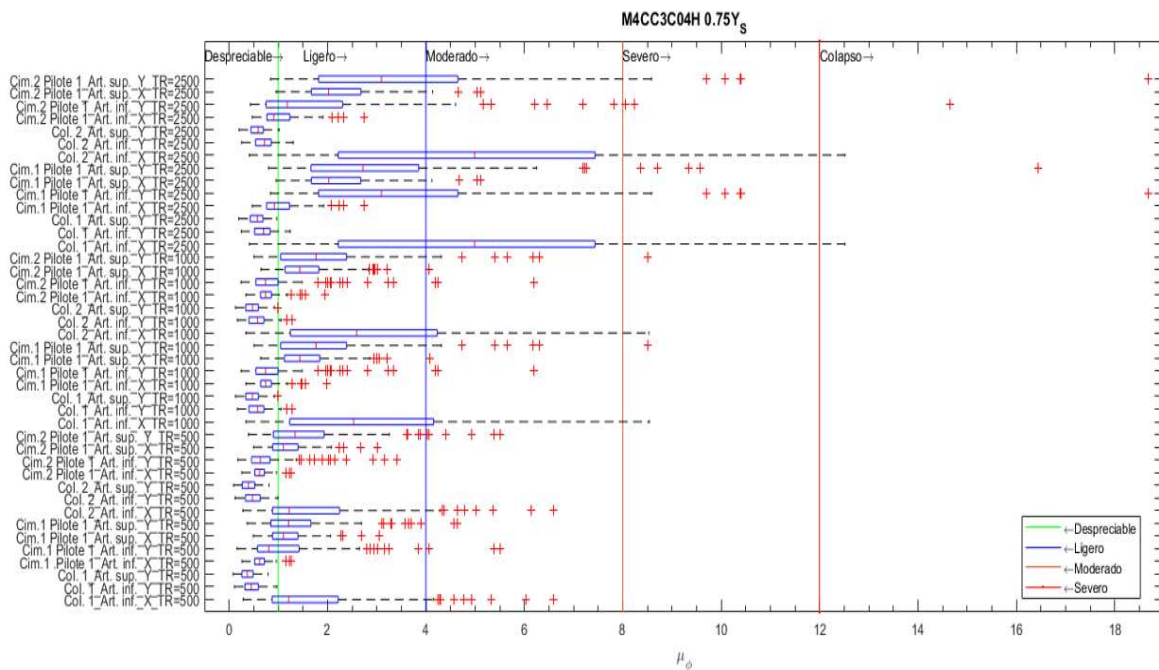


Fig. 4-35 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC3C04H MBF 0.75Y_s.

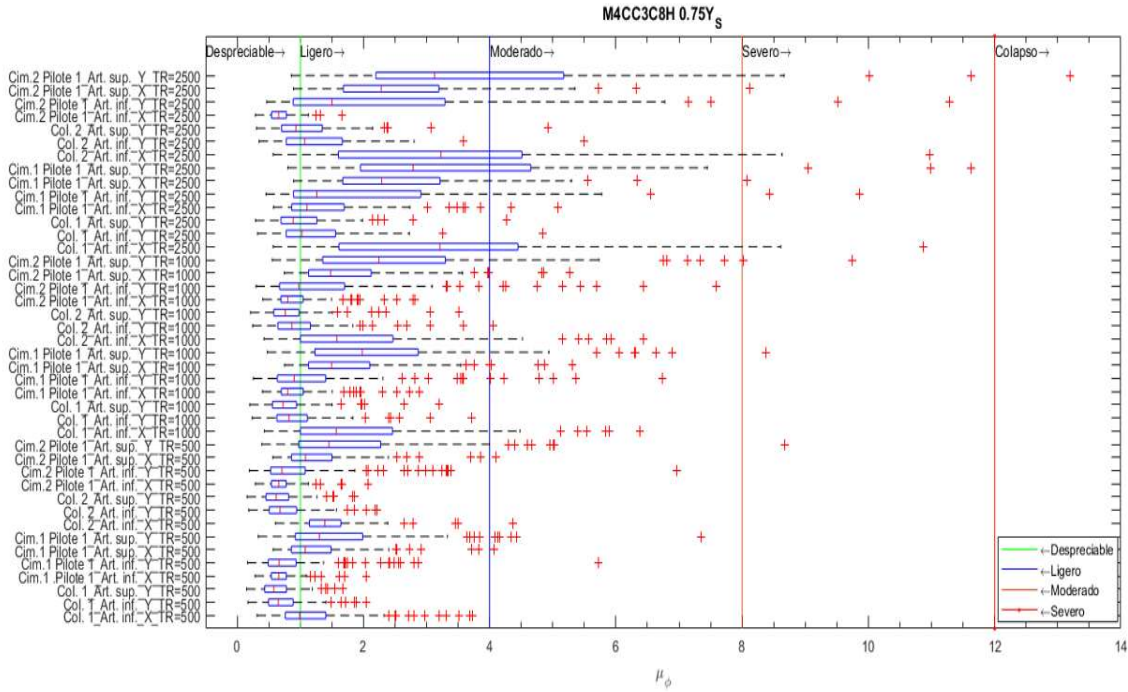


Fig. 4-36 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC3C08H MBF 0.75Y_s.

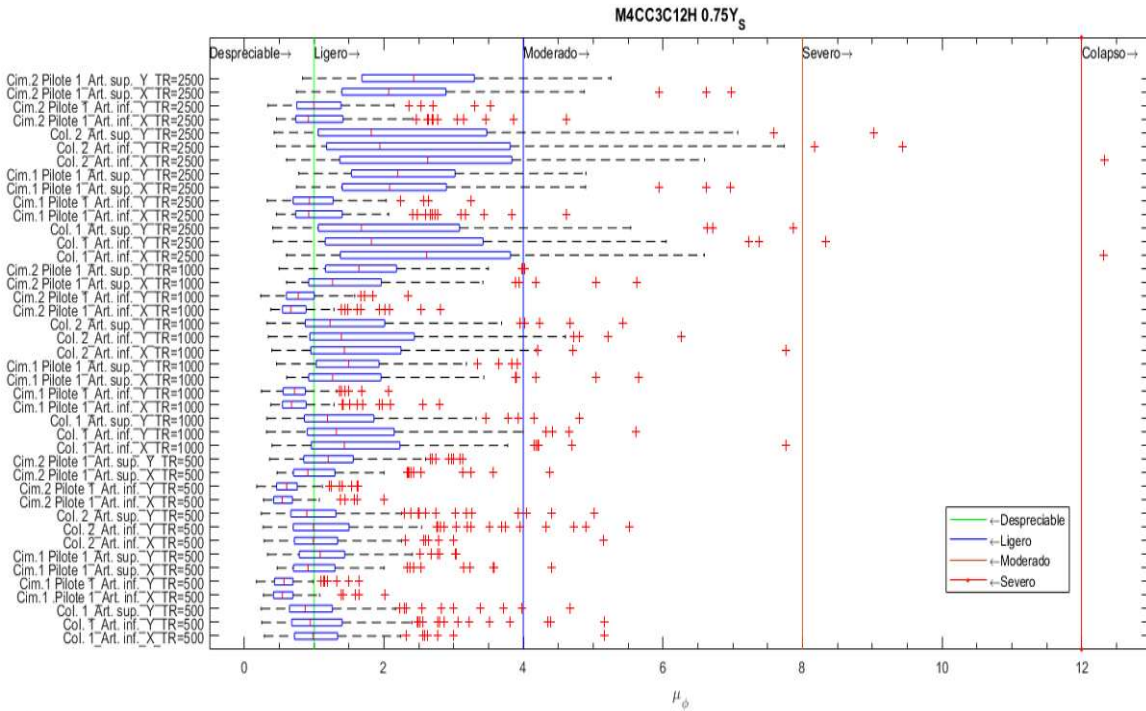


Fig. 4-37 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC3C12H MBF 0.75Y_s.

4.2.5. Modelos en base flexible con una profundidad de socavación de 5.0 m

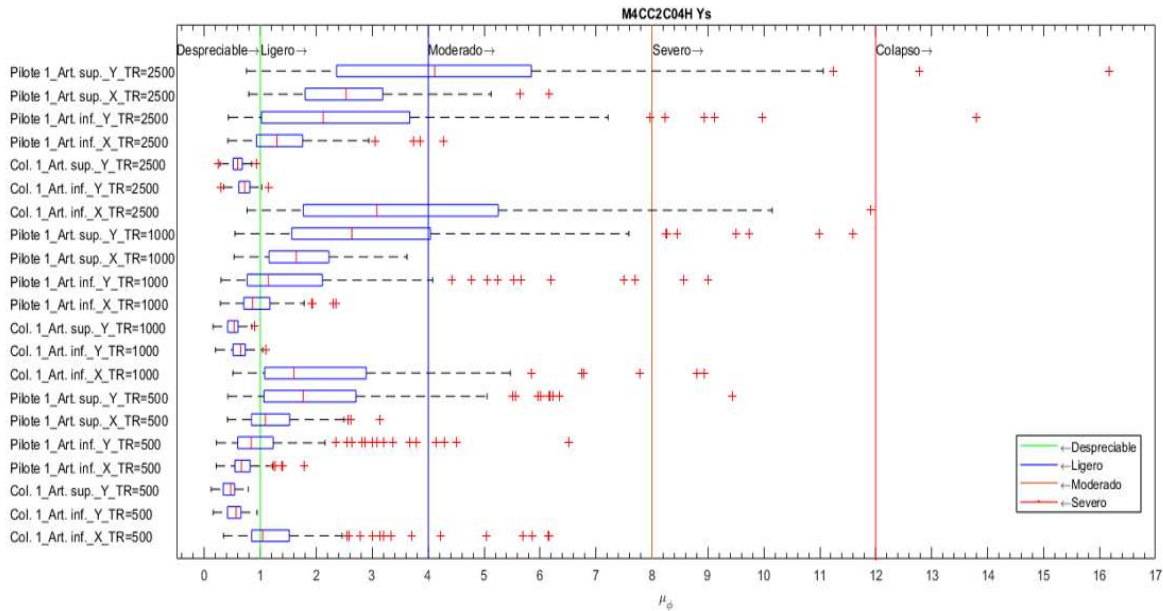


Fig. 4-38 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC2C04H MBF Y_s .

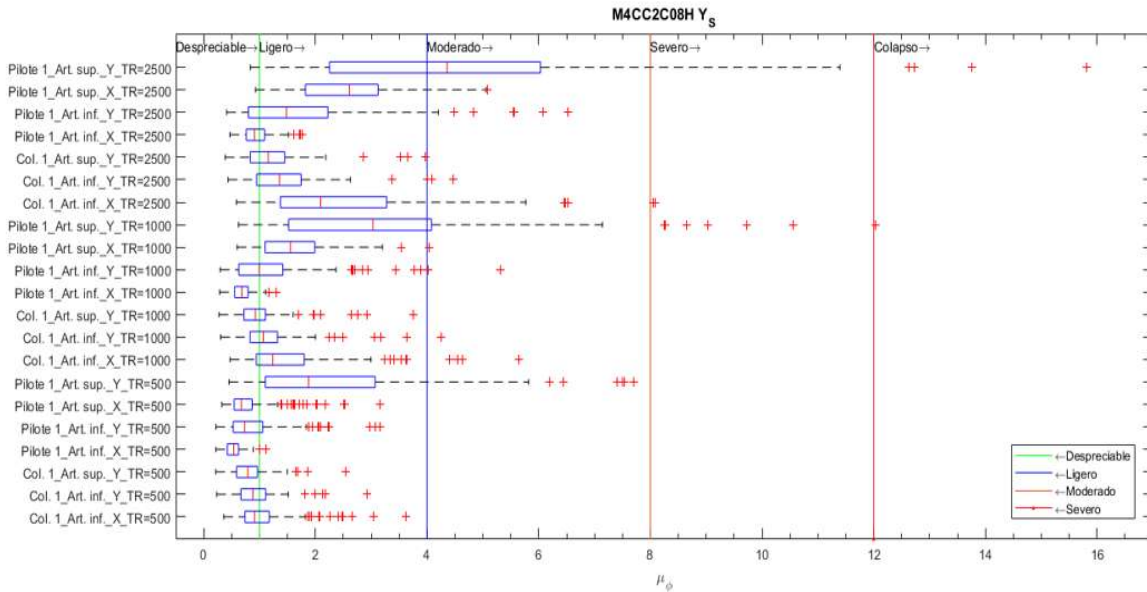


Fig. 4-39 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC2C08H MBF Y_s .

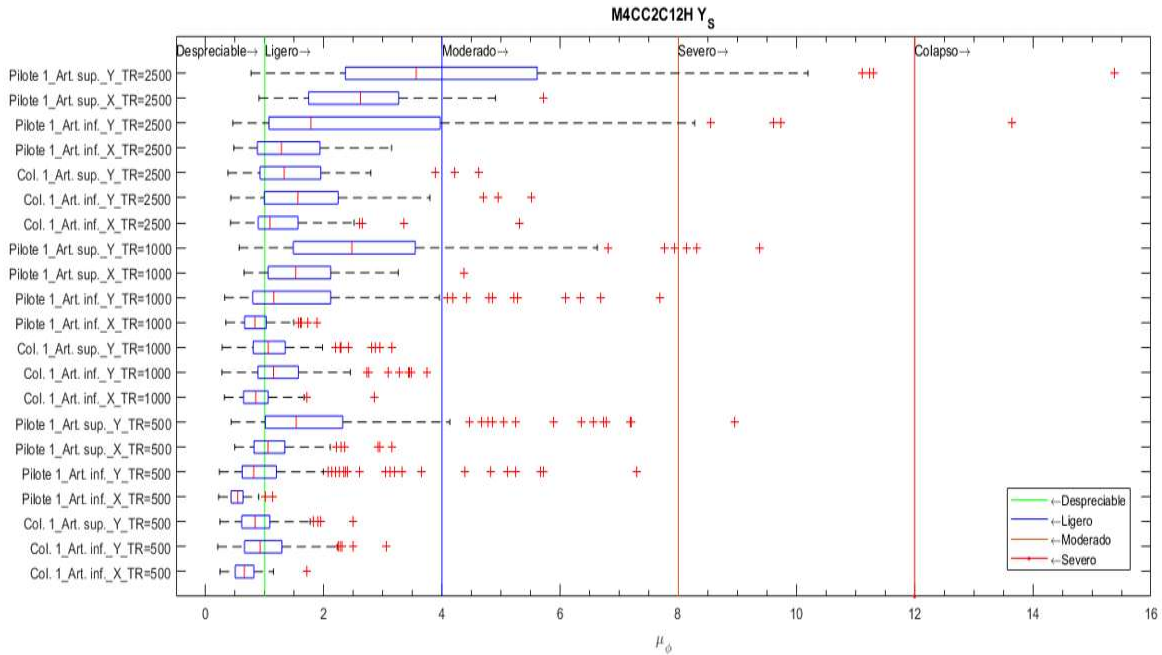


Fig. 4-40 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC2C12H MBF Y_s .

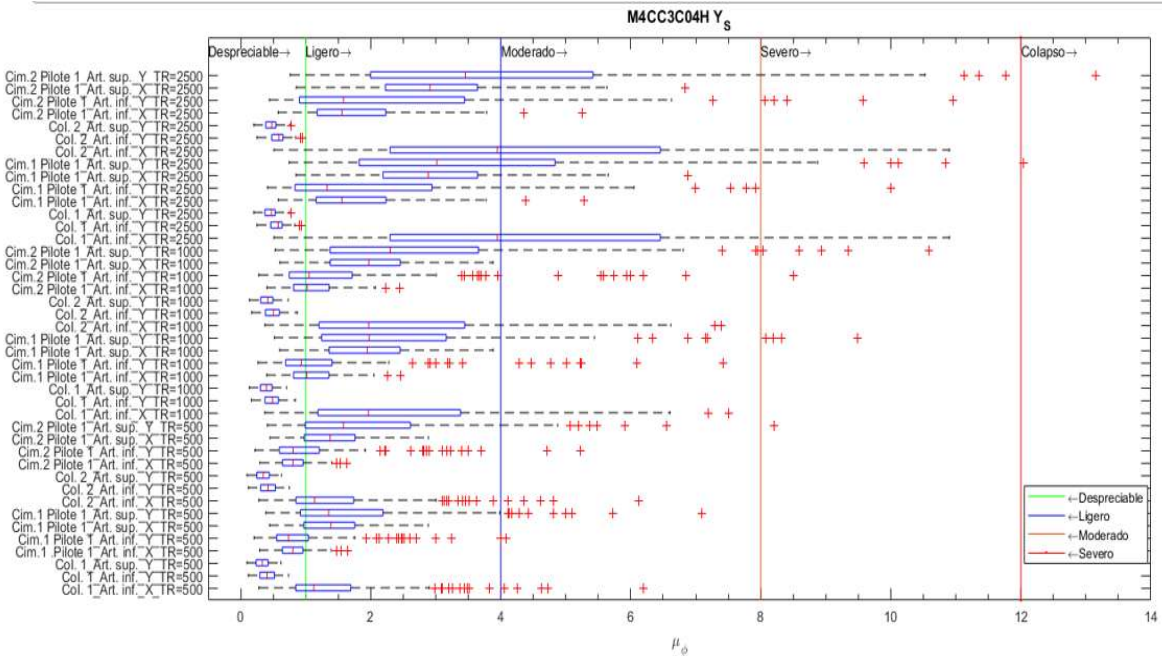


Fig. 4-41 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC3C04H MBF Y_s .

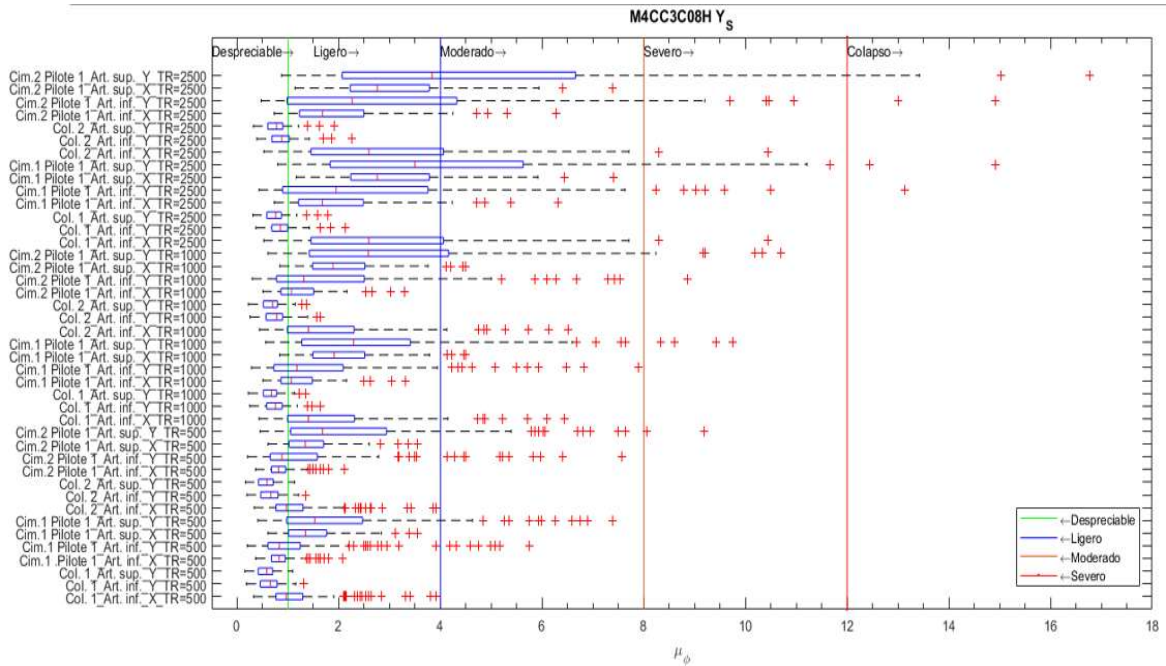


Fig. 4-42 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC3C08H MBF Y_s.

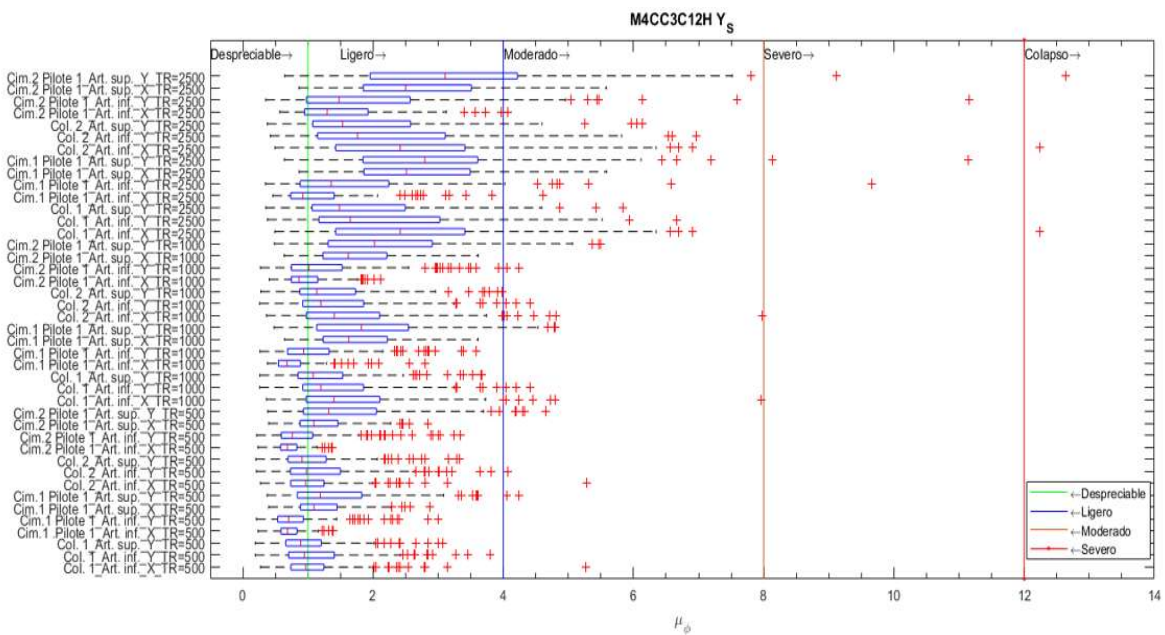


Fig. 4-43 Diagrama de caja de los análisis para cada periodo de retorno del modelo numérico M4CC3C12H MBF Y_s.

En los esquemas presentados en las Figs 4-14 a 4-43 , se observa que conforme cambia la altura y el número de claros, se puede presentar un cambio de la dirección en la que cada modelo es más susceptible ante una demanda sísmica, con la finalidad de presentar un mejor análisis de los resultados, en las Tabla 4-8 a Tabla 4-11 se reporta para cada modelo el valor de la mediana de la demanda de ductilidad por curvatura, además se agregó subíndice al valor de la mediana que indica la dirección de la componente sísmica que es más susceptible a alcanzar la falla, donde:

LP=Longitudinal en pila

TP=Transversal en pila

LC=Longitudinal en cimentación (pilote)

TC=Transversal en cimentación (pilote)

Tabla 4-8 Resumen del estado limite y dirección del mecanismo de colapso de los modelos con base rígida.

PUENTE	Tr500		Tr 1000		Tr 2500		Dirección del mecanismo de colapso
	M _e	Estado limite	M _e	Estado limite	M _e	Estado limite	
M4CC2C04H_MBR	1.67 _{LP}	Ligero	3.18 _{LP}	Ligero	5.11 _{LP}	Moderado	Longitudinal
M4CC2C08H_MBR	1.13 _{TP}	Ligero	1.70 _{LP}	Ligero	3.00 _{LP}	Ligero	Longitudinal
M4CC2C12H_MBR	1.05 _{TP}	Ligero	1.45 _{TP}	Ligero	2.11 _{TP}	Ligero	Trasversal
M4CC3C04H_MBR	1.45 _{LP}	Ligero	2.79 _{LP}	Ligero	4.84 _{LP}	Moderado	Longitudinal
M4CC3C08H_MBR	1.11 _{LP}	Ligero	1.73 _{LP}	Ligero	3.20 _{LP}	Ligero	Longitudinal
M4CC3C12H_MBR	1.10 _{TP}	Ligero	1.56 _{LP}	Ligero	2.74 _{LP}	Ligero	Longitudinal

Tabla 4-9 Resumen del estado limite y dirección del mecanismo de colapso de los modelos con una base flexible

PUENTE	Tr500		Tr 1000		Tr 2500		Dirección del mecanismo de colapso
	M _e	Estado limite	M _e	Estado limite	M _e	Estado limite	
M4CC2C04HMBF	1.73 _{LP}	Ligero	2.99 _{LP}	Ligero	5.38 _{LP}	Moderado	Long.
M4CC2C08HMBF	1.14 _{TP}	Despreciable	1.61 _{TP}	Ligero	2.86 _{LP}	Ligero	Trasv.
M4CC2C12HMBF	1.03 _{TP}	Despreciable	1.39 _{TP}	Ligero	2.01 _{TP}	Ligero	Trasv.
M4CC3C04HMBF	1.51 _{LP}	Ligero	2.79 _{LP}	Ligero	5.32 _{LP}	Moderado	Long.
M4CC3C08HMBF	1.06 _{LP}	Ligero	1.64 _{LP}	Ligero	3.32 _{LP}	Ligero	Long.
M4CC3C12HMBF	1.16 _{LP}	Ligero	1.70 _{LP}	Ligero	2.95 _{LP}	Ligero	Long.

Tabla 4-10 Resumen del estado limite y dirección del mecanismo de colapso de los modelos con una base flexible con un tirante de socavación de 2.5 metros.

PUENTE	Tr500		Tr 1000		Tr 2500		Dirección del mecanismo de colapso
	M _e	Estado limite	M _e	Estado limite	M _e	Estado limite	
M4CC2C04H_0.5Y _S	1.36 _{LP}	Ligero	2.46 _{LP}	Ligero	4.97 _{LP}	Moderado	Longitudinal
M4CC2C08H_0.5Y _S	1.09 _{TC}	Ligero	1.52 _{LP}	Ligero	2.65 _{LP}	Ligero	Longitudinal
M4CC2C12H_0.5Y _S	1.53 _{TC}	Ligero	1.31 _{TP}	Ligero	1.92 _{TP}	Ligero	Trasversal
M4CC3C04H_0.5Y _S	1.33 _{LP}	Ligero	2.83 _{LP}	Ligero	5.45 _{LP}	Moderado	Longitudinal
M4CC3C08H_0.5Y _S	1.15 _{TC}	Ligero	1.75 _{TC}	Ligero	3.08 _{LP}	Ligero	Trasversal
M4CC3C12H_0.5Y _S	1.09 _{TP}	Ligero	1.56 _{LP}	Ligero	2.70 _{LP}	Ligero	Longitudinal

Tabla 4-11 Resumen del estado limite y dirección del mecanismo de colapso de los modelos con una base flexible con un tirante de socavación de 3.75 metros.

PUENTE	Tr500		Tr 1000		Tr 2500		Dirección del mecanismo de colapso
	M _e	Estado limite	M _e	Estado limite	M _e	Estado limite	
M4CC2C04H_0.75Y _S	1.38 _{TC}	Ligero	2.12 _{LP}	Ligero	4.60 _{LP}	Moderado	Longitudinal
M4CC2C08H_0.75Y _S	0.96 _{TP}	Ligero	2.15 _{TC}	Ligero	3.21 _{TC}	Ligero	Trasversal
M4CC2C12H_0.75Y _S	1.31 _{TC}	Ligero	1.90 _{TC}	Ligero	2.77 _{TC}	Ligero	Trasversal
M4CC3C04H_0.75Y _S	1.34 _{TC}	Ligero	2.59 _{LP}	Ligero	4.99 _{LP}	Moderado	Longitudinal
M4CC3C08H_0.75Y _S	1.45 _{TC}	Ligero	2.25 _{TC}	Ligero	3.23 _{LP}	Ligero	Trasversal
M4CC3C12H_0.75Y _S	1.20 _{TC}	Ligero	1.64 _{TC}	Ligero	2.63 _{LP}	Moderado	Trasversal

Tabla 4-12 Resumen del estado limite y dirección del mecanismo de colapso de los modelos con una base flexible con un tirante de socavación de 5.0 metros.

PUENTE	Tr500		Tr 1000		Tr 2500		Dirección del mecanismo de colapso
	M _e	Estado limite	M _e	Estado limite	M _e	Estado limite	
M4CC2C04H_Ys	1.76 _{TC}	Ligero	2.63 _{TC}	Ligero	4.12 _{TC}	Moderado	Trasversal
M4CC2C08H_Ys	1.87 _{TC}	Ligero	3.03 _{TC}	Ligero	4.36 _{TC}	Moderado	Trasversal
M4CC2C12H_Ys	1.53 _{TC}	Ligero	2.47 _{TC}	Ligero	3.56 _{TC}	Ligero	Trasversal
M4CC3C04H_Ys	1.58 _{TC}	Ligero	2.30 _{TC}	Ligero	3.94 _{LP}	Ligero	Trasversal
M4CC3C08H_Ys	1.67 _{TC}	Ligero	2.58 _{TC}	Ligero	3.83 _{TC}	Ligero	Trasversal
M4CC3C12H_Ys	1.32 _{TC}	Ligero	2.02 _{TC}	Ligero	3.10 _{TC}	Ligero	Trasversal

Con base en los resultados obtenidos de los análisis dinámicos no lineales, se puede llegar a relacionar la demanda de ductilidad por curvatura (μ_ϕ) como función de una medida de intensidad (M) que la origino, en nuestro caso la M es la S_a asociada al periodo fundamental de la estructura, por lo que se busca una función que relacione a S_a vs μ_ϕ , lo que se logra mediante un análisis de regresión que permite obtener una función para estimar en forma analítica la demanda μ_ϕ para una S_a esperada. De acuerdo con Wang, Padgett, & Dueñas (2014) el tipo de función que presenta un buen ajuste es la función potencial (Ec. 4-2), mientras que López Chávez & Jara Guerrero (2013) proponen la función potencial y la exponencial (Ec. 4-3), estas diferencias están asociadas a la fuente sísmica, por lo que en esta investigación se estudiaron ambas funciones para los análisis de regresiones y con base en los resultados evaluar y definir cuál de ellas permite estimar la demanda con mejor aproximación, lo cual se realiza mediante el coeficiente de determinación R^2 .

$$\mu_\phi = \beta_1 S_a^{\beta_2} \quad \text{Ec. 4-2}$$

$$\mu_\phi = \beta_1 e^{\beta_2 S_a} \quad \text{Ec. 4-3}$$

Donde:

μ_ϕ = Ductilidad por curvatura

S_a = Pseudo-aceleración espectral asociada con el periodo fundamental de la estructura.

β_1 = Constante 1 de la regresión potencial o exponencial

β_1 = Constante 2 de la regresión potencial o exponencial

Adicionalmente se busca establecer una función que involucre la capacidad de representar la respuesta para cualquier nivel de socavación, de acuerdo con Wang, Padgett, & Dueñas (2014), a la función analítica (Ec. 4-2 ó Ec. 4-3) se debe afectar por un polinomio de segundo grado que esté en función de y_s (ver Ec. 4-4), para desarrollar la función adecuada para las variables del problema se desarrolla un análisis de regresión no lineal múltiple mediante el software Matlab en su versión 2017.

$$\mu_\varphi = F.A.* (\beta_3 y_s^2 + \beta_4 y_s + 1) \quad \text{Ec. 4-4}$$

Donde:

F.A. = Función analítica empleada (potencial o exponencial)

β_3 = Constante obtenida de la regresión no lineal múltiple

β_4 = Constante obtenida de la regresión no lineal múltiple

y_s = Tirante de socavación

μ_φ = Ductilidad por curvatura

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de los análisis de regresión no lineal múltiple, resumiéndose las constantes resultantes de las regresiones para las funciones de demanda y el parámetro R^2 correspondiente a cada caso de estudio; los resultados se presentan en gráficas que muestran la relación entre la S_a y la demanda de μ_φ , al final de cada sección se reporta la función analítica general para cada caso de estudio.

4.3. Modelo de 2 claros 4 metros de altura M4CC2C04H

Tabla 4-13 Constantes de la regresiones potencial y exponencial para la dirección longitudinal

Componente	Modelo	$\mu_\phi = \beta_1 S_a^{\beta_2}$			$\mu_\phi = \beta_1 e^{\beta_2 S_a}$		
		Regresión Potencial			Regresión Exponencial		
		β_1	β_2	R ²	β_1	β_2	R ²
Pila	MBR	7.1E-05	1.594	0.886	0.538	1.98E-03	0.840
Pila	MBF	1.6E-04	1.463	0.842	0.679	1.62E-03	0.765
Pila	0.5y _s	2.4E-05	1.725	0.916	0.440	1.98E-03	0.855
Pilote	0.5y _s	0.770	0.040	0.001	0.926	9.61E-05	0.005
Pila	0.75y _s	1.8E-05	1.757	0.907	0.357	2.14E-03	0.890
Pilote	0.75y _s	0.116	0.359	0.112	0.871	4.46E-04	0.114
Pila	y _s	6.2E-05	1.548	0.893	0.339	2.01E-03	0.892
Pilote	y _s	0.005	0.793	0.529	0.379	1.02E-03	0.532

Tabla 4-14 Constantes de la regresiones potencial y exponencial para la dirección transversal

Componente	Modelo	$\mu_\phi = \beta_1 S_a^{\beta_2}$			$\mu_\phi = \beta_1 e^{\beta_2 S_a}$		
		Regresión Potencial			Regresión Exponencial		
		β_1	β_2	R ²	β_1	β_2	R ²
Pila	MBR	2.13E-04	0.126	0.845	0.538	1.98E-03	0.840
Pila	MBF	4.76E-04	1.157	0.717	0.275	1.55E-03	0.805
Pila	0.5y _s	1.42E-04	1.322	0.904	0.197	1.81E-03	0.904
Pilote	0.5y _s	8.38E-03	0.794	0.457	0.621	1.14E-03	0.519
Pila	0.75y _s	1.58E-03	0.937	0.918	0.280	1.22E-03	0.771
Pilote	0.75y _s	6.28E-04	1.241	0.782	0.526	1.79E-03	0.805
Pila	y _s	7.40E-03	0.681	0.815	0.305	9.48E-04	0.619
Pilote	y _s	3.81E-04	1.371	0.839	0.595	2.11E-03	0.777

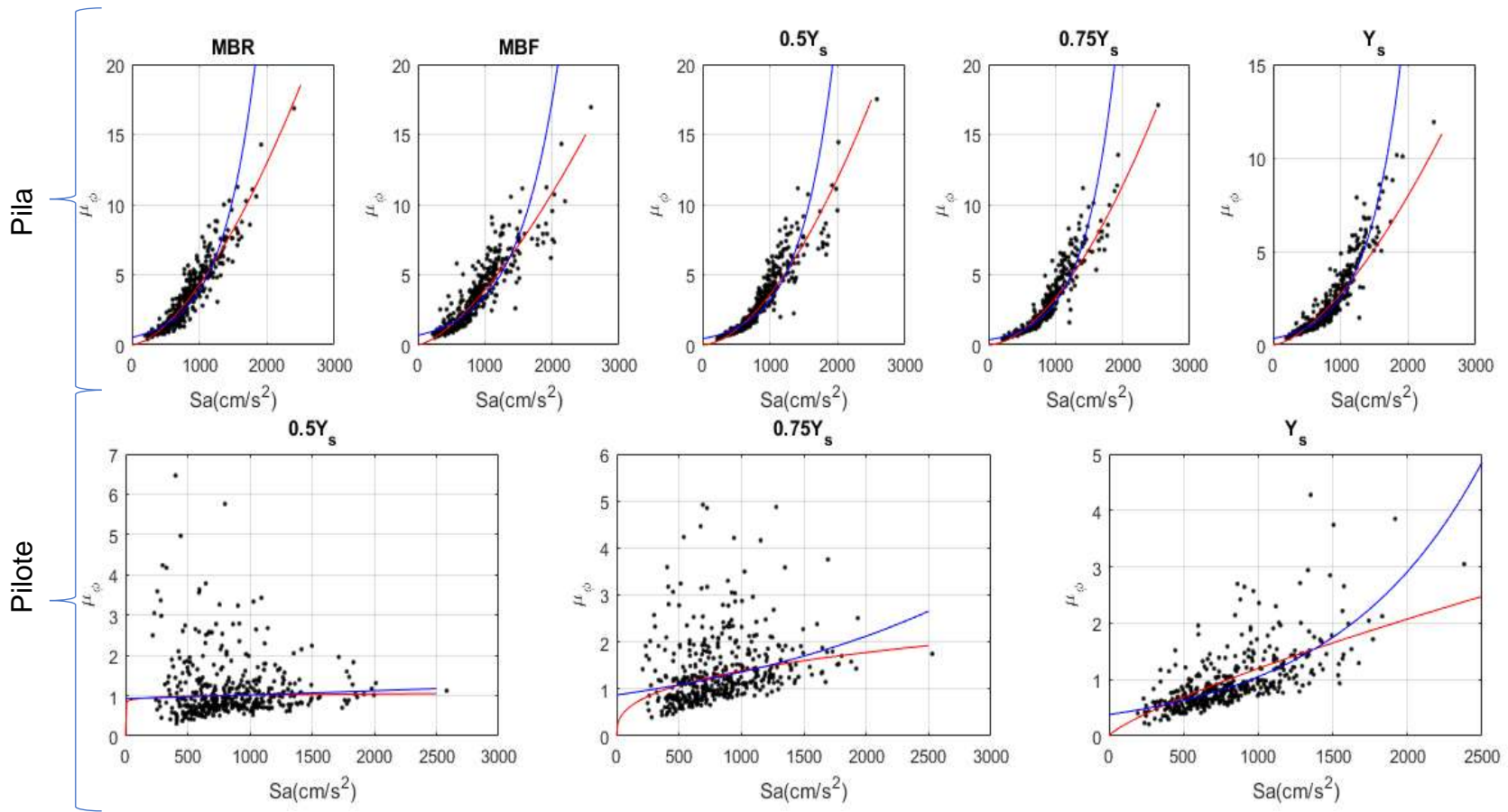


Fig. 4-44 Regresiones potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), para la pila y el pilote en la dirección longitudinal, modelo M4CC2C04H.

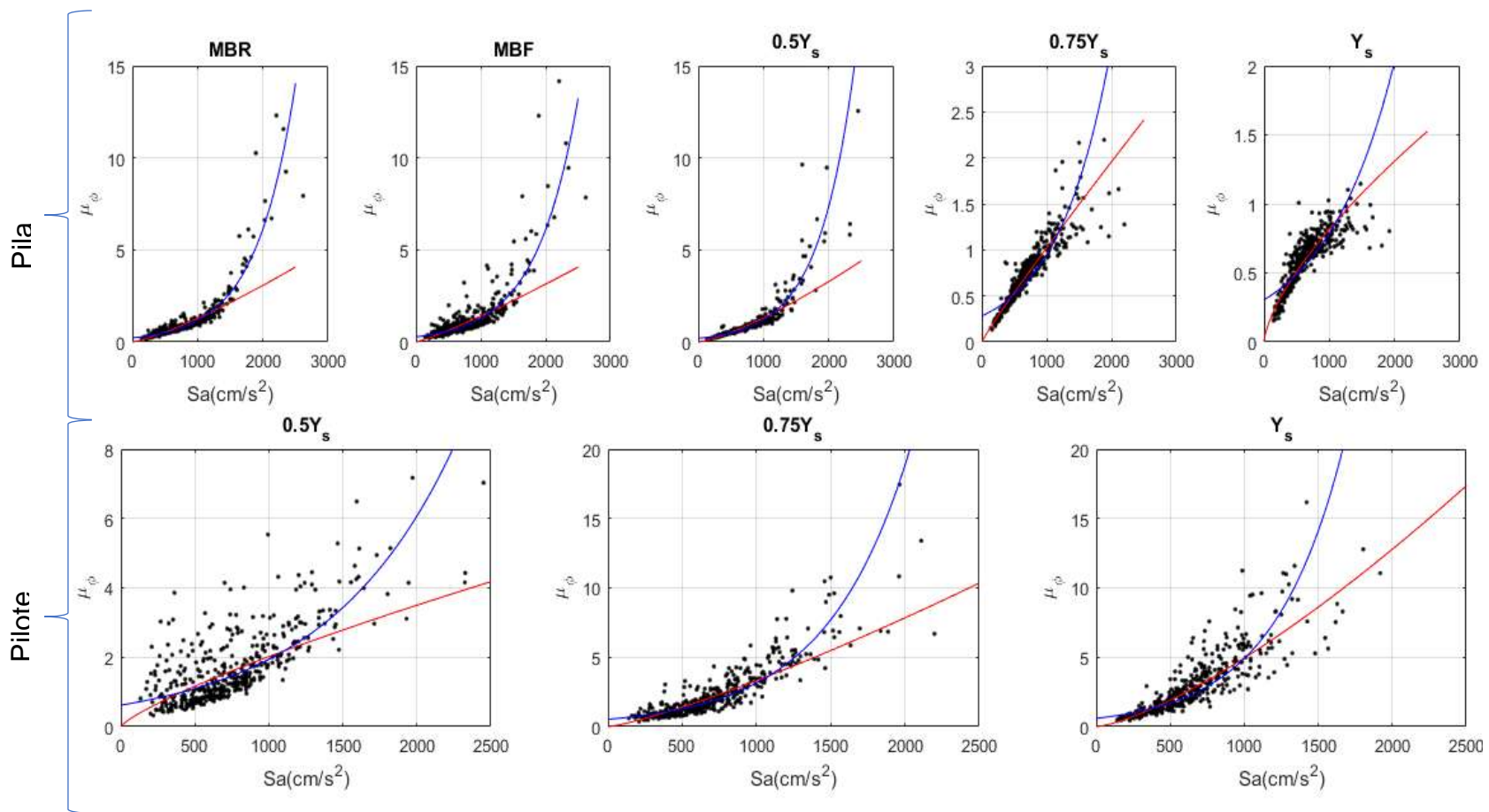


Fig. 4-45 Regresiones potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), para la pila y el pilote en la dirección transversal, modelo M4CC2C04H.

4.4. Modelo de 2 claros 8 metros de altura M4CC2C08H

Tabla 4-15 Constantes de la regresiones potencial y exponencial para la dirección longitudinal

Componente	Modelo	$\mu_\varphi = \beta_1 S_a^{\beta_2}$			$\mu_\varphi = \beta_1 e^{\beta_2 S_a}$		
		Regresión Potencial			Regresión Exponencial		
		β_1	β_2	R ²	β_1	β_2	R ²
Pila	MBR	0.002515	1.34	0.887	0.409	0.0018	0.8995
Pila	MBF	0.0003647	1.246	0.831	0.34	0.001722	0.879
Pila	0.5y _s	0.0006637	1.187	0.814	0.4382	0.001669	0.883
Pilote	0.5y _s	2.933	-0.1776	0.00206	1.033	-0.0001476	0.0079
Pila	0.75y _s	0.000336	1.276	0.875	0.3642	0.001786	0.929
Pilote	0.75y _s	0.02445	0.5527	0.107	0.5024	0.0007789	0.115
Pila	y _s	0.0004021	1.237	0.876	0.3498	0.001739	0.919
Pilote	y _s	0.04744	0.5013	0.122	0.6834	0.0008046	0.1601

Tabla 4-16 Constantes de la regresiones potencial y exponencial para la dirección transversal

Componente	Modelo	$\mu_\varphi = \beta_1 S_a^{\beta_2}$			$\mu_\varphi = \beta_1 e^{\beta_2 S_a}$		
		Regresión Potencial			Regresión Exponencial		
		β_1	β_2	R ²	β_1	β_2	R ²
Pila	MBR	0.0005525	1.229	0.837	0.4456	0.001733	0.843
Pila	MBF	0.0007278	1.165	0.767	0.3882	0.001738	0.804
Pila	0.5y _s	0.0003262	1.321	0.845	0.3802	0.002068	0.856
Pilote	0.5y _s	0.07465	0.4575	0.201	0.8645	0.0007097	0.2
Pila	0.75y _s	0.0004598	1.257	0.845	0.349	0.002108	0.857
Pilote	0.75y _s	0.0001162	1.447	0.477	0.2503	0.002361	0.457
Pila	y _s	0.005679	0.8272	0.746	0.4716	0.001288	0.626
Pilote	y _s	0.0005953	1.332	0.783	0.6978	0.002154	0.709

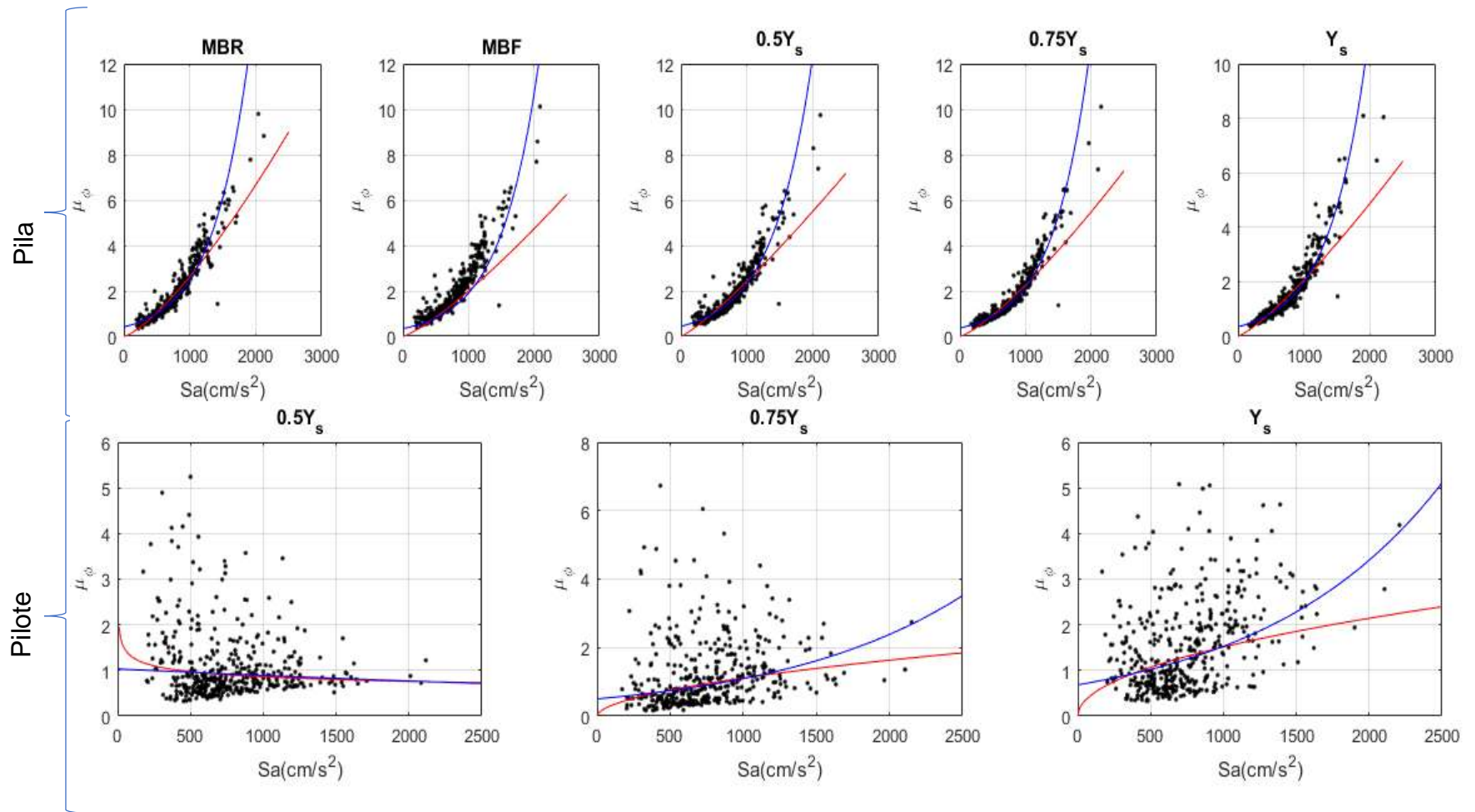


Fig. 4-46 Regresiones potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), para la pila y el pilote en la dirección longitudinal, modelo M4CC2C08H.

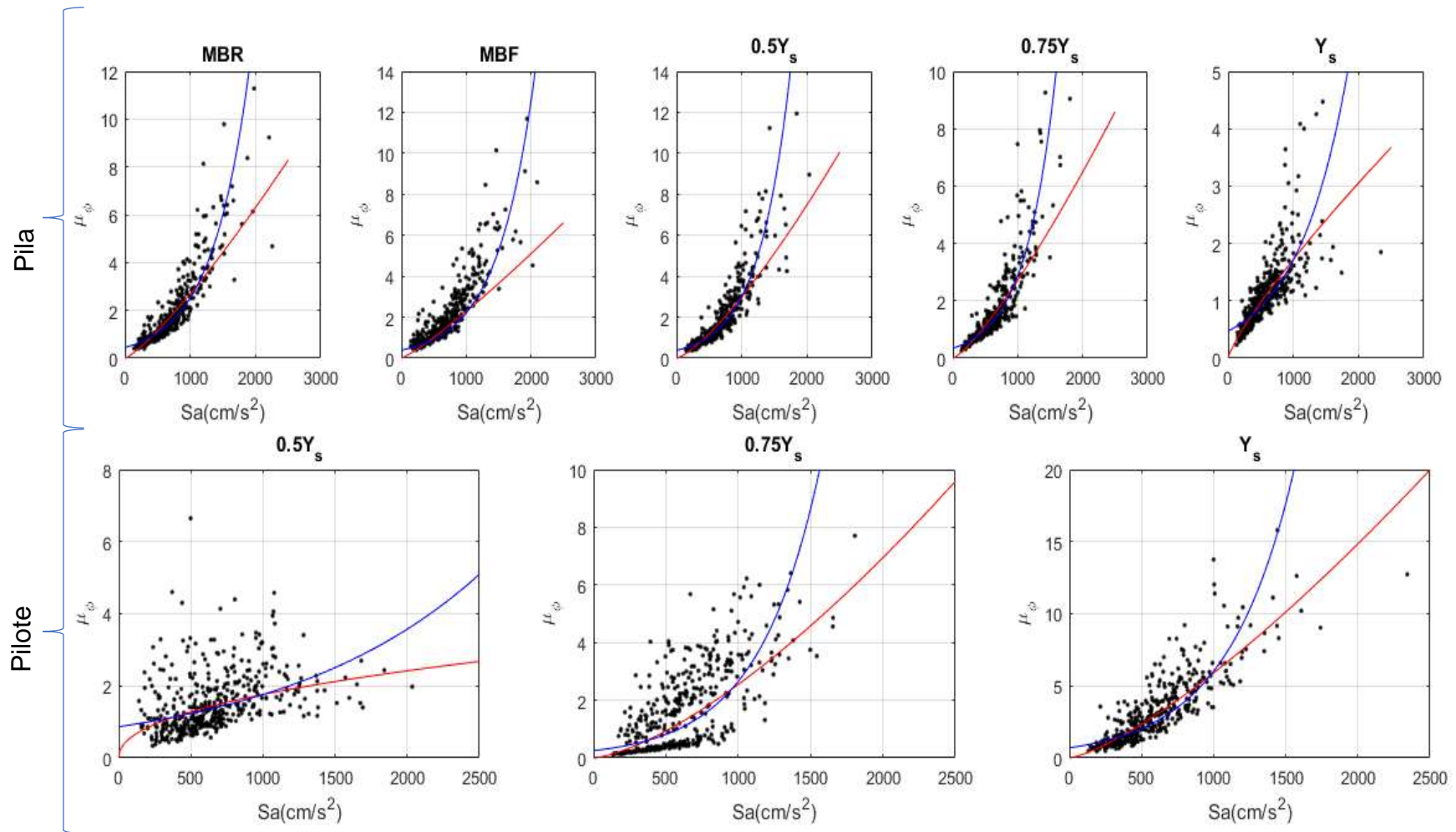


Fig. 4-47 Regresiones potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), para la pila y el pilote en la dirección transversal, modelo M4CC2C08H.

4.5. Modelo de 2 claros 12 metros de altura M4CC2C12H

Tabla 4-17 Constantes de la regresiones potencial y exponencial para la dirección longitudinal

Componente	Modelo	$\mu_\varphi = \beta_1 S_a^{\beta_2}$			$\mu_\varphi = \beta_1 e^{\beta_2 S_a}$		
		Regresión Potencial			Regresión Exponencial		
		β_1	β_2	R ²	β_1	β_2	R ²
Pila	MBR	0.0008054	1.087	0.921	0.303	0.001557	0.943
Pila	MBF	0.001198	0.9881	0.874	0.256	0.001448	0.921
Pila	0.5y _s	0.004836	0.8165	0.724	0.3882	0.001263	0.834
Pilote	0.5y _s	2.946	-0.1881	0.0018	0.9503	-0.0001233	0.0038
Pila	0.75y _s	0.002056	0.9302	0.873	0.3165	0.001383	0.933
Pilote	0.75y _s	0.7629	0.07379	0.0032	1.054	0.0002157	0.0131
Pila	y _s	0.001519	0.9683	0.913	0.2931	0.001412	0.923
Pilote	y _s	0.07105	0.4672	0.17	0.8802	0.0007128	0.189

Tabla 4-18 Constantes de la regresiones potencial y exponencial para la dirección transversal

Componente	Modelo	$\mu_\varphi = \beta_1 S_a^{\beta_2}$			$\mu_\varphi = \beta_1 e^{\beta_2 S_a}$		
		Regresión Potencial			Regresión Exponencial		
		β_1	β_2	R ²	β_1	β_2	R ²
Pila	MBR	0.00122	1.122	0.846	0.4462	0.001909	0.85
Pila	MBF	0.0009585	1.129	0.835	0.3683	0.001891	0.808
Pila	0.5y _s	0.001327	1.11	0.766	0.4567	0.001864	0.7062
Pilote	0.5y _s	0.07577	0.4832	0.2032	1.016	0.0007167	0.1463
Pila	0.75y _s	0.0008866	1.18	0.877	0.4111	0.002089	0.8
Pilote	0.75y _s	0.01476	0.776	0.512	0.857	0.001332	0.439
Pila	y _s	0.004318	0.9155	0.816	0.4756	0.00172	0.683
Pilote	y _s	0.002232	1.136	0.731	0.7227	0.002245	0.677

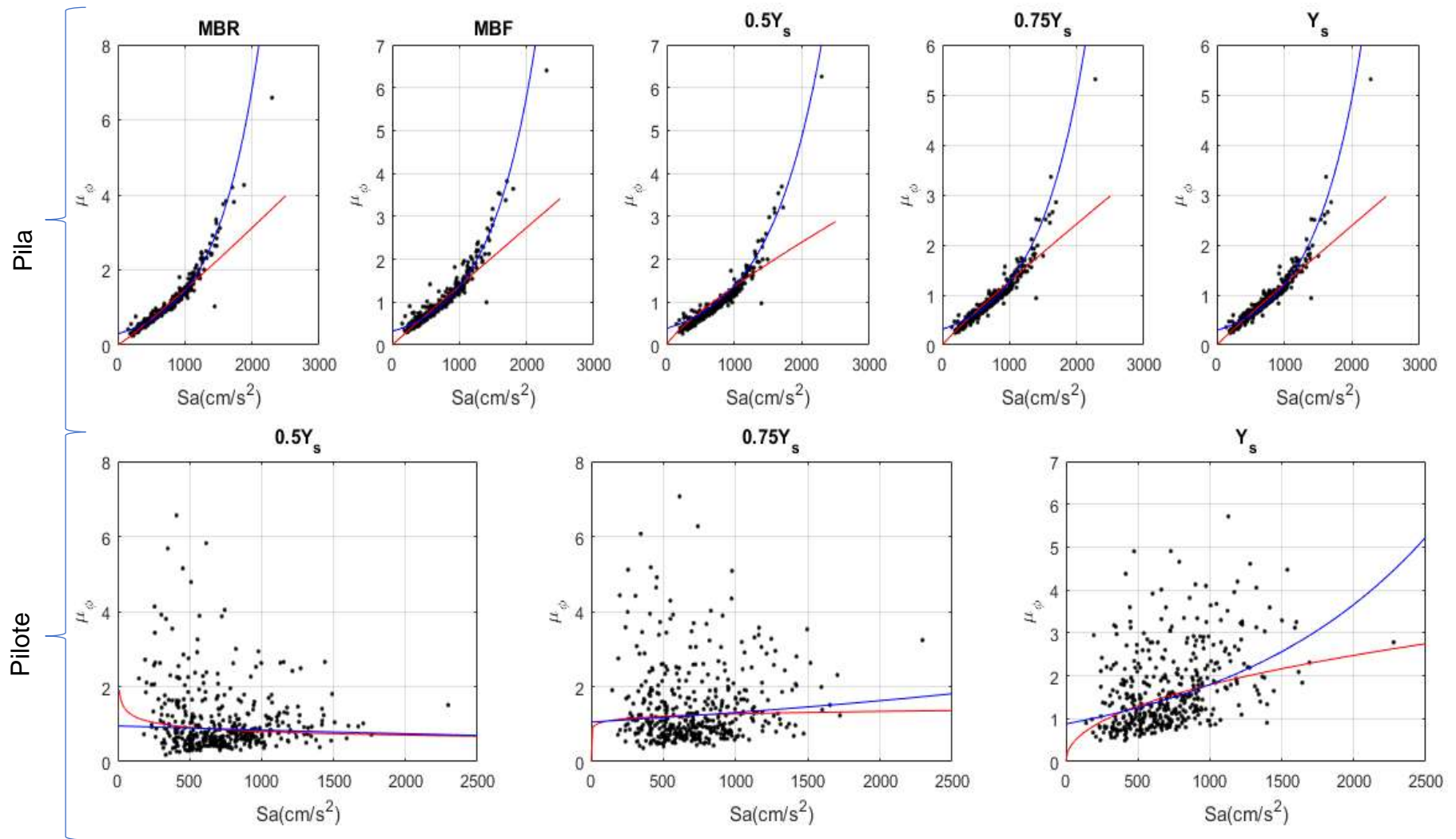


Fig. 4-48 Regresiones potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), para la pila y el pilote en la dirección longitudinal, modelo M4CC2C12H.

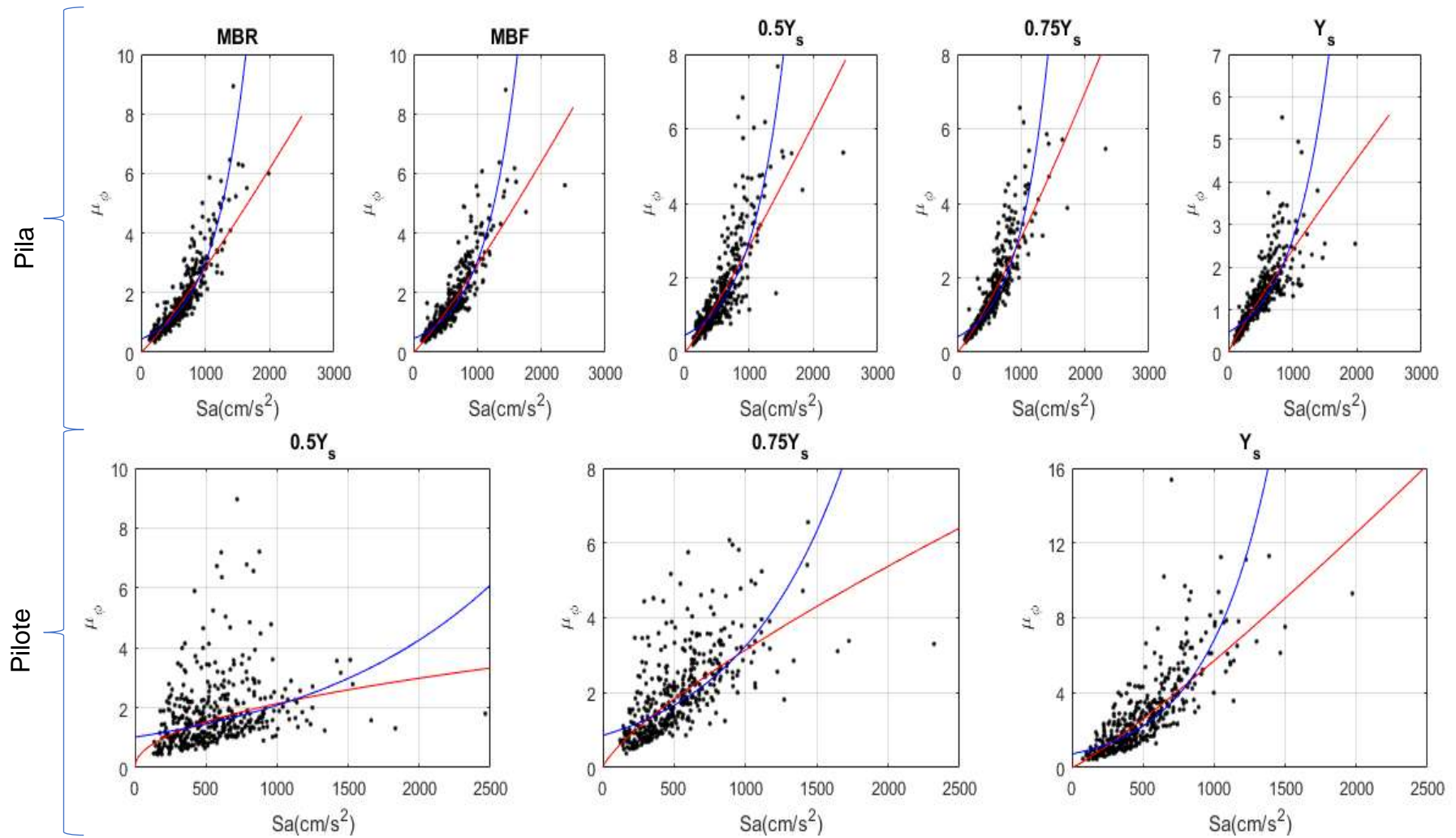


Fig. 4-49 Regresiones potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), para la pila y el pilote en la dirección transversal, modelo M4CC2C12H

4.6. Modelo de 3 claros 4 metros de altura M4CC3C04H

Tabla 4-19 Constantes de la regresiones potencial y exponencial para la dirección longitudinal

Componente	Modelo	$\mu_\varphi = \beta_1 S_a^{\beta_2}$			$\mu_\varphi = \beta_1 e^{\beta_2 S_a}$		
		Regresión Potencial			Regresión Exponencial		
		β_1	β_2	R ²	β_1	β_2	R ²
Pila	MBR	6.50E-05	1.59	0.839	0.5204	0.001883	0.767
Pila	MBF	0.0001443	1.482	0.769	0.5673	0.001872	0.53369
Pila	0.5y _s	2.88E-05	1.721	0.863	0.4152	0.002211	0.803
Pilote	0.5y _s	1.49	-0.04457	0.0017	1.114	-2.09E-06	2.00E-06
Pila	0.75y _s	3.30E-05	1.699	0.837	0.4009	0.002247	0.788
Pilote	0.75y _s	0.2207	0.2851	0.04499	1.034	0.0004208	0.088
Pila	y _s	8.31E-05	1.546	0.822	0.3906	0.002179	0.807
Pilote	y _s	0.01658	0.7207	0.45	0.8536	0.001017	0.443

Tabla 4-20 Constantes de la regresiones potencial y exponencial para la dirección transversal

Componente	Modelo	$\mu_\varphi = \beta_1 S_a^{\beta_2}$			$\mu_\varphi = \beta_1 e^{\beta_2 S_a}$		
		Regresión Potencial			Regresión Exponencial		
		β_1	β_2	R ²	β_1	β_2	R ²
Pila	MBR	0.002276	0.8864	0.531	0.2901	0.001215	0.611
Pila	MBF	0.001941	0.91	0.573	0.2743	0.001284	0.6534
Pila	0.5y _s	0.000454	1.105	0.922	0.1839	0.001577	0.915
Pilote	0.5y _s	0.01335	0.7205	0.366	0.6122	0.001157	0.459
Pila	0.75y _s	0.001742	0.8851	0.908	0.218	0.001237	0.791
Pilote	0.75y _s	0.001495	1.095	0.6976	0.5207	0.00171	0.726
Pila	y _s	0.005774	0.6856	0.784	0.229	0.001047	0.636
Pilote	y _s	0.0007083	1.254	0.79	0.5242	0.002116	0.783

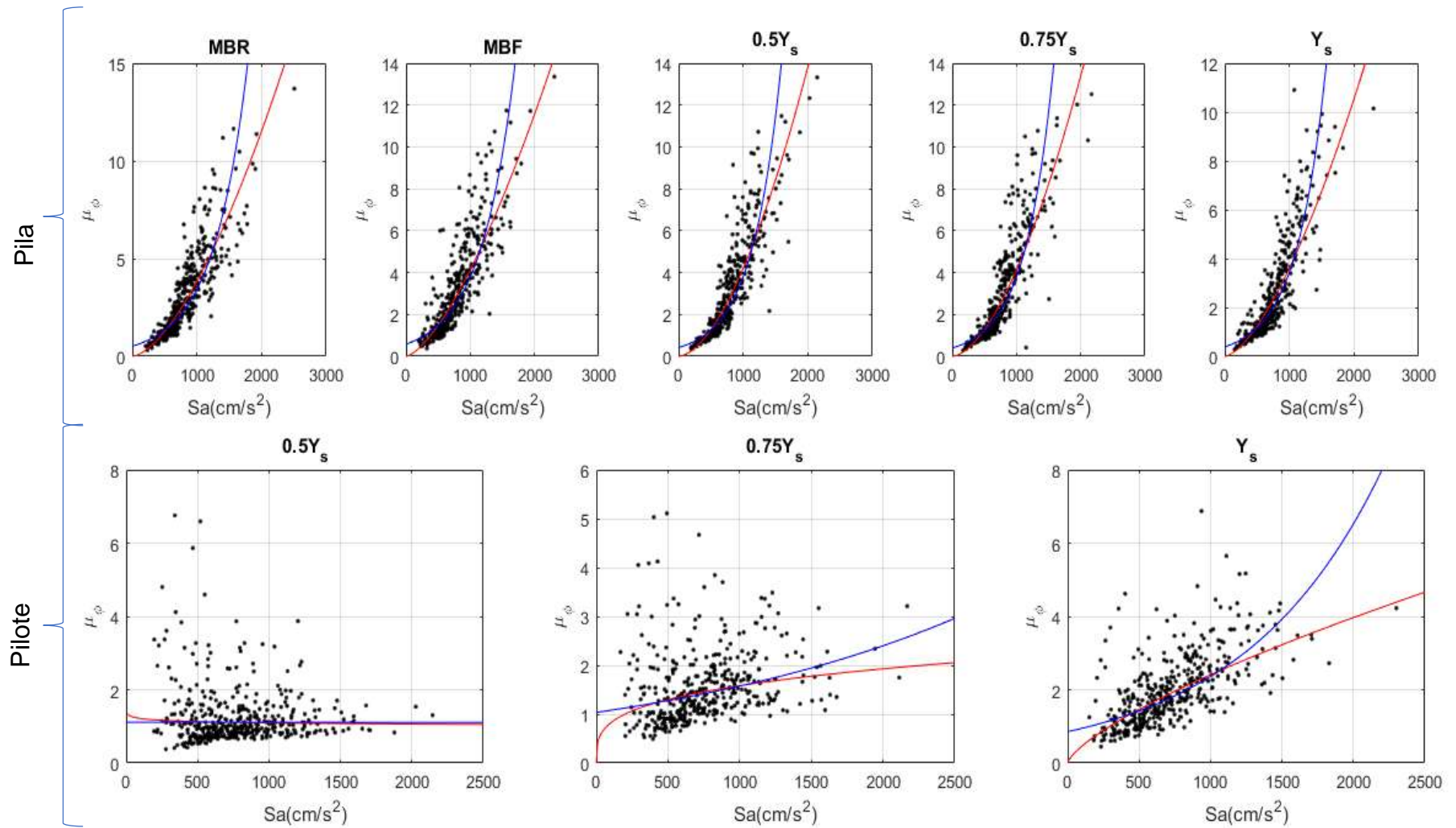


Fig. 4-50 Regresiones potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), para la pila y el pilote en la dirección longitudinal, modelo M4CC3C04H.

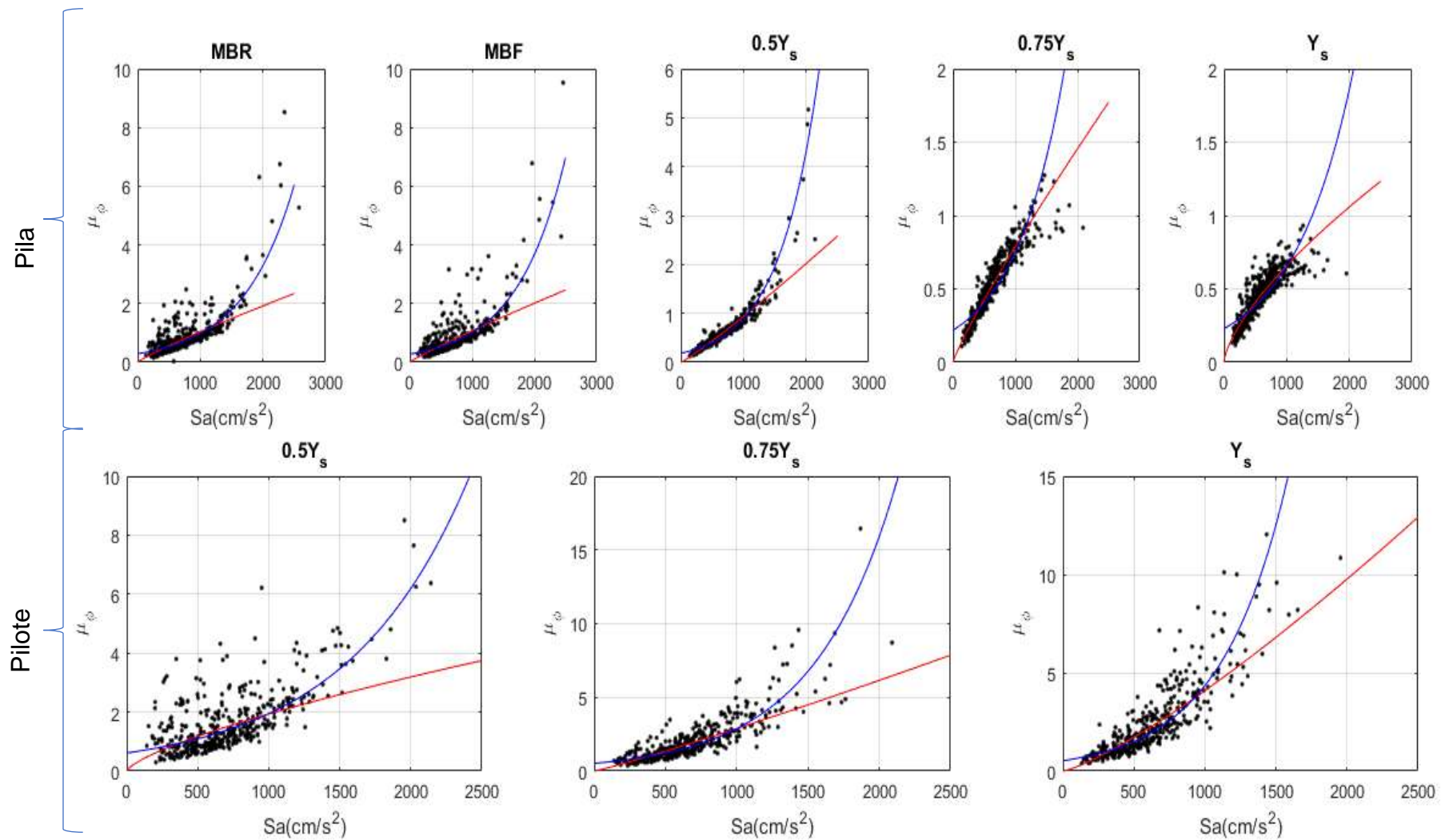


Fig. 4-51 Regresiones potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), para la pila y el pilote en la dirección transversal, modelo M4CC3C04H.

4.7. Modelo de 3 claros 8 metros de altura M4CC3C08H

Tabla 4-21 Constantes de la regresiones potencial y exponencial para la dirección longitudinal

Componente	Modelo	$\mu_\varphi = \beta_1 S_a^{\beta_2}$			$\mu_\varphi = \beta_1 e^{\beta_2 S_a}$		
		Regresión Potencial			Regresión Exponencial		
		β_1	β_2	R ²	β_1	β_2	R ²
Pila	MBR	0.0001838	1.422	0.88	0.3885	0.002183	0.777
Pila	MBF	0.0002657	1.367	0.815	0.3886	0.002208	0.826
Pila	0.5y _s	0.0002944	1.352	0.846	0.3864	0.002232	0.866
Pilote	0.5y _s	4.612	-0.2196	0.03	1.314	-0.0002239	0.012
Pila	0.75y _s	0.0001835	1.42	0.871	0.3395	0.002377	0.89
Pilote	0.75y _s	1.127	0.04799	0.0018	1.372	0.0001705	0.0084
Pila	y _s	0.00028	1.347	0.851	0.332	0.002346	0.894
Pilote	y _s	0.1113	0.441	0.171	1.102	0.0008066	0.198

Tabla 4-22 Constantes de la regresiones potencial y exponencial para la dirección transversal

Componente	Modelo	$\mu_\varphi = \beta_1 S_a^{\beta_2}$			$\mu_\varphi = \beta_1 e^{\beta_2 S_a}$		
		Regresión Potencial			Regresión Exponencial		
		β_1	β_2	R ²	β_1	β_2	R ²
Pila	MBR	0.001119	1.062	0.855	0.3406	0.001596	0.827
Pila	MBF	0.002252	0.9676	0.663	0.3775	0.001589	0.746
Pila	0.5y _s	0.0007512	1.125	0.802	0.2757	0.001933	0.854
Pilote	0.5y _s	0.04314	0.558	0.279	0.8028	0.0009679	0.302
Pila	0.75y _s	0.001646	0.9835	0.852	0.3013	0.001612	0.793
Pilote	0.75y _s	0.002991	1.023	0.633	0.6428	0.001759	0.648
Pila	y _s	0.009346	0.6914	0.75	0.3739	0.001062	0.542
Pilote	y _s	0.0009234	1.255	0.75	0.6603	0.00216	0.678

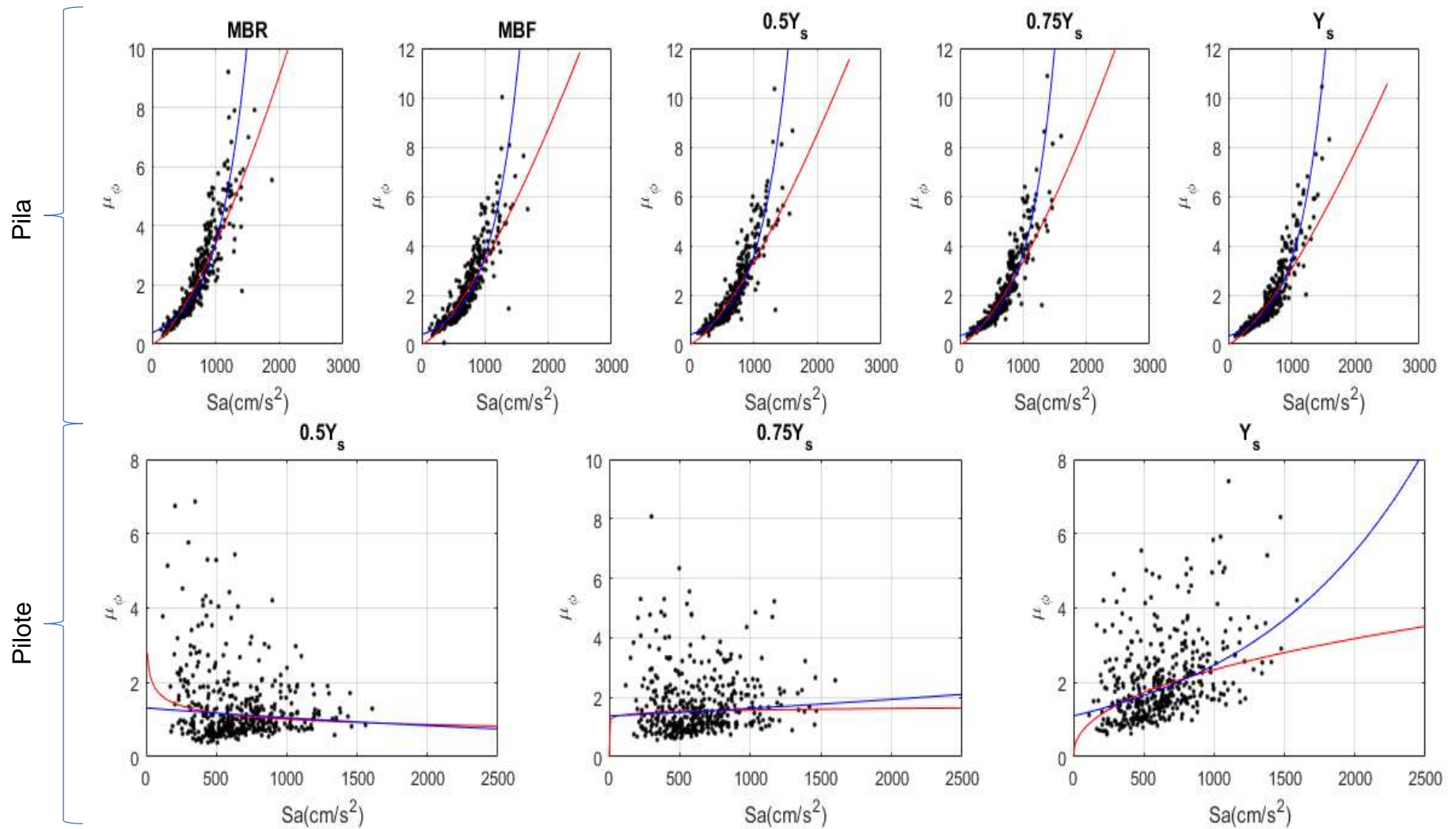


Fig. 4-52 Regresiones potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), para la pila y el pilote en la dirección longitudinal, modelo M4CC3C08H.

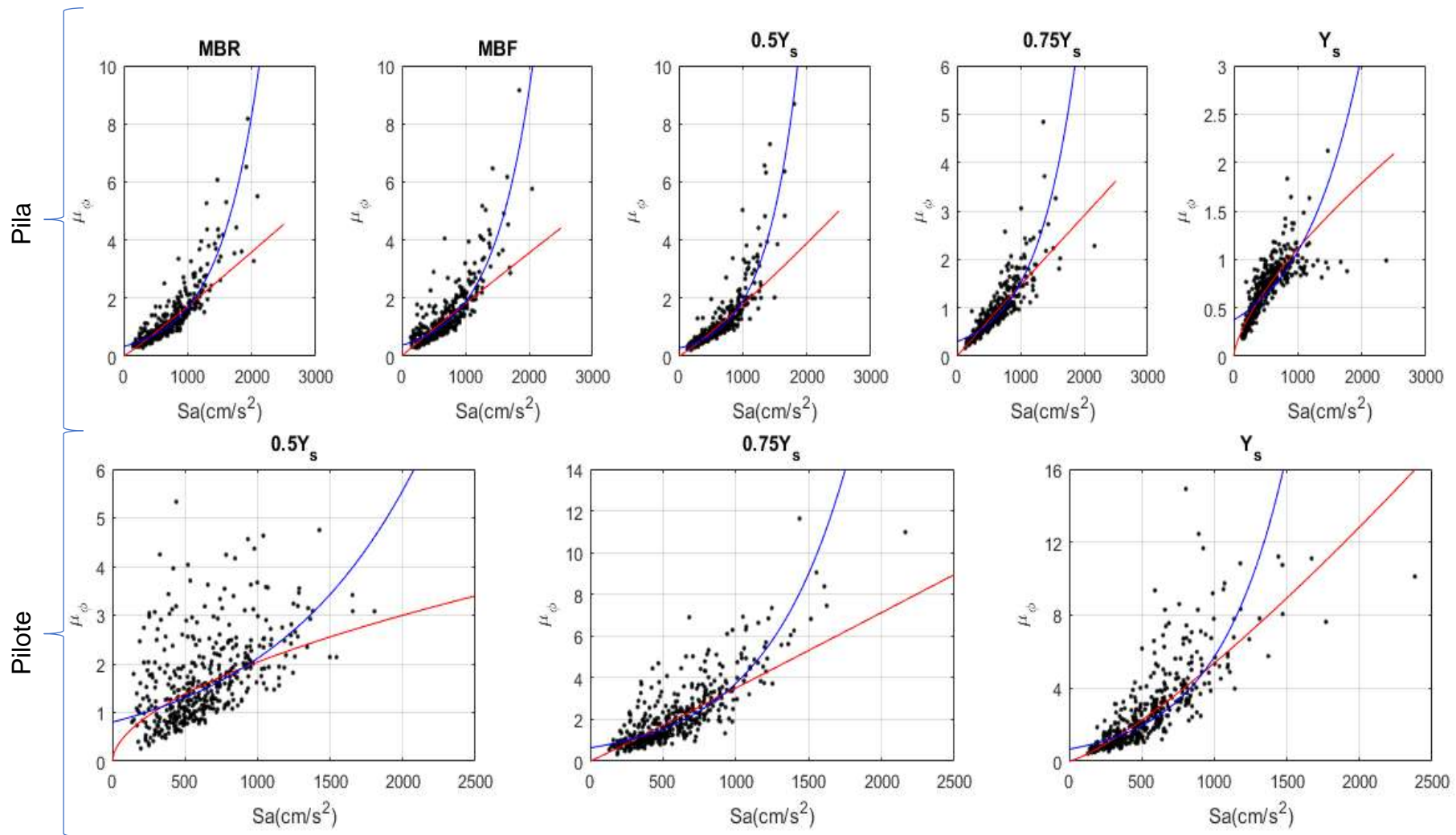


Fig. 4-53 Regresiones potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), para la pila y el pilote en la dirección transversal, modelo M4CC2C04

4.8. Modelo de 3 claros 12 metros de altura M4CC3C12H

Tabla 4-23 Constantes de la regresiones potencial y exponencial para la dirección longitudinal

Componente	Modelo	$\mu_\phi = \beta_1 S_a^{\beta_2}$			$\mu_\phi = \beta_1 e^{\beta_2 S_a}$		
		Regresión Potencial			Regresión Exponencial		
		β_1	β_2	R ²	β_1	β_2	R ²
Pila	MBR	0.0005327	1.268	0.896	0.395	0.002294	0.911
Pila	MBF	0.001231	1.154	0.82	0.491	0.002127	0.862
Pila	0.5y _s	0.001561	1.104	0.807	0.4708	0.002071	0.876
Pilote	0.5y _s	9.429	-0.3698	0.086	1.23	-0.0004769	0.044
Pila	0.75y _s	0.0005671	1.251	0.895	0.3748	0.002297	0.927
Pilote	0.75y _s	2.57	-0.1051	0.008	1.381	-6.21E-05	0.001
Pila	y _s	0.0005249	1.261	0.888	0.3664	0.002313	0.909
Pilote	y _s	0.3344	0.2477	0.055	1.168	0.0005172	0.072

Tabla 4-24 Constantes de la regresiones potencial y exponencial para la dirección transversal

Componente	Modelo	$\mu_\phi = \beta_1 S_a^{\beta_2}$			$\mu_\phi = \beta_1 e^{\beta_2 S_a}$		
		Regresión Potencial			Regresión Exponencial		
		β_1	β_2	R ²	β_1	β_2	R ²
Pila	MBR	0.00193	1.06	0.782	0.5201	0.00175	0.71
Pila	MBF	0.002394	1.049	0.795	0.5615	0.00186	0.733
Pila	0.5y _s	0.003837	0.9715	0.753	0.5597	0.001848	0.722
Pilote	0.5y _s	0.2061	0.2675	0.092	0.811	0.0005133	0.09
Pila	0.75y _s	0.00173	1.095	0.799	0.4561	0.00216	0.737
Pilote	0.75y _s	0.05547	0.5331	0.32	0.8421	0.001037	0.288
Pila	y _s	0.002641	1.02	0.785	0.445	0.00214	0.714
Pilote	y _s	0.0073	0.9014	0.623	0.675	0.001898	0.57

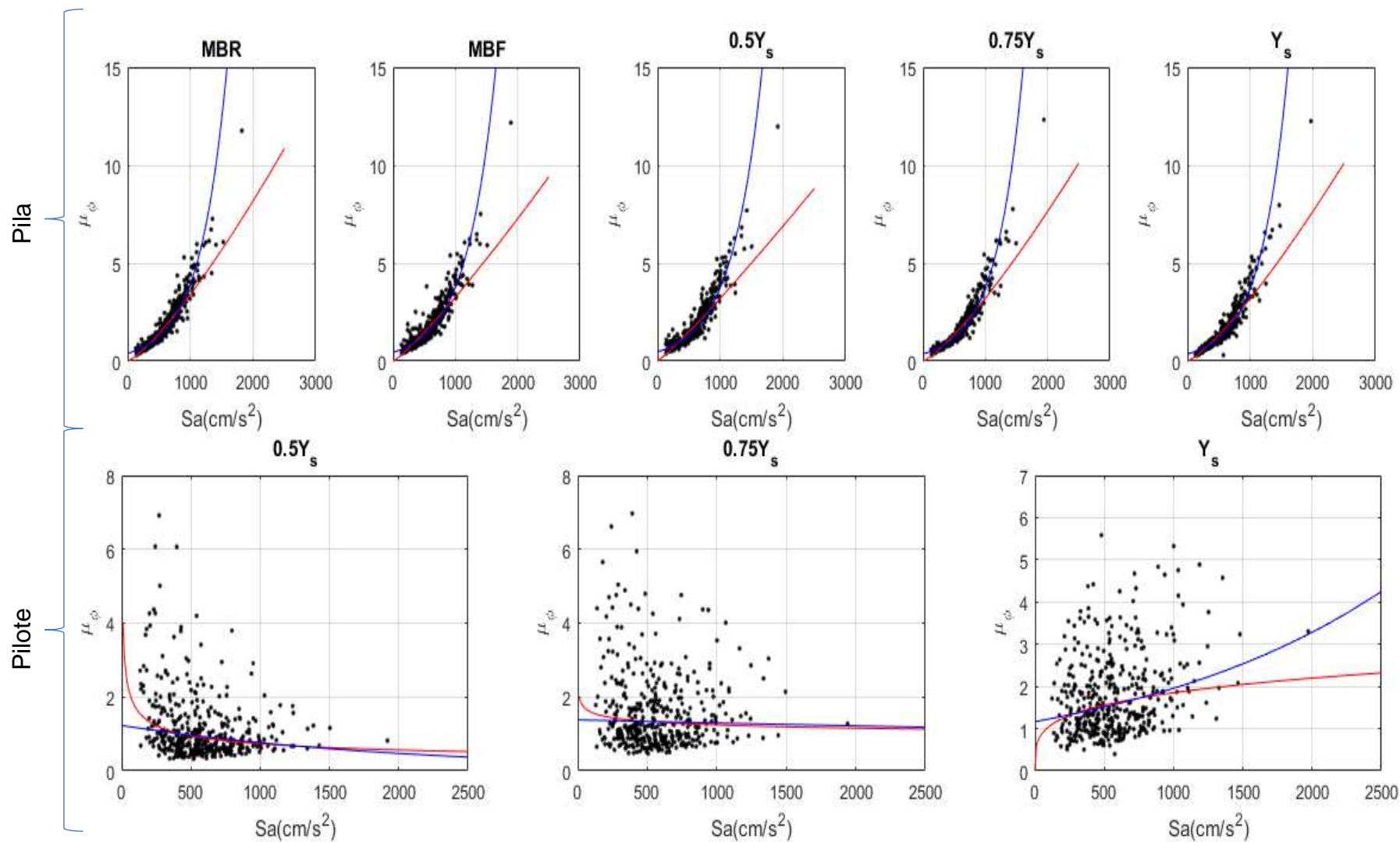


Fig. 4-54 Regresiones potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), para la pila y el pilote en la dirección longitudinal, modelo M4CC3C12H.

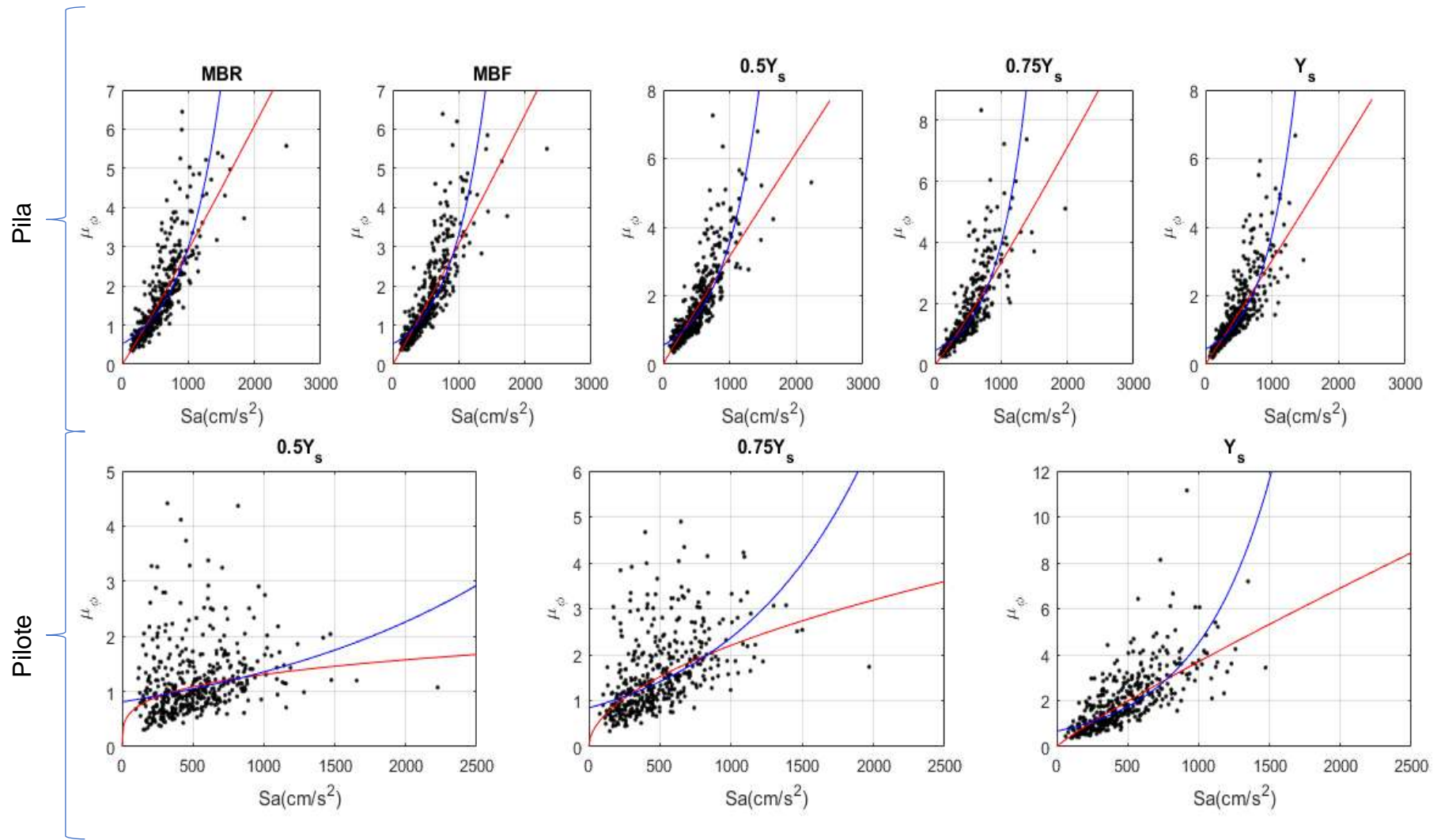


Fig. 4-55 Regresiones potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), para la pila y el pilote en la dirección transversal, modelo M4CC3C12H.

4.9. Funcion analitica de demanda general

La función general se obtiene para los mecanismos de colapso predominantes: la pila en sus dos direcciones, longitudinal y transversal, y el pilote en la dirección transversal.

Tabla 4-25 Constantes de la función de demanda general del tipo potencial con la adición de un polinomio cuadrado

Modelo	Componente	β_1	β_2	β_3	β_4	R ²
M4CC2C04H	Pila Long.	7.263E-05	1.574	-1.830E-02	-5.563E-02	0.849
	Pila Trans.	2.539E-06	1.936	-2.374E-02	7.693E-03	0.744
	Pilote Trans.	2.602E-05	1.361	2.609E-01	-1.833	0.746
M4CC2C08H	Pila Long.	2.572E-05	1.640	-2.953E-02	-1.582E-01	0.905
	Pila Trans.	1.132E-04	1.451	-8.015E-02	-3.503E-01	0.769
	Pilote Trans.	2.338E-03	1.151	1.020E-01	5.294E-01	0.655
M4CC2C12H	Pila Long.	9.054E-05	1.376	-3.355E-02	-1.797E-01	0.871
	Pila Trans.	1.322E-03	1.091	-3.662E-02	-1.959E-01	0.718
	Pilote Trans.	1.366E-02	0.869	8.294E-02	4.118E-01	0.499
M4CC3C04H	Pila Long.	1.362E-04	1.500	-1.289E-02	-4.971E-02	0.764
	Pila Trans.	6.089E-05	1.442	-5.412E-04	9.279E-02	0.693
	Pilote Trans.	5.668E-05	1.404	8.286E-02	-3.867E-01	0.718
M4CC3C08H	Pila Long.	4.396E-05	1.643	-5.025E-03	-2.076E-02	0.832
	Pila Trans.	2.086E-04	1.340	-3.030E-02	-5.578E-02	0.705
	Pilote Trans.	1.316E-04	1.121	2.357E-01	-2.335	0.621
M4CC3C12H	Pila Long.	6.422E-05	1.596	-2.155E-03	-2.188E-03	0.908
	Pila Trans.	2.377E-03	1.044	-1.244E-02	-6.582E-02	0.680
	Pilote Trans.	7.881E-03	6.530	8.034E-02	-0.376	0.403

Tabla 4-26 Constantes de la función de demanda general del tipo exponencial con la adición de un polinomio cuadrado

Modelo	Componente	β_1	β_2	β_3	β_4	R ²
M4CC2C04H	Pila Long.	1.060E+00	1.191E-03	-1.780E-02	-5.491E-02	0.768
	Pila Trans.	3.769E-01	1.379E-03	-2.126E-02	8.509E-03	0.745
	Pilote Trans.	1.227E-02	1.234E-03	1.634E+00	-1.366E+01	0.677
M4CC2C08H	Pila Long.	4.869E-01	1.380E-03	-2.996E-02	-1.578E-01	0.870
	Pila Trans.	5.705E-01	1.345E-03	-8.799E-02	-3.825E-01	0.700
	Pilote Trans.	1.773E+00	1.102E-03	9.799E-02	5.021E-01	0.562
M4CC2C12H	Pila Long.	3.026E-01	1.283E-03	-3.468E-02	-1.856E-01	0.930
	Pila Trans.	7.349E-01	1.037E-03	-3.201E-02	-1.685E-01	0.567
	Pilote Trans.	1.791E+00	9.353E-04	8.029E-02	3.945E-01	0.380
M4CC3C04H	Pila Long.	1.094E+00	1.273E-03	-1.399E-02	-4.917E-02	0.678
	Pila Trans.	3.159E-01	1.263E-03	-1.794E-03	8.193E-02	0.763
	Pilote Trans.	1.640E-01	1.363E-03	8.503E-02	-6.321E-01	0.685
M4CC3C08H	Pila Long.	5.689E-01	1.776E-03	-4.938E-03	-2.227E-02	0.790
	Pila Trans.	5.241E-01	1.314E-03	-3.488E-02	-6.688E-02	0.673
	Pilote Trans.	2.184E-02	1.089E-03	-5.976E-02	-1.412E+01	0.526
M4CC3C12H	Pila Long.	6.731E-01	1.628E-03	-2.855E-03	-1.058E-03	0.866
	Pila Trans.	8.792E-01	1.112E-03	-1.225E-02	-6.787E-02	0.540
	Pilote Trans.	2.438E-01	8.936E-04	7.600E-02	-5.210E-01	0.341

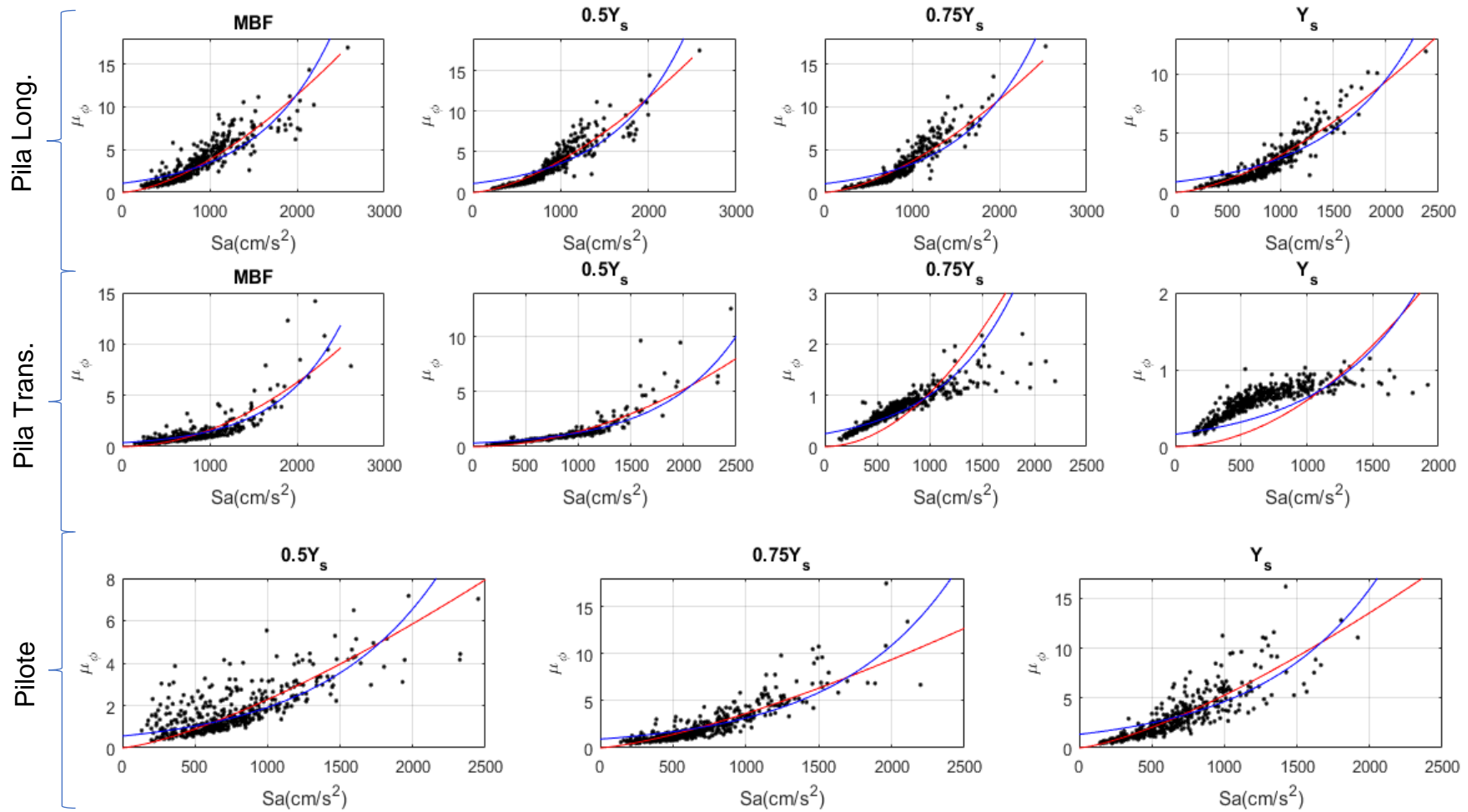


Fig. 4-56 Regresiones no lineales múltiples, para la función de demanda general, potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), del modelo M4CC2C04H.

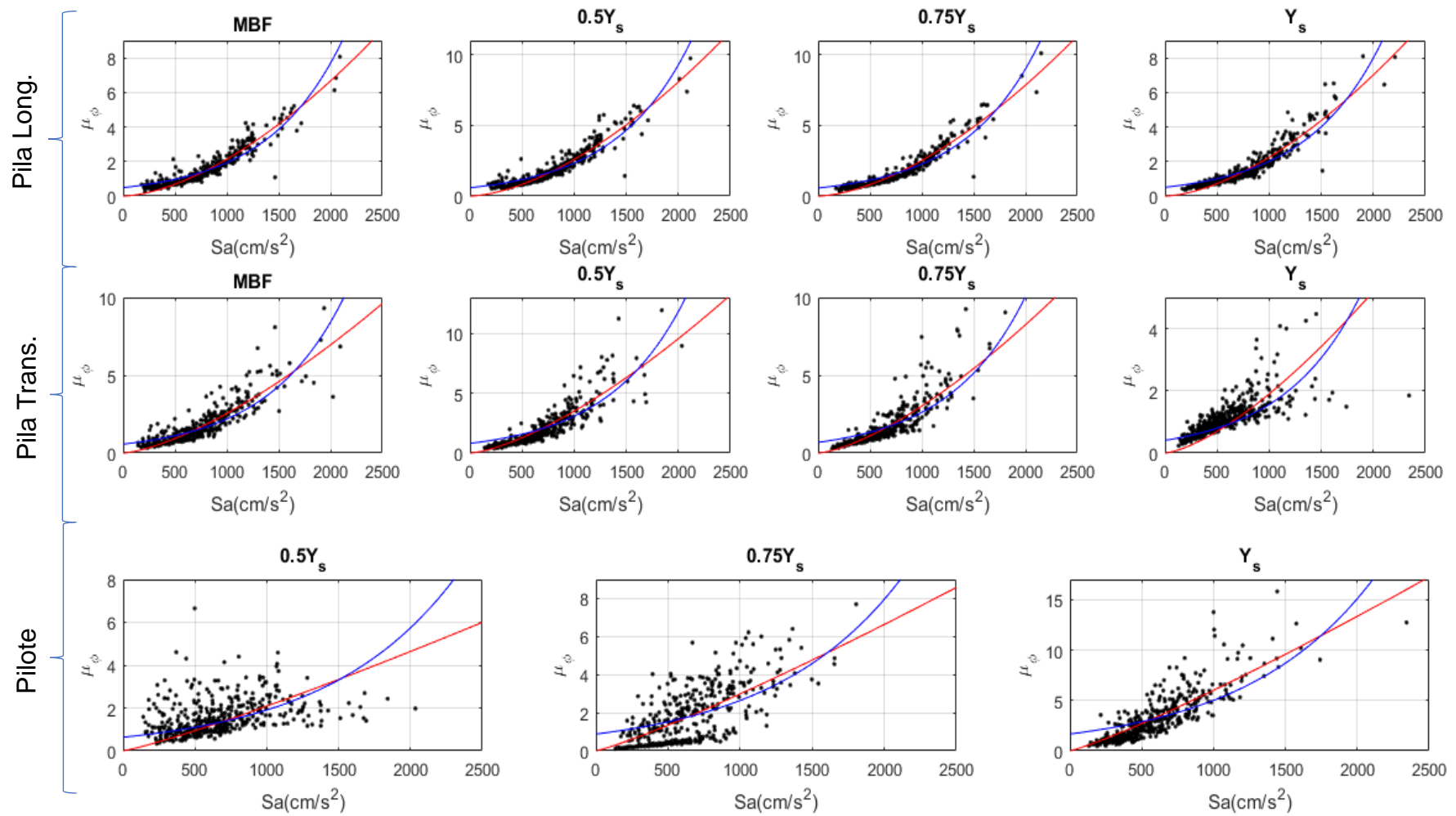


Fig. 4-57 Regresiones no lineales múltiples, para la función de demanda general, potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), del modelo M4CC2C08H.

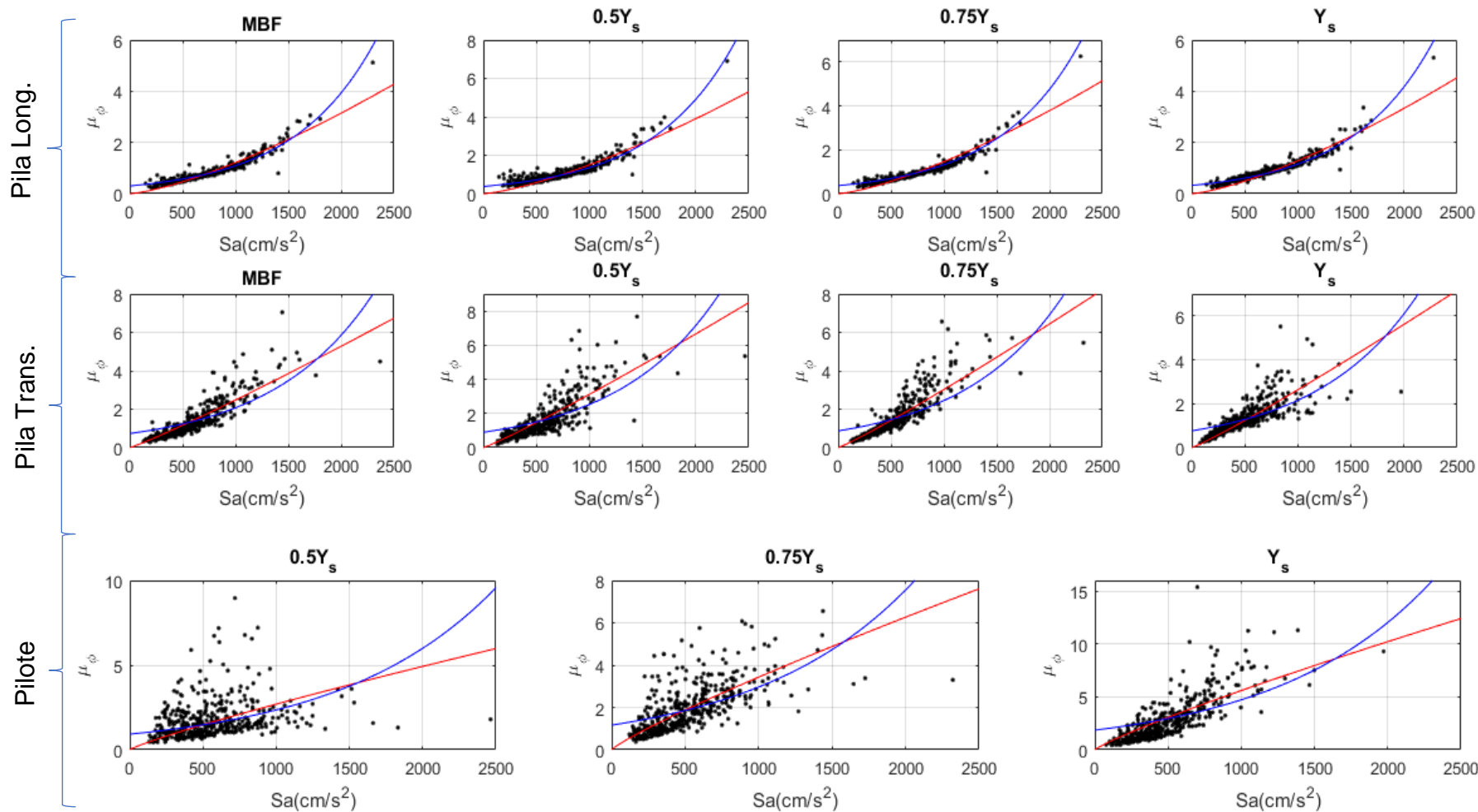


Fig. 4-58 Regresiones no lineales múltiples, para la función de demanda general, potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), del modelo M4CC2C12H.

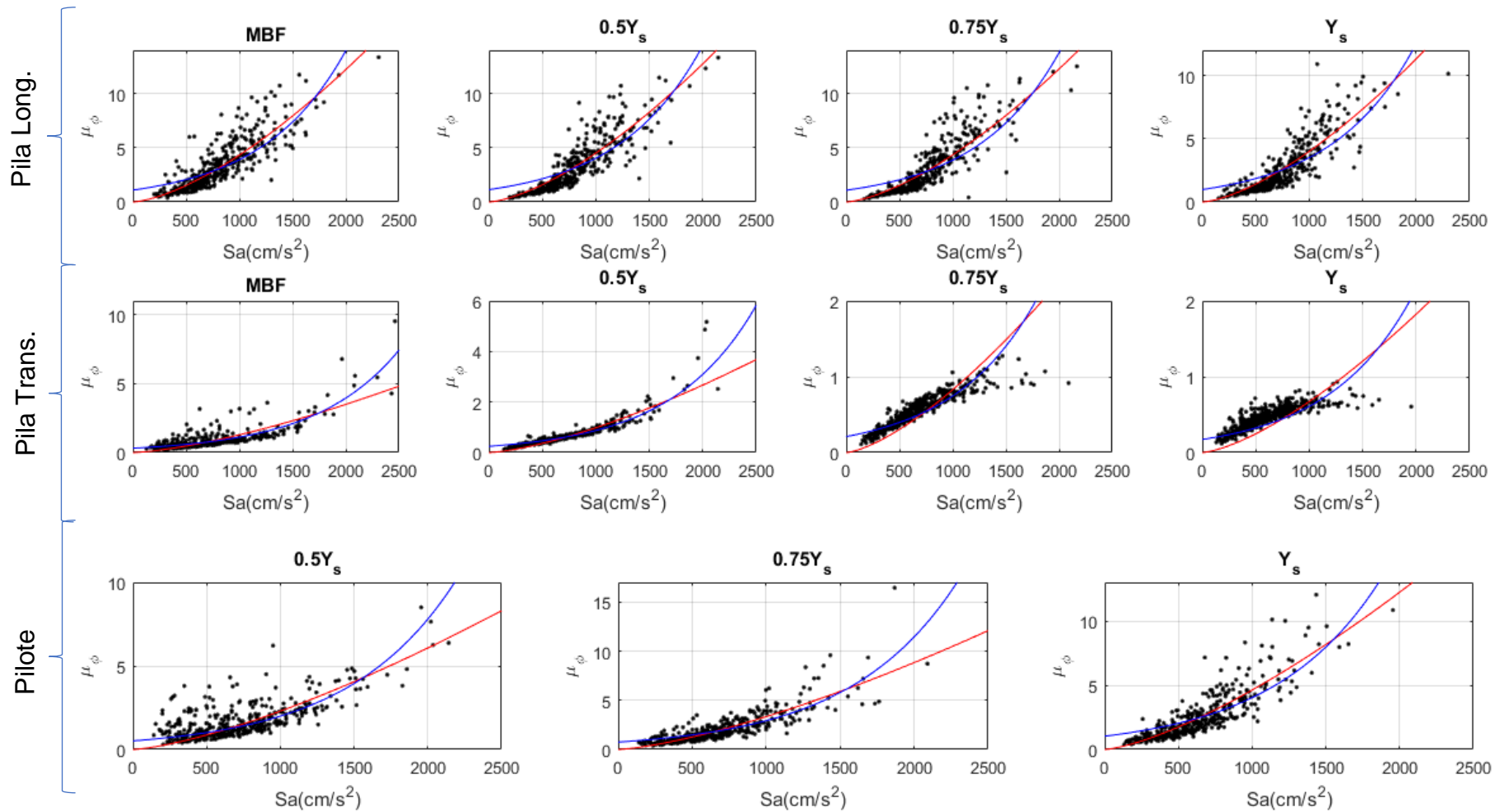


Fig. 4-59 Regresiones no lineales múltiples, para la función de demanda general, potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), del modelo M4CC3C04H.

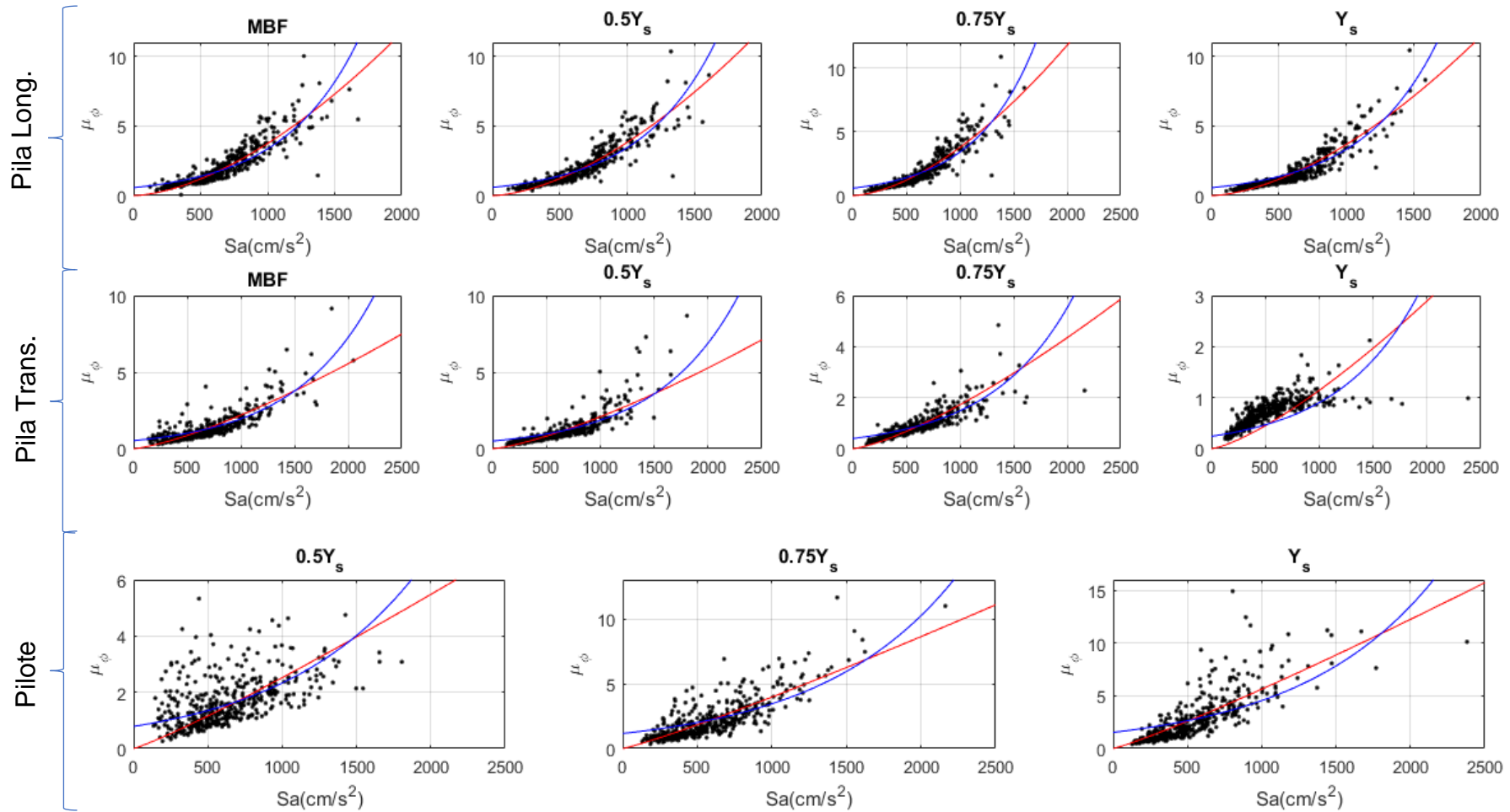


Fig. 4-60 Regresiones no lineales múltiples, para la función de demanda general, potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), del modelo M4CC3C08H.

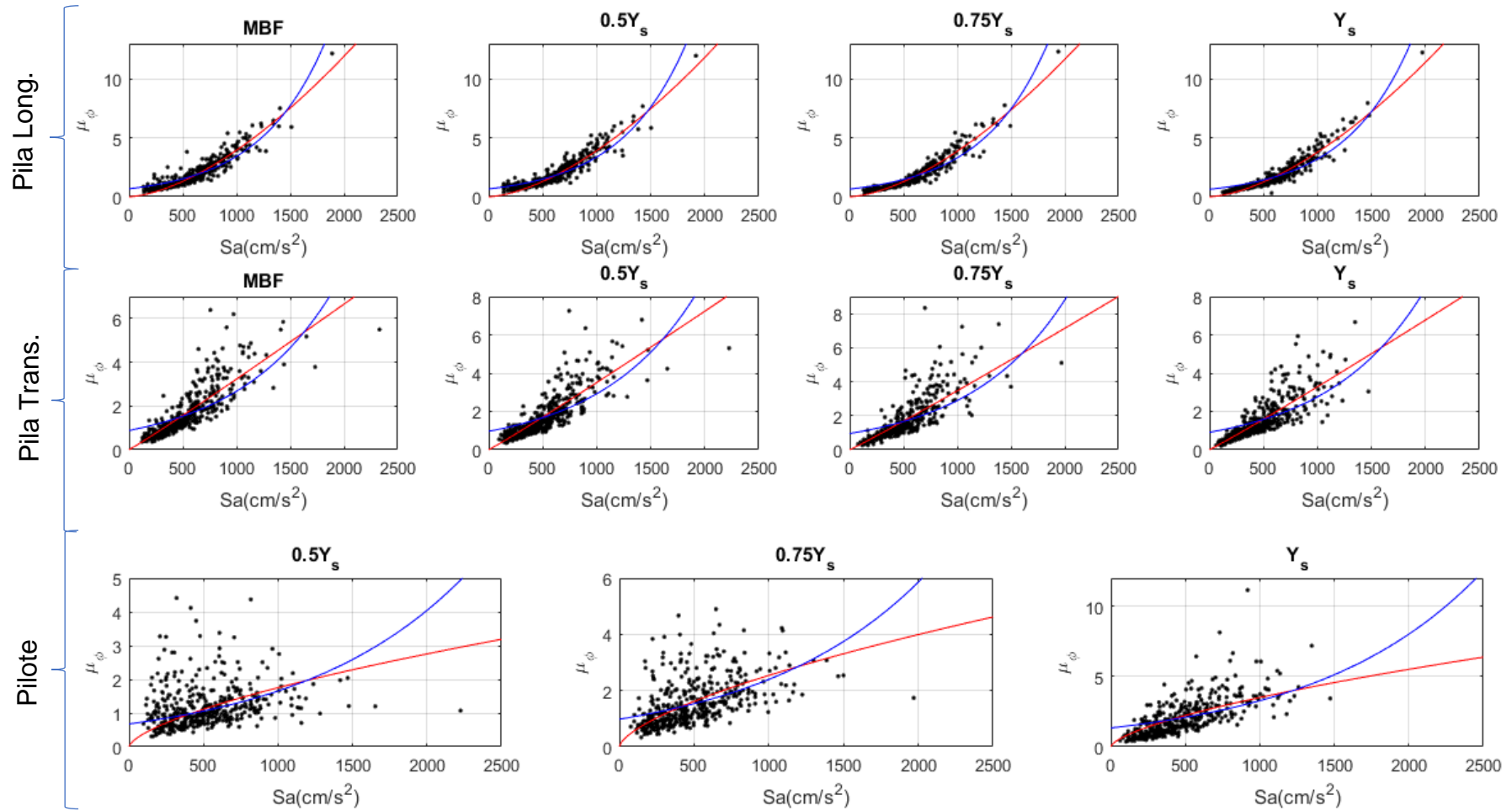


Fig. 4-61 Regresiones no lineales múltiples, para la función de demanda general, potencial (línea azul) y exponencial (Línea roja), del modelo M4CC3C12H.

4.10. Análisis de las funciones de demanda

En las regresiones realizadas se observa en general que ambas funciones presentan un buen ajuste para la pila, en la dirección longitudinal predomina la función exponencial y para la dirección transversal la función potencial, en lo que respecta al pilote, conforme se incrementa el tirante de socavación se tiene un mejor ajuste, esto se observa más claramente en la dirección transversal. Además, se observó que a medida que la profundidad de socavación crece la demanda sísmica comienza a concentrarse en el pilote, y por consiguiente la demanda en la pila disminuye, esta tendencia se observa más claramente en la dirección transversal para niveles de socavación de $0.75y_s$ y y_s , en dirección longitudinal este efecto es menor, al igual que la demanda en la pila, predominando la demanda sobre el pilote.

La función de demanda general, la función potencial presenta un mejor ajuste en la mayoría de los casos, para la pila en la dirección transversal para niveles de socavación de los modelos de $0.75y_s$ y y_s , esta función no presente un buen grado de aproximación a la respuesta, por lo que la ecuación obtenida para la pila en esa dirección solamente es aplicable hasta un nivel de $0.5y_s$.

CAPÍTULO 5.- ESTADOS LIMITE Y CURVAS DE FRAGILIDAD DE CURVAS DE FRAGILIDAD

Las curvas de fragilidad representan la probabilidad condicional de que un elemento o sistema estructural alcance o exceda los estados de daño predefinidos dada una demanda sísmica, generalmente se estiman estas curvas con base en un modelo probabilista. En este trabajo se extiende el concepto de curva de fragilidad a curvas de fragilidad de superficie, debido a que se considera el efecto combinado de dos demandas: terremotos y socavación. La superficie de fragilidad del puente bajo el efecto la combinación de dos fenómenos se conoce como multi-peligro, y se define por una probabilidad condicional que describe la probabilidad de que un puente alcance o exceda un estado de daño predefinido ante un conjunto de combinaciones de escenarios sísmicos y tirantes de socavación.

Los estados límite se definen empleando la norma ASCE en su versión 4-17, (2014) en su versión ASCE/SEI 41-13, en esta se presentan tres estados límite: a) ocupación inmediata (IO), b) seguridad de vida (LS) y c) prevención de colapso (CP), con base en la tabla 10-8 de la norma, se obtuvo la demanda de μ_ϕ que define cada estado de daño para cada modelo, los resultados se reportan en la Tabla 5-1. Las funciones de demanda obtenidas en el CAPÍTULO 4.-, permiten estimar la demanda de S_a necesaria para alcanzar los niveles de μ_ϕ que conducen a los escenarios de los estados límite considerados, las S_a obtenidas se presentan en la Tabla 5-2. Para estimar las curvas de fragilidad se asume una función de densidad acumulada (FDA) lognormal (Ec. 5-1 con valor medio igual a la S_a obtenida de las funciones de demanda y desviación estándar que tome en cuenta la influencia de la demanda y la capacidad estructural (ver Ec. 5-2). La norma (ASCE, 2014) recomienda valores de desviación estándar en el rango de 0.25 a 0.33, por lo que se asume en esta investigación un valor de 0.25 para los modelos en los que no se considera la socavación y un valor de 0.33 para los modelos con socavación, esta diferencia en la desviación estándar se debe a la incertidumbre que se tiene por el efecto de socavación.

$$p = F(x|\mu, \sigma) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_0^{\infty} \frac{e^{-\frac{(\ln(x)-\mu)^2}{2\sigma^2}}}{x} dx \quad \text{Ec. 5-1}$$

$$\sigma = \sqrt{\sigma_D^2 + \sigma_C^2} \quad \text{Ec. 5-2}$$

Las curvas de fragilidad que se reportan en este capítulo corresponde al estado de prevención de colapso (CP), para la dirección longitudinal se presenta solamente la pila, debido a que es el mecanismo más desfavorable, en la dirección transversal se hace una combinación entre la presencia de la falla en la pila y el pilote, debido a que se presenta un cambio en el componente donde ocurre el colapso, por lo que, las curvas de fragilidad que se reportan corresponden al componente más desfavorable ante cada modelo desarrollado, además se presenta una curva de fragilidad de superficie para cada componente donde se observa claramente el cambio en el mecanismo de falla antes mencionado. Las curvas de fragilidad para los estados de ocupación inmediata y prevención de colapso se encuentran en el Anexo 2.

Tabla 5-1 Ductilidades por curvatura para cada uno de los componentes para los estados límite, de ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso

Modelo	Componente	IO	LS	CP
M4CC2C04H	Pila	2.7	14.6	18.4
	Pilote	1.76	9.48	11.94
M4CC2C08H	Pila	2.1	11.5	15.8
	Pilote	1.81	9.78	12.32
M4CC2C12H	Pila	2.1	11.1	14.0
	Pilote	1.83	9.88	12.45
M4CC3C04H	Pila	2.7	14.6	17.9
	Pilote	1.85	9.99	12.58
M4CC3C08H	Pila	2.1	11.5	15.6
	Pilote	1.91	10.29	12.96
M4CC3C12H	Pila	1.7	9.3	14.2
	Pilote	1.84	9.92	12.50

Tabla 5-2 S_a para alcanzar los estados limite

MODELO	E. L.	PILA LONG.			PILA TRANS.			PILOTE TRANS.		
		IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP
M4CC2C04H	MBF	852	1894	2037	1475	2564	2713			
	0.5Y _s	916	1769	1886	1446	2378	2506	914	2391	2593
	0.75Y _s	945	1734	1842	1857	3240	3430	675	1616	1745
	Y _s	1032	1872	1987	2299	4079	4323	514	1312	1421
M4CC2C08H	MBF	926	1913	2098	841	1819	2002			
	0.5Y _s	939	1958	2148	826	1649	1802	1041	3418	3744
	0.75Y _s	981	1933	2111	851	1658	1809	838	1552	1650
	Y _s	1031	2008	2191	1160	2480	2726	443	1226	1333
M4CC2C12H	MBF	1300	2449	2610	803	1683	1806			
	0.5Y _s	1337	2655	2839	818	1712	1836	821	3174	3496
	0.75Y _s	1368	2572	2740	781	1578	1689	570	1835	2009
	Y _s	1395	2574	2738	863	1831	1966	414	1165	1268
M4CC3C04H	MBF	820	1721	1830	1761	3076	3234			
	0.5Y _s	847	1610	1702	1704	2774	2903	956	2413	2613
	0.75Y _s	849	1600	1691	2034	3399	3564	741	1728	1862
	Y _s	887	1662	1755	2357	3969	4163	596	1393	1502
M4CC3C08H	MBF	760	1530	1668	1075	2145	2337			
	0.5Y _s	758	1520	1657	1050	1930	2088	895	2635	2874
	0.75Y _s	767	1482	1610	1204	2259	2448	619	1577	1708
	Y _s	786	1511	1641	1625	3226	3513	492	1271	1378
M4CC3C12H	MBF	625	1424	1623	642	1556	1784			
	0.5Y _s	620	1441	1645	601	1521	1750	1596	4878	5329
	0.75Y _s	658	1398	1582	609	1396	1592	754	2378	2601
	Y _s	663	1398	1581	626	1420	1618	528	1416	1538

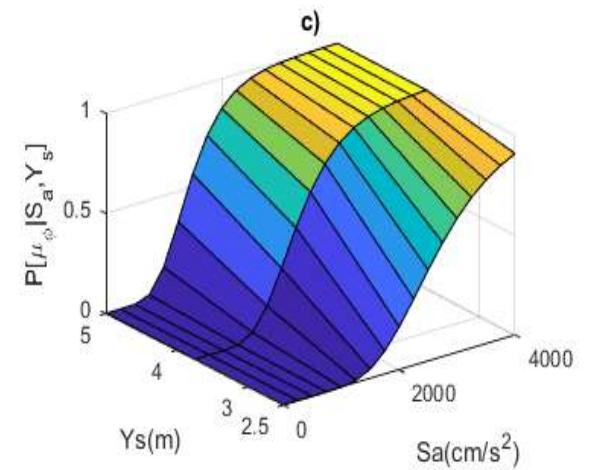
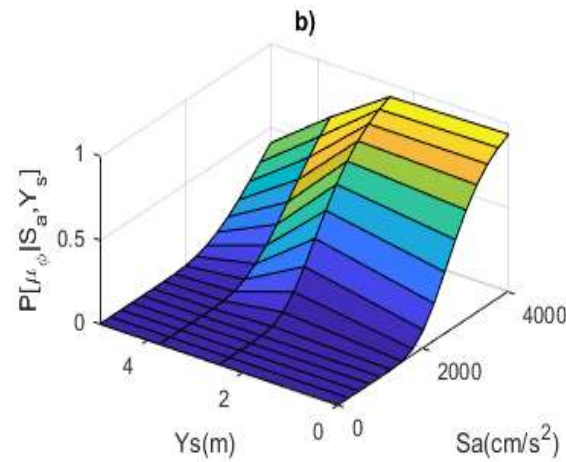
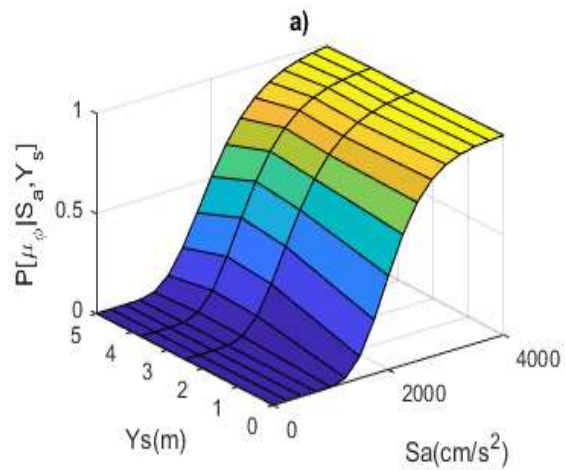
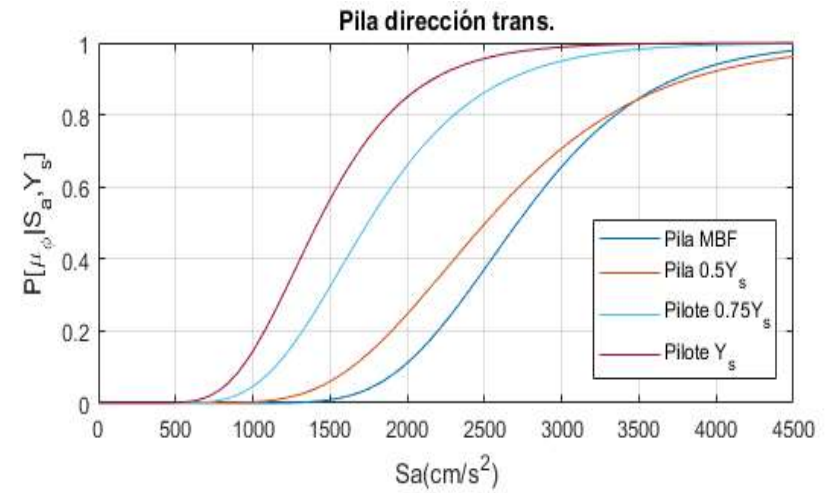
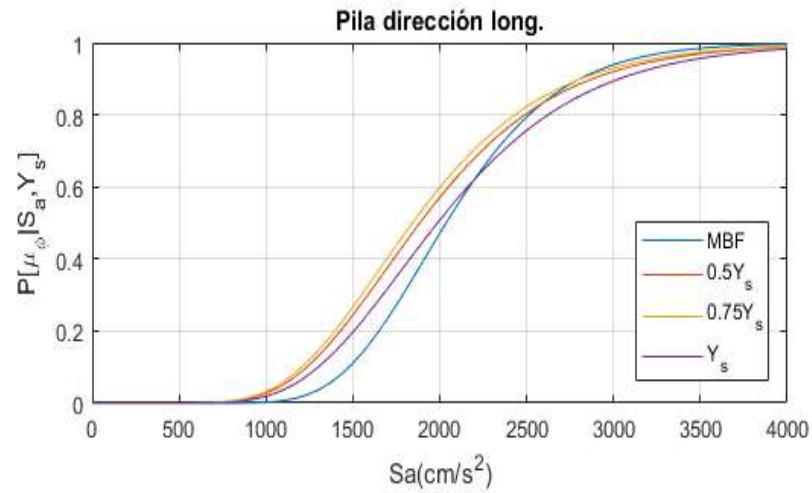


Fig. 5-1 Curvas de fragilidad para la dirección longitudinal y transversal, a) grafico de superficie en la pila para la dirección longitudinal, b) grafico de superficie para la pila en la dirección transversal y c) grafico de superficie en el pilote para la dirección transversal. Modelo M4CC2C04H

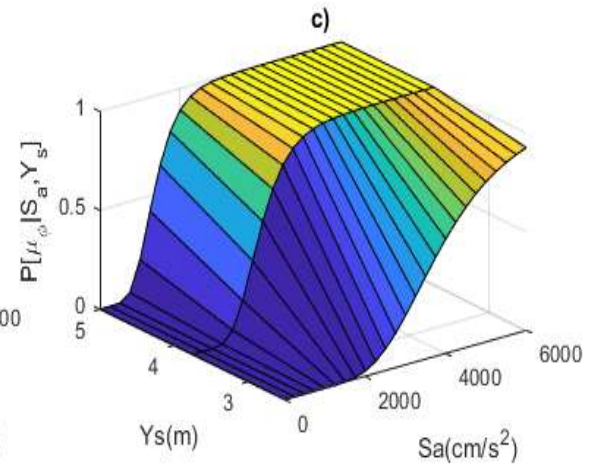
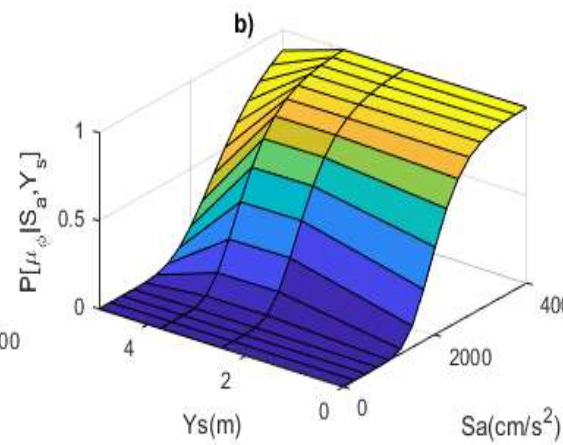
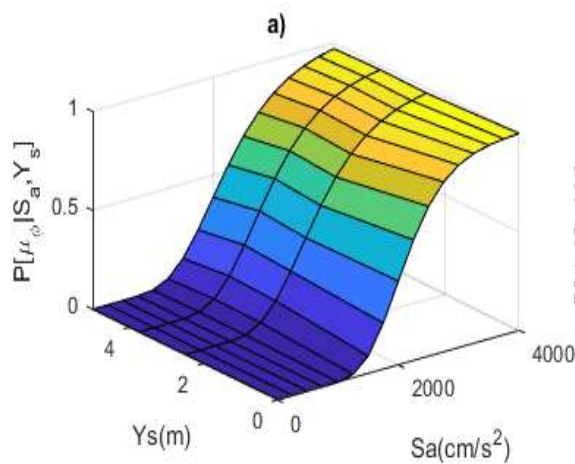
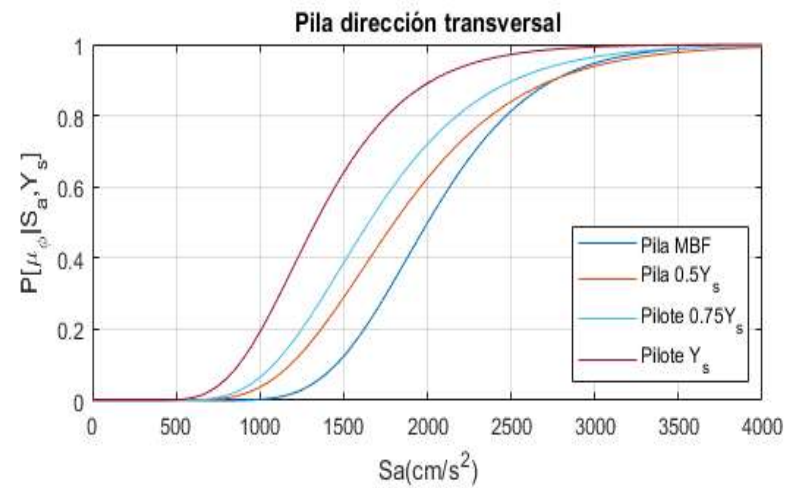
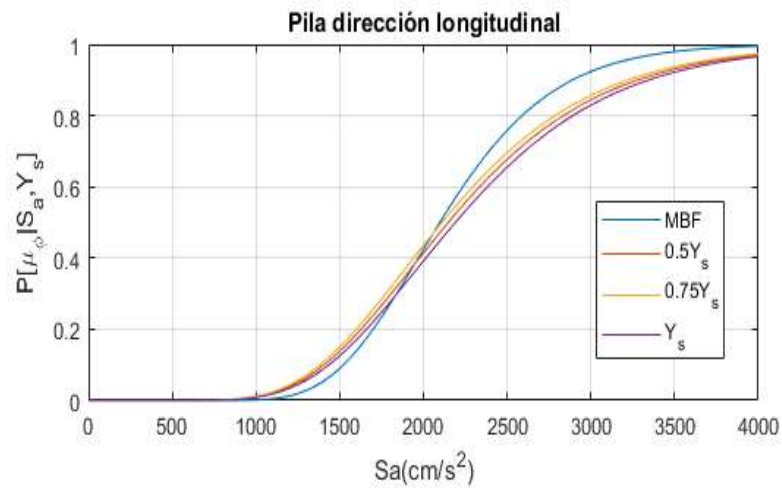


Fig. 5-2 Curvas de fragilidad para la dirección longitudinal y transversal, a) grafico de superficie en la pila para la dirección longitudinal, b) grafico de superficie para la pila en la dirección transversal y c) grafico de superficie en el pilote para la dirección transversal. Modelo M4CC2C08H.

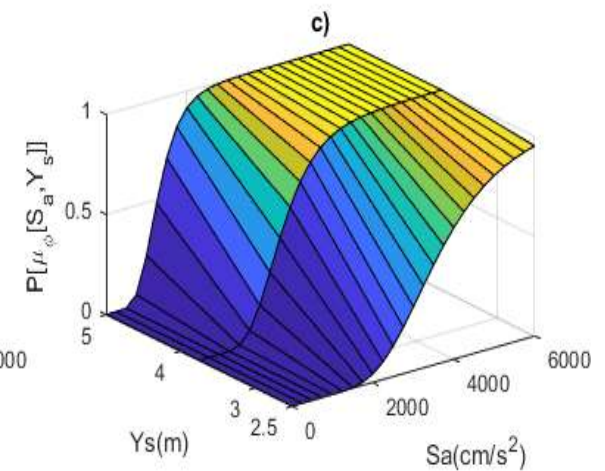
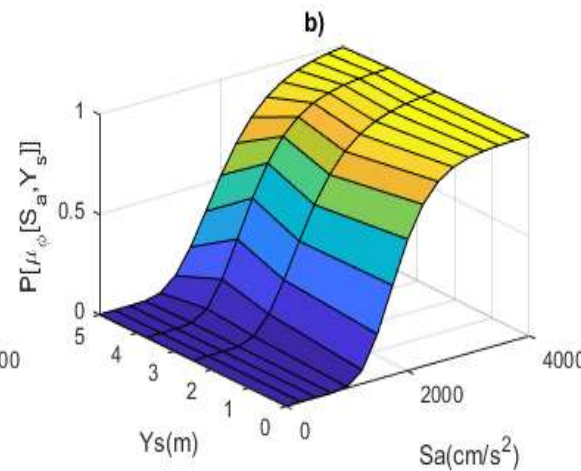
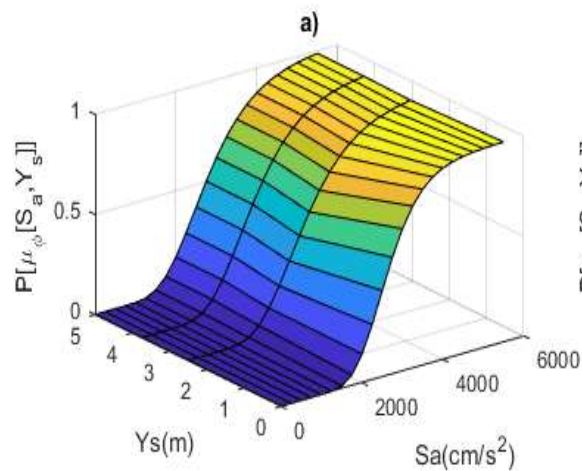
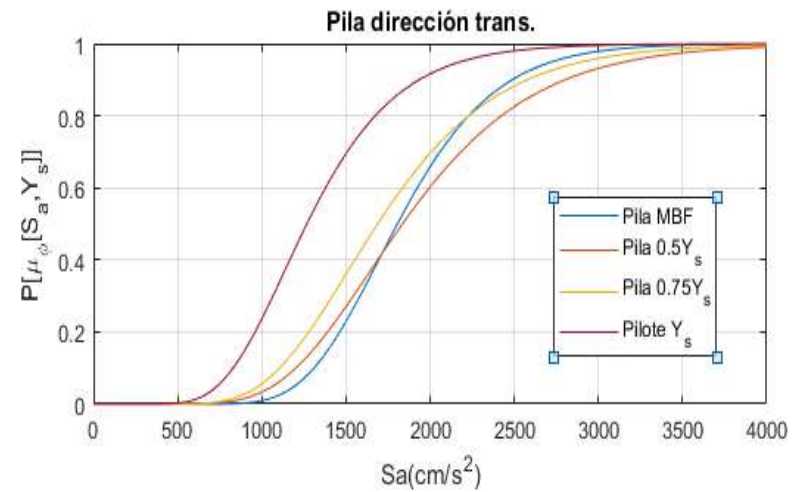
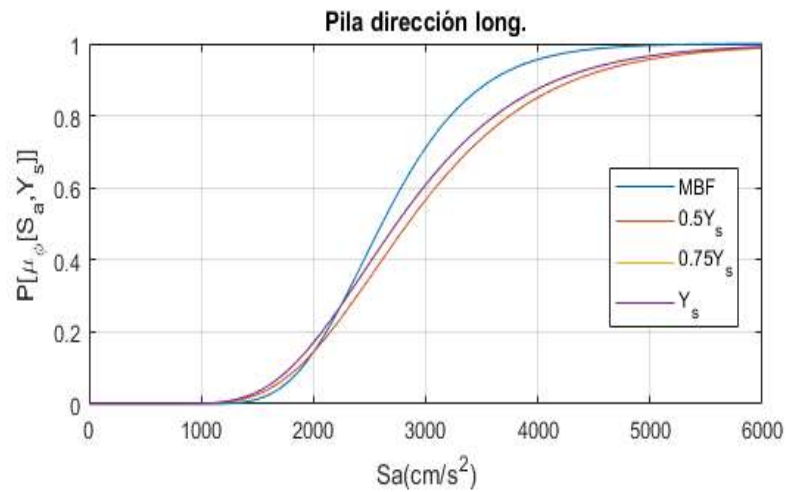


Fig. 5-3 Curvas de fragilidad para la dirección longitudinal y transversal, a) grafico de superficie en la pila para la dirección longitudinal, b) grafico de superficie para la pila en la dirección transversal y c) grafico de superficie en el pilote para la dirección transversal. Modelo M4CC2C12H.

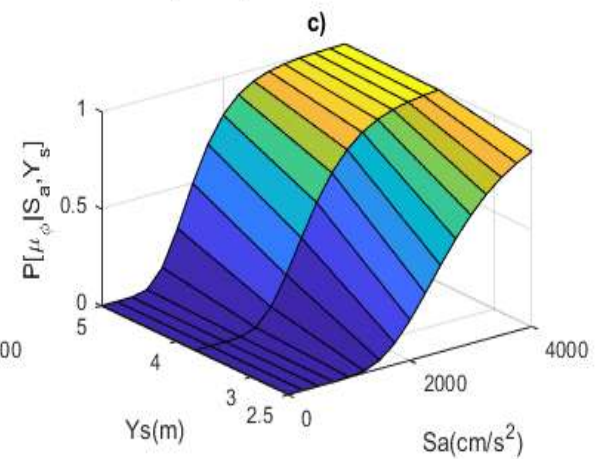
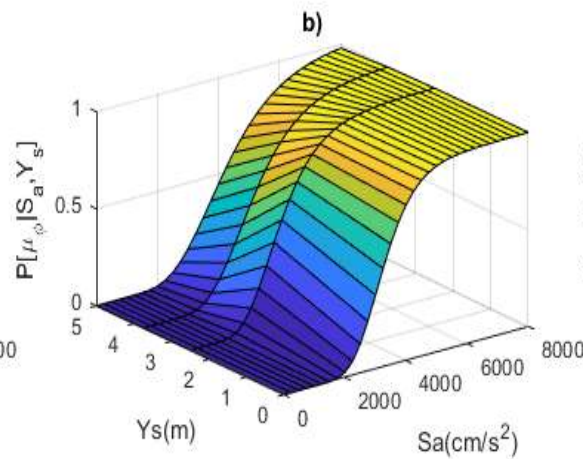
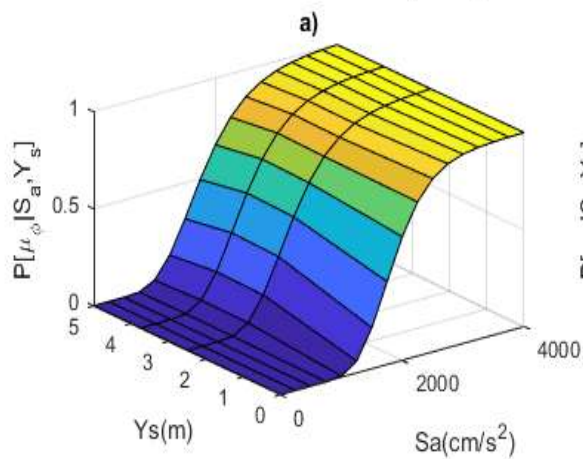
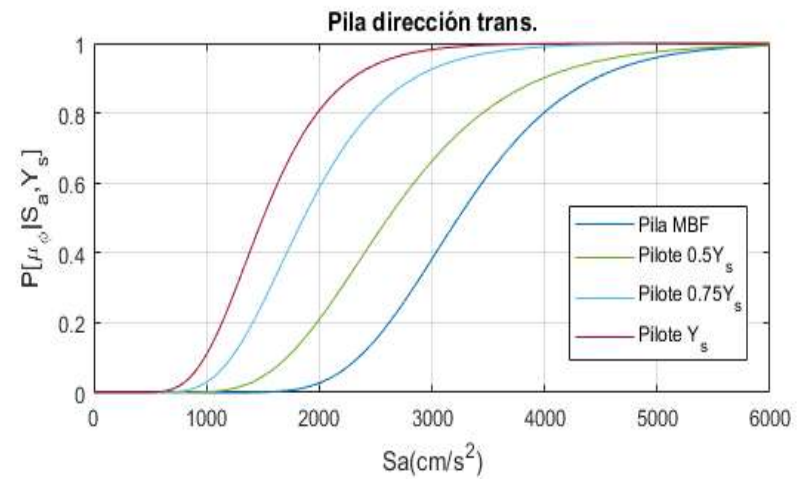
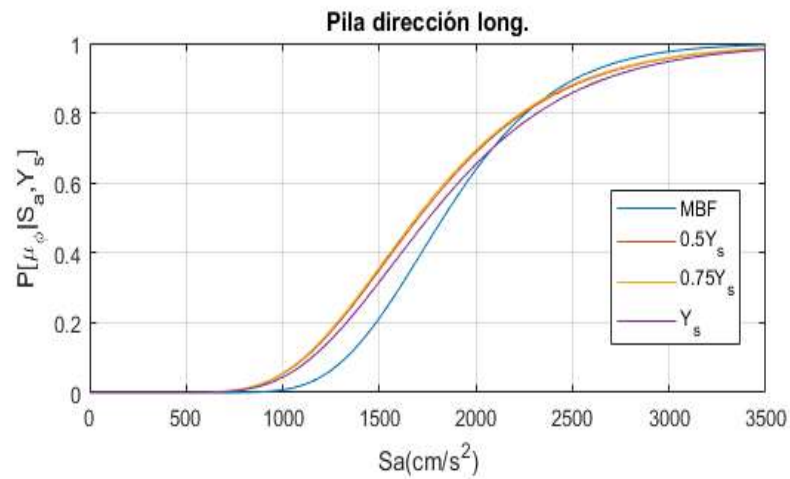


Fig. 5-4 Curvas de fragilidad para la dirección longitudinal y transversal, a) grafico de superficie en la pila para la dirección longitudinal, b) grafico de superficie para la pila en la dirección transversal y c) grafico de superficie en el pilote para la dirección transversal. Modelo M4CC3C04H.

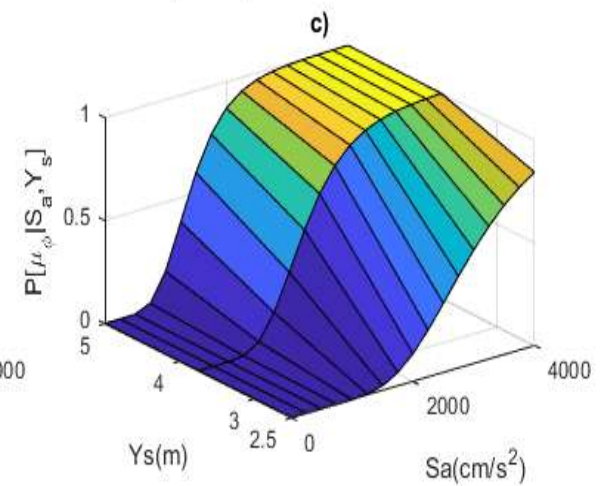
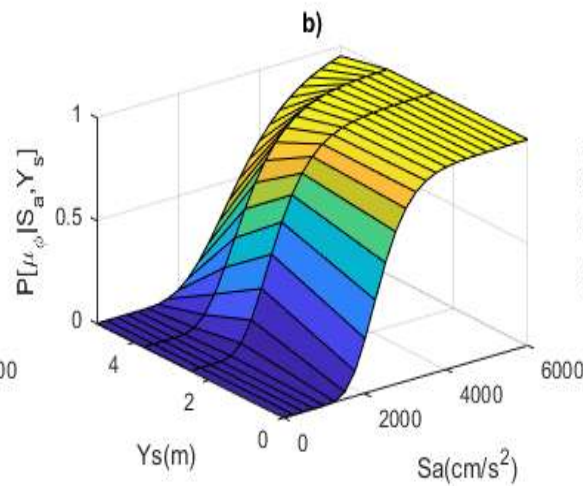
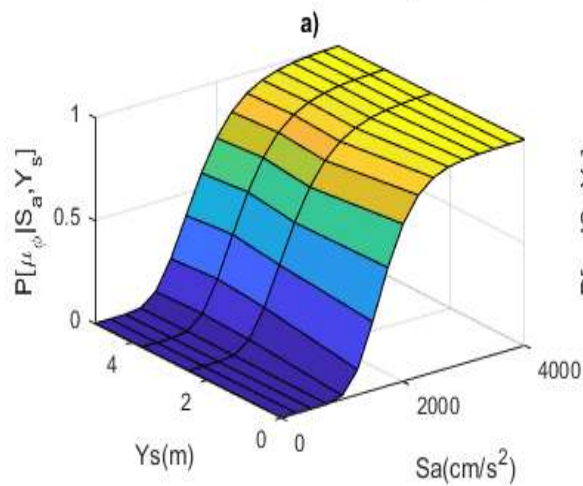
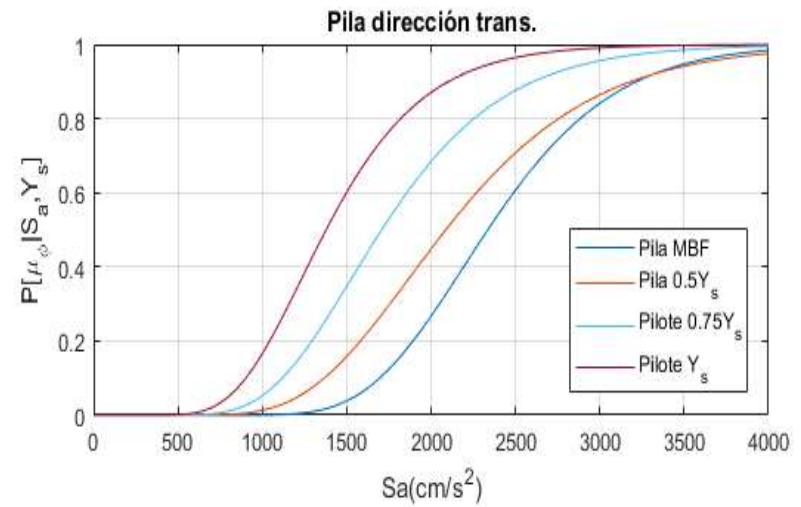
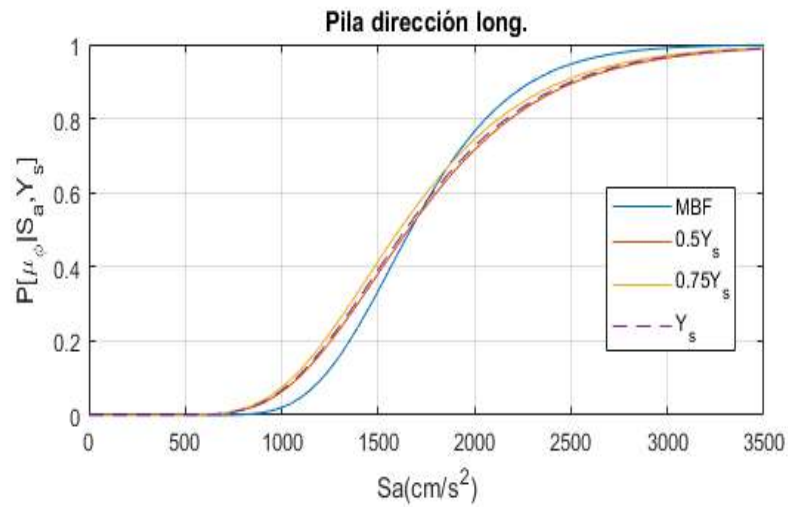


Fig. 5-5 Curvas de fragilidad para la dirección longitudinal y transversal, a) grafico de superficie en la pila para la dirección longitudinal, b) grafico de superficie para la pila en la dirección transversal y c) grafico de superficie en el pilote para la dirección transversal, Modelo M4CC3C08H.

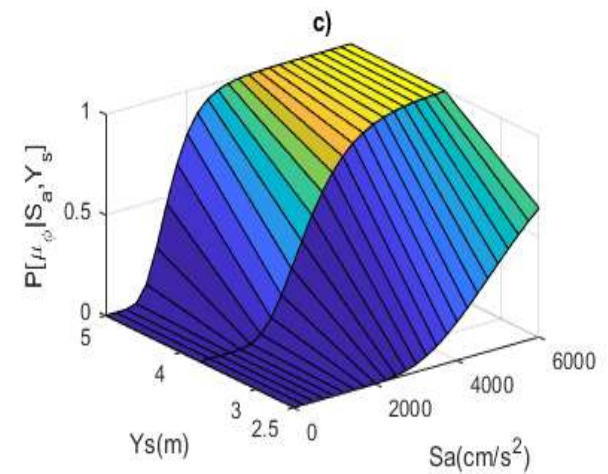
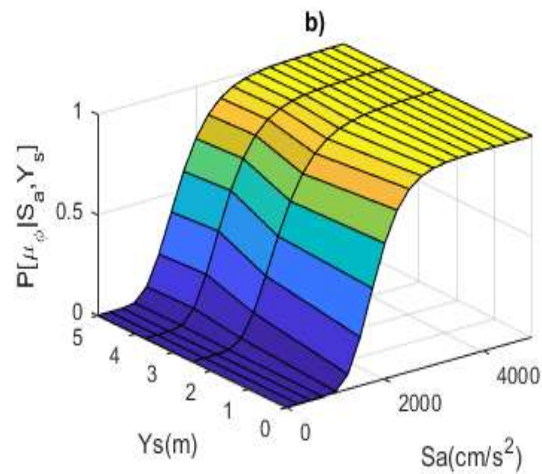
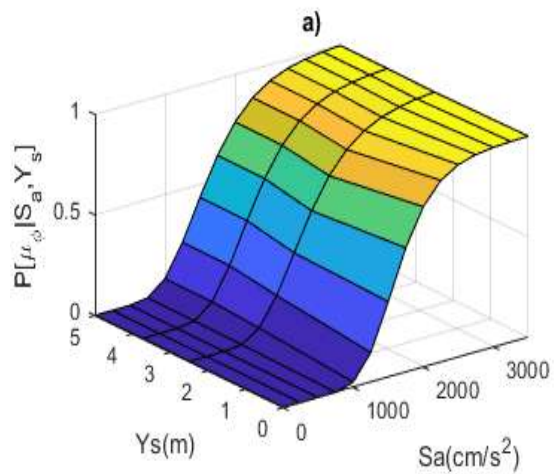
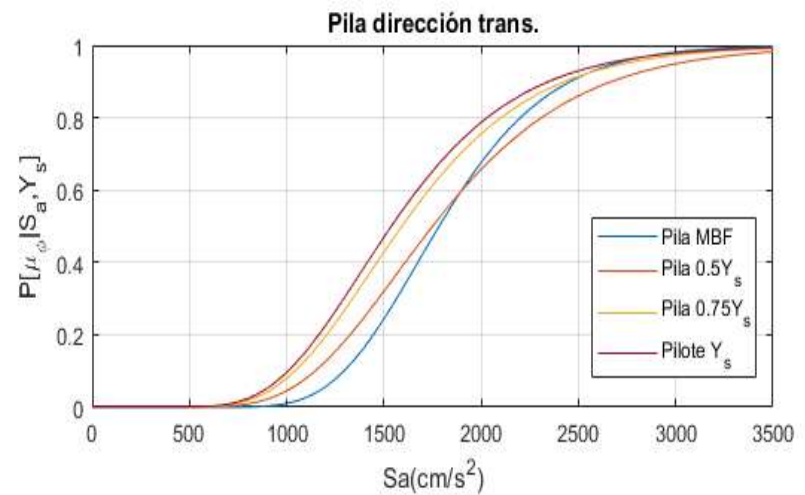
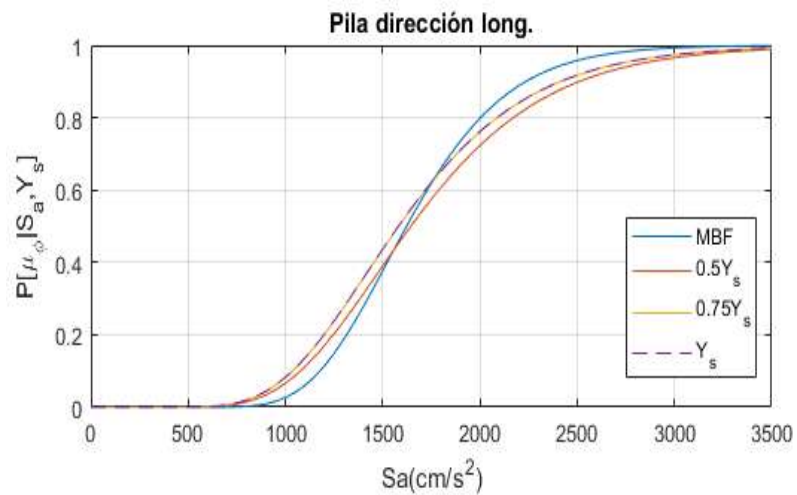


Fig. 5-6 Curvas de fragilidad para la dirección longitudinal y transversal, a) grafico de superficie en la pila para la dirección longitudinal, b) grafico de superficie para la pila en la dirección transversal y c) grafico de superficie en el pilote para la dirección transversal, modelo M4CC3C12H

CAPÍTULO 6.- INFLUENCIA DE LA SOCAVACIÓN EN LOS ÍNDICES DE CONFIABILIDAD DE LOS PUENTES.

El diseño estructural consiste en determinar los elementos estructurales que conforman una estructura siguiendo un conjunto de recomendaciones que tiene como objetivo cubrir varios criterios de seguridad, servicio y durabilidad ante una serie de acciones y combinaciones de eventos, definidos en general como acciones permanentes y acciones accidentales, los criterios de diseño establecidos en los códigos de diseño están calibrados para que los componentes de un sistema estructural presente su falla para un nivel preestablecido de probabilidad. Por lo que cada elemento estructural se diseña ante el caso más desfavorable, sin embargo, en el proceso de diseño ingenieril se introducen incertidumbres, ya que la mayoría de las variables que definen la resistencia estructural son variables aleatorias que difícilmente pueden cubrirse mediante un valor determinista, tales son los casos de los efectos del sitio, las propiedades de los materiales, además de las consideraciones simplificadas que se asumen para predecir el comportamiento de la estructura, por lo que es necesario el medir la seguridad estructural (Sundararajan, 1995), el índice de confiabilidad β_f es el parámetro más utilizado para estimar la seguridad estructural y se puede determinar para un componente o para un sistema estructural a lo largo de su vida útil (etapa constructiva o periodo de servicio). El índice de confiabilidad se define como:

$$\beta_f = \Phi^{-1}(P_{f,T}) \quad \text{Ec. 6-1}$$

$$P_{F,f} = 1 - e^{-\lambda_{F,f} * v.u.} \quad \text{Ec. 6-2}$$

$$\lambda_{F,f} = \int_{im=0}^{\infty} F(im, h) f_{IM}(im) dim \quad \text{Ec. 6-3}$$

Donde:

β_f = índice de confiabilidad

$P_{F,f}$ = Probabilidad de falla para un periodo de vida útil

$\lambda_{f,F}$ = Probabilidad de falla

$F(im, h)$ = Curva de fragilidad para el estado límite de CP

$f_{IM}(im)$ =Funcion de densidad de la tasa sísmica

$v. u.$ =Periodo de vida útil de la estructura,75 años para puentes (AASHTO, 2017)

Las funciones de densidad de probabilidad (FDP) que definen el nivel de peligro sísmico de cada uno de los estados considerados altamente vulnerables a la acción conjunta de socavación y terremotos en este trabajo, se estimaron con base en las tasas de excedencia con ayuda del programa PRODISIS v4.1, en la Fig. 3-13 se reportan las tasas para cada uno de los estados considerados para los periodos de 0.5 y 1; mientras que, la Fig. 3-14. presenta las funciones de densidad probabilidad correspondiente a cada una de las tasas de excedencia consideradas. Las funciones de densidad acumulada para un nivel de socavación y una intensidad sísmica corresponden a las curvas de prevención de colapso reportadas en el capítulo 5.

Los índices de confiabilidad obtenidos para cada caso de estudio se reportan en las Tabla 6-1 a la Tabla 6-6, adicionalmente se construyó una gráfica de profundidad de socavación vs índice de confiabilidad promedio, para cada una de las condiciones analizadas (MBF $0.5y_s$, $0.75y_s$ y y_s), ver Fig. 6-1, en cada caso se agregó una línea que pauta el componente y la dirección que tiene el menor β en cada condición, indicándose el mecanismo de colapso en cada caso de estudio. En los resultados obtenidos se observa un mecanismo de colapso combinado entre la pila y el pilote, donde conforme se incrementa la profundidad de socavación el mecanismo pasa al pilote, el cambio para modelo es el siguiente:

- M4CC2C04H: Pila en dirección longitudinal a pilote en dirección transversal
- M4CC2C08H: Pila en dirección transversal a pilote en dirección transversal
- M4CC2C12H: Pila en dirección transversal a pilote en dirección transversal
- M4CC3C04H: Pila en dirección longitudinal a pilote en dirección transversal
- M4CC3C08H: Pila en dirección longitudinal a pilote en dirección transversal
- M4CC3C12H: Pila en dirección transversal a pilote en dirección transversal

Además, se construyó un mapa con el promedio por estados del índice de confiabilidad β , ver Fig. 6-2, en este se aprecia que el estado con la confiabilidad más pequeña a la mayor son los estados de Oaxaca, Colima, Michoacán, Guerrero, Jalisco y Chiapas.

Tabla 6-1 índices de confiabilidad para modelo M4CC2C04H.

	Pila x				Pila x				Pilote Y			
	0Y _s	0.5Y _s	0.75Y _s	Y _s	0Y _s	0.5Y _s	0.75Y _s	Y _s	0.5Y _s	0.75Y _s	Y _s	
Chiapas	3.48	3.27	3.25	3.36	4.01	3.61	4.21	4.79	3.67	3.18	3.03	
Oaxaca	2.85	2.40	2.38	2.58	3.54	2.94	3.74	4.45	3.02	2.23	1.92	
Guerrero	2.97	2.73	2.71	2.85	3.56	3.12	3.80	4.46	3.18	2.62	2.46	
Michoacán	2.89	2.59	2.57	2.73	3.51	3.02	3.75	4.42	3.09	2.47	2.27	
Colima	2.89	2.56	2.54	2.72	3.56	3.05	3.78	4.46	3.12	2.41	2.16	
Jalisco	3.27	2.71	2.68	2.90	4.01	3.27	4.11	4.85	3.36	2.53	2.21	
Promedio	3.06	2.71	2.69	2.86	3.70	3.17	3.90	4.57	3.24	2.57	2.34	
Mediana	2.93	2.65	2.63	2.79	3.56	3.08	3.79	4.46	3.15	2.50	2.24	

Tabla 6-2 índices de confiabilidad para modelo M4CC2C08H.

	Pila x				Pila x				Pilote Y			
	0Y _s	0.5Y _s	0.75Y _s	Y _s	0Y _s	0.5Y _s	0.75Y _s	Y _s	0.5Y _s	0.75Y _s	Y _s	
Chiapas	3.69	3.54	3.52	3.59	3.49	3.25	3.30	4.02	4.47	3.19	3.04	
Oaxaca	3.20	2.87	2.85	2.95	2.87	2.39	2.47	3.56	4.07	2.28	1.96	
Guerrero	3.23	3.08	3.05	3.13	2.99	2.72	2.77	3.64	4.10	2.65	2.48	
Michoacán	3.20	2.97	2.95	3.04	2.91	2.58	2.65	3.58	4.06	2.51	2.30	
Colima	3.24	2.97	2.95	3.04	2.94	2.55	2.62	3.60	4.09	2.46	2.20	
Jalisco	3.75	3.41	3.39	3.48	3.43	3.01	3.08	4.05	4.54	2.93	2.71	
Promedio	3.38	3.14	3.12	3.21	3.11	2.75	2.81	3.74	4.22	2.67	2.45	
Mediana	3.23	3.02	3.00	3.09	2.97	2.65	2.71	3.62	4.10	2.58	2.39	

Tabla 6-3 índices de confiabilidad para modelo de M4CC2C12H.

	Pila x				Pila x				Pilote Y			
	0Y _s	0.5Y _s	0.75Y _s	Y _s	0Y _s	0.5Y _s	0.75Y _s	Y _s	0.5Y _s	0.75Y _s	Y _s	
Chiapas	4.34	4.09	4.03	4.04	3.50	3.42	3.36	3.69	4.56	3.60	3.12	
Oaxaca	4.05	3.65	3.58	3.60	2.96	2.73	2.63	3.19	4.25	3.02	2.19	
Guerrero	4.03	3.72	3.66	3.67	3.06	2.96	2.89	3.32	4.26	3.18	2.62	
Michoacán	3.99	3.67	3.60	3.61	2.99	2.85	2.78	3.25	4.22	3.10	2.47	
Colima	4.03	3.69	3.62	3.64	3.02	2.85	2.75	3.26	4.26	3.10	2.39	
Jalisco	4.60	4.14	4.07	4.08	3.51	3.29	3.21	3.71	4.71	3.55	2.88	
Promedio	4.17	3.83	3.76	3.77	3.17	3.02	2.94	3.40	4.38	3.26	2.61	
Mediana	4.04	3.71	3.64	3.65	3.04	2.91	2.83	3.29	4.26	3.14	2.54	

Tabla 6-4 índices de confiabilidad para modelo de M4CC3C04H.

	Pila x				Pila x				Pilote Y			
	0Y _s	0.5Y _s	0.75Y _s	Y _s	0Y _s	0.5Y _s	0.75Y _s	Y _s	0.5Y _s	0.75Y _s	Y _s	
Chiapas	3.37	3.22	3.14	3.32	4.49	3.91	4.46	4.81	3.73	3.37	3.12	
Oaxaca	2.71	2.33	2.17	2.54	4.13	3.36	3.93	4.50	3.12	2.44	2.14	
Guerrero	2.86	2.68	2.59	2.82	4.10	3.47	3.97	4.50	3.26	2.76	2.57	
Michoacán	2.77	2.54	2.43	2.70	4.07	3.39	3.92	4.46	3.18	2.62	2.41	
Colima	2.80	2.50	2.37	2.67	4.12	3.42	3.95	4.50	3.20	2.60	2.34	
Jalisco	3.28	2.96	2.84	3.13	4.69	3.86	4.40	4.96	3.64	3.05	2.82	
Promedio	2.97	2.70	2.59	2.86	4.27	3.57	4.10	4.62	3.36	2.81	2.57	
Mediana	2.83	2.61	2.51	2.76	4.13	3.44	3.96	4.50	3.23	2.69	2.49	

Tabla 6-5 índices de confiabilidad para modelo de M4CC3C08H.

	Pila x				Pila x				Pilote Y			
	0Y _s	0.5Y _s	0.75Y _s	Y _s	0Y _s	0.5Y _s	0.75Y _s	Y _s	0.5Y _s	0.75Y _s	Y _s	
Chiapas	3.52	3.39	3.37	3.42	3.85	3.48	3.79	4.62	4.01	3.28	3.12	
Oaxaca	3.05	2.70	2.67	2.77	3.39	2.79	3.25	4.32	3.52	2.45	2.15	
Guerrero	3.12	3.05	2.93	3.00	3.42	2.99	3.38	4.33	3.60	2.77	2.58	
Michoacán	3.06	2.84	2.82	2.90	3.37	2.90	3.30	4.30	3.54	2.63	2.43	
Colima	3.09	2.84	2.80	2.88	3.42	2.90	3.32	4.33	3.57	2.60	2.35	
Jalisco	3.60	3.27	3.25	3.34	3.94	3.34	3.76	4.79	4.01	3.06	2.84	
Promedio	3.24	3.01	2.97	3.05	3.57	3.07	3.47	4.45	3.71	2.80	2.58	
Mediana	3.11	2.95	2.87	2.95	3.42	2.95	3.35	4.33	3.59	2.70	2.51	

Tabla 6-6 índices de confiabilidad para modelo de M4CC3C12H.

	Pila x				Pila x				Pilote Y			
	0Y _s	0.5Y _s	0.75Y _s	Y _s	0Y _s	0.5Y _s	0.75Y _s	Y _s	0.5Y _s	0.75Y _s	Y _s	
Chiapas	3.79	3.60	3.55	3.57	3.60	3.45	3.38	3.50	5.68	4.19	3.43	
Oaxaca	3.57	3.13	3.06	3.10	3.14	2.80	2.70	2.94	5.57	3.86	2.82	
Guerrero	3.58	3.27	3.22	3.26	3.20	3.00	2.95	3.13	5.53	3.91	3.04	
Michoacán	3.54	3.21	3.15	3.19	3.15	2.92	2.85	3.04	5.50	3.86	2.95	
Colima	3.57	3.19	3.13	3.17	3.18	2.90	2.82	3.02	5.54	3.89	2.92	
Jalisco	4.12	3.66	3.60	3.64	3.69	3.36	3.28	3.49	6.03	4.34	3.39	
Promedio	3.69	3.34	3.29	3.32	3.33	3.07	3.00	3.19	5.64	4.01	3.09	
Mediana	3.57	3.24	3.19	3.22	3.19	2.96	2.90	3.08	5.55	3.90	2.99	

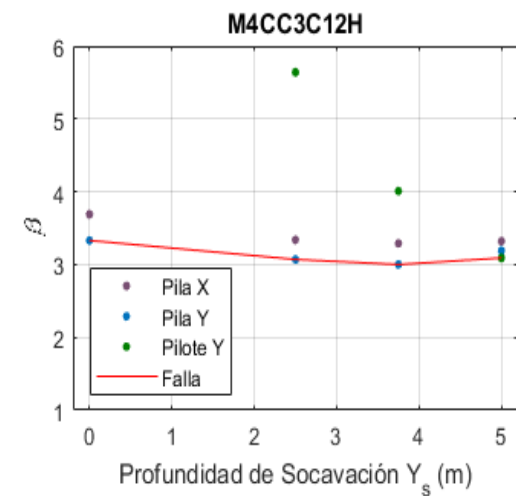
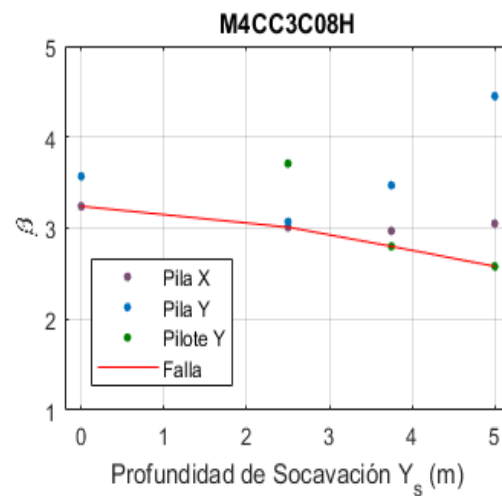
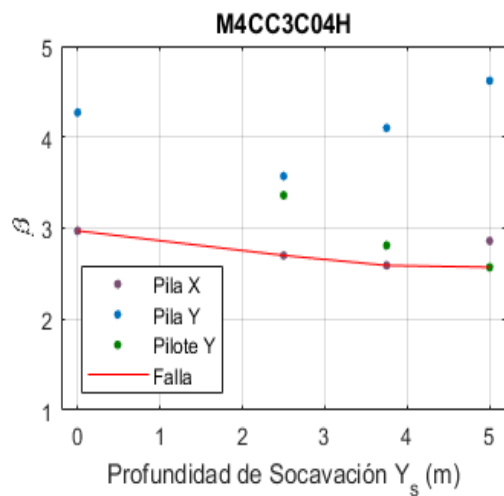
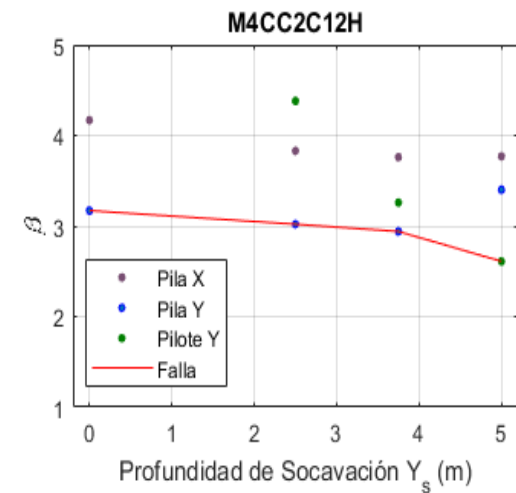
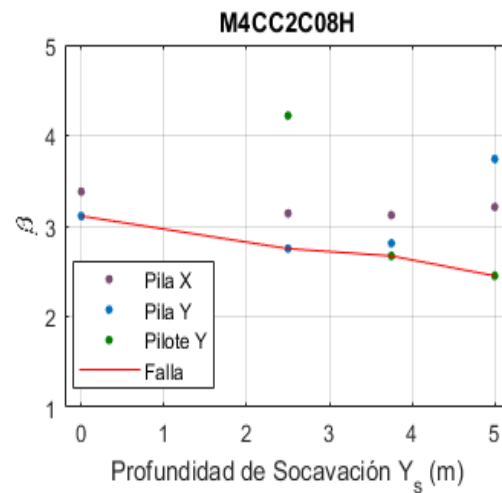
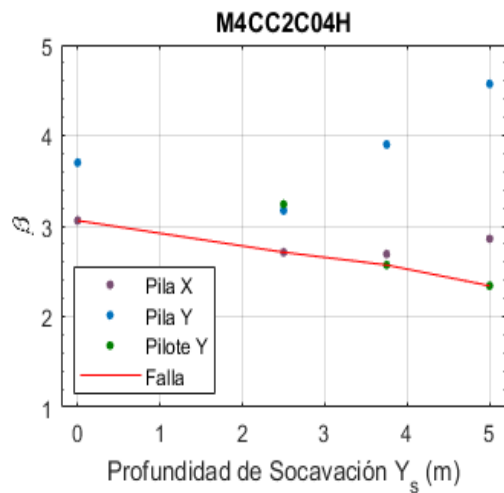


Fig. 6-1 Índices de confiabilidad promedio para cada uno de los casos de estudio.

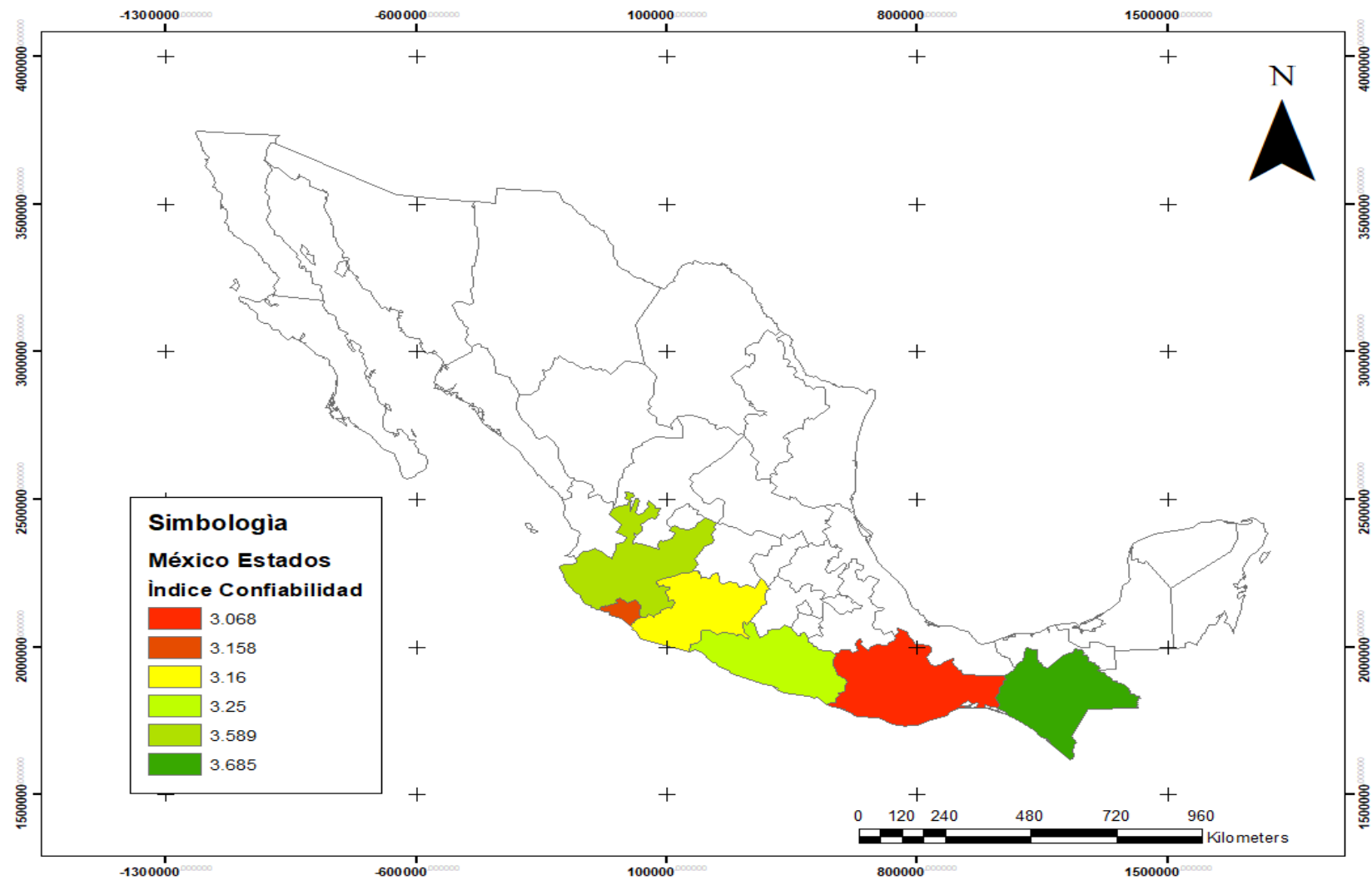


Fig. 6-2 Índice de confiabilidad promedio de todos los componentes para cada estado.

CAPÍTULO 7.- CONCLUSIONES

El objetivo principal de esta investigación fue evaluar el índice de confiabilidad considerando multi-peligro (socavación y sismo) en las pilas y pilotes de la estructura, para alcanzar el objetivo se buscaron los estados con mayores antecedentes de problemas de socavación y amenazados sísmicamente, llegando a los estados localizados en la costa sur del pacífico y el estado de Veracruz. Con respecto de la tipología, se encontró que la subestructura del tipo marco y muro son las más empleadas, el número de claros oscila en un intervalo de 2 a 4, y la altura entre los 4 a los 12 metros.

Analizando el comportamiento entre los periodos de retorno considerados, se aprecia que el valor de la mediana se mantiene dentro de un daño despreciable a ligero, y en algunos casos se alcanza daño moderado; en lo que refiere al mecanismo de falla se observa una combinación entre la pila y el pilote y la dirección en la que se presenta.

Las funciones de demanda ingenieril potencial y exponencial presentaron un buen ajuste en ambas direcciones para la pila, en lo que respecta al pilote, se obtuvo que para la dirección longitudinal se tiene un menor ajuste, ya que la pila predomina en cada uno de los escenarios planteados, para la dirección transversal el pilote conforme se socaba más la estructura presenta un mejor ajuste, la función de demanda general obtenida para la pila presentó un buen ajuste en la dirección longitudinal, para la dirección transversal tanto la pila como el pilote no se tiene un buen ajuste, por lo que se debe buscar otro polinomio que conduzca a un mejor ajuste en esta dirección.

Dentro de las curvas de fragilidad y curvas de superficie se concluye que para la pila en el último nivel de socavación comienza a disminuir la demanda sísmica, esto se debe a que el movimiento que se genera en la cimentación es mayor que en la pila, con lo que el mecanismo de colapso de la estructura pasa de la pila al pilote, este efecto es más visible para la dirección transversal.

Los resultados muestran que el índice de confiabilidad presenta una tendencia a disminuir cuando la profundidad de socavación tiende a crecer, mientras que, el índice de confiabilidad disminuye en los pilotes mientras que para las pilas crece, lo que se traduce a que en profundidades pequeñas de y_s el mecanismo de colapso se presenta en la pila y para profundidades grandes en el pilote. Adicionalmente, en el mapa elaborado para ver como varia el índice de confiabilidad promedio en cada estado se aprecia que el estado con vulnerable es el estado de Oaxaca y el menor el estado de Chiapas.

TRABAJOS FUTUROS

El presente trabajo únicamente estudia subestructura tipo marco, con los casos de 2 y 3 claros variando su altura en 4, 8 y 12 m, por lo que se debe analizar el caso para la condición de 4 claros, además de la tipología de la subestructura tipo muro, y analizar el efecto para puente con una tipología tipo marco con 3 y 2 pilas.

En la continuación del trabajo realizado el siguiente paso es la calibración del factor de carga para los efectos de socavación y sismo, y añadiendo las tipologías faltantes, finalizado el trabajo comenzar a trabajar en modelos de pérdida y obtener las relaciones costo beneficio en la reparación de las estructuras socavadas, además de iniciar la investigación sobre que método de rehabilitación que sea: económico y seguro.

REFERENCIAS

- AASHTO. (2017). *ASSTHO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS*. Washington DC: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Alipour, A., Shafei, B., & Shinozuka, M. (2013). Reliability-Based Calibration of Load and Resistance Factors for Design of RC Bridges under Multiple Extreme Events: Scour and Earthquake. *JOURNAL OF BRIDGE ENGINEERING*, 362-371.
- Aparicio Mijares, F. J. (1992). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. México: EDITORIAL LIMUSA, S.A. de C.V.
- ASCE. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings ASCE/SEI 41-13*. Reston: American Society of Civil Engineers.
- Bowles, J. E., P.E., & S.E. (1997). *Foundation Analysis and Design*. Singapore: McGraw-Hill.
- Bruneau, M., Barbato, M., Padgett, J., Zaghi, A., Mitrani-Reiser, J., & Li, Y. (2017). State of the Art of Multihazard Design. *J. Struct. Eng.*, 03117002(1-25).
- Campa Rodriguez, A., & Astorga Bustillos, F. R. (2015). Métodos para el cálculo de la socavación local en pilas de puentes. *Tecnociencia Chihuahua*, 36-48.
- CANACAR. (2016, 2). *Camara Nacional del Autotrasporte de México*. Retrieved from CANACAR: <https://canacar.com.mx/app/uploads/2016/02/MAPA-DE-CAMINOS-TIPO-ET-A-B-C-Y-D-2.pdf>
- Centro Nacional de Prevención de Desastres. (2001). *Diagnóstico de Peligros e Identificación de Riesgos de Desastres en México*. México: CENAPRED.
- CFE. (2015). *Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Sismo*. México: Comisión Federal de Electricidad.
- Chen, W.-F., & Duan, L. (2000). Bearings. In J. Feng, & H. Chen, *Bridge Engineering Handbook* (pp. 670-681). Boca Raton: CRC Press.
- Comisión Federal de Electricidad. (2015). *Manual de Diseño de Obras Civiles: Diseño por Sismo*. MEXICO: Comisión Federal de Electricidad.
- Computers and Structures, Inc. (2006). *PERFORM-3D Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures User Guide*. Berkeley: Computers and Structures, Inc.
- CONAGUA. (2016, 07 31). *BANDAS*. Retrieved from Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales : <https://app.conagua.gob.mx/bandas/>
- Cruz, V., Soberón, C., & Frías, A. (2018). UNA REVISIÓN DE PUENTES COLAPSADOS POR SOCAVACIÓN. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*, 1-14.

- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010). Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design. *The National Institute of Standards and Technology (NIST)*, 32.
- Dukes, J. D. (2013). *APPLICATION OF BRIDGE SPECIFIC FRAGILITY ANALYSIS IN THE SEISMIC DESIGN PROCESS OF BRIDGES IN CALIFORNIA*. Georgia: Georgia Institute of Technology.
- GCDMX. (2017). *Reglamento de Construcciones para la ciudad de México*. Ciudad de México: Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- Gobierno de México. (2020, 29 04). Retrieved from Gobierno de México-SCT: <http://www.sct.gob.mx/carreteras/direccion-general-de-conservacion-de-carreteras/puentes-de-la-red-federal-de-carreteras/>
- Hernández Mazariegos, E. J., & Jara Guerrero, J. M. (2019). *Uso de dispositivos de control para edificios en zonas de moderada y alta sismicidad*. Morelia: Tesis de Maestria. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.
- Liévano , T., Gil, P., & Olmos , N. A. (2017). COMPARACIÓN DE LA DEMANDA SISMICA DE PUENTE CON SOCAVACIÓN DE UN MODELO SIMPLIFICADO Y UNO DETALLADO. *Congreso Estatal de ciencia y tecnología*, 1-6.
- López Chávez, M. G., & Jara Guerrero, J. M. (2013). *Funciones de Demanda Estructural de Puentes Carreteros Típicos en México*. Morelia Michoacan: Tesis Maestria.Universidad Michoacana de San Nicolas de Hidalgo.
- Meli Piralla, R. (2002). *Diseño Estructural*. México: LIMUSA.
- SCT. (2018). 06. Estudios Hidráulico-Hidrológico para Puentes-004. Analisis Hidrologicos. In SCT, *N-PRY-CAR-1-06-004/18* (p. 7). Ciudad de México: Secretaria de Comunicaciones y Transportes.
- Sundararajan, C. (1995). *Probabilistic Structural Mechanics Handbook: Theory and Industrial Applications*. Houston: SPRINGER.
- U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration. (2012). *Evaluating Scour at Bridges Fifth Edition*. Washington D.C.: U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration.
- Wang, Z., Dueñas, O., & Padgett, J. (2014). Influence of scour effects on the seismic response of reinforced concrete bridges. *Engineering Structures*, 202-214.
- Wang, Z., Padgett, J., & Dueñas, O. (2014). Risk-consistent calibration of load factors for the design of reinforced concrete bridges under the combined effects of earthquake and scour hazards. *Engineering Structures*, 86-95.
- Wardhana, K., & Hadipriono, F. (2003). Analysis of Recent Bridge Failures in the United States. *America Society of Civil Engineers ASCE*, 144-150.

ANEXOS

Anexo 1. Secciones fibras de columnas y pilotes

Tabla A1-0-1 Fibras de la columna de la pila del modelo M4CC2C04H

N°	Área	Coord X	Coord Y	Material	N°	Área	Coord X	Coord Y	Material
1	5.10	0.00	-47.46	Fy=4200	29	5.10	-46.74	-8.24	Fy=4200
2	5.10	8.24	-46.74	Fy=4200	30	5.10	-44.60	-16.23	Fy=4200
3	5.10	16.23	-44.60	Fy=4200	31	5.10	-41.10	-23.73	Fy=4200
4	5.10	23.73	-41.10	Fy=4200	32	5.10	-36.36	-30.51	Fy=4200
5	5.10	30.51	-36.36	Fy=4200	33	5.10	-30.51	-36.36	Fy=4200
6	5.10	36.36	-30.51	Fy=4200	34	5.10	-23.73	-41.10	Fy=4200
7	5.10	41.10	-23.73	Fy=4200	35	5.10	-16.23	-44.60	Fy=4200
8	5.10	44.60	-16.23	Fy=4200	36	5.10	-8.24	-46.74	Fy=4200
9	5.10	46.74	-8.24	Fy=4200	37	481.47	-28.77	28.77	f'c=250
10	5.10	47.46	0.00	Fy=4200	38	223.12	-35.94	35.94	f'c=250
11	5.10	46.74	8.24	Fy=4200	39	1087.45	0.00	33.23	f'c=250
12	5.10	44.60	16.23	Fy=4200	40	186.57	0.00	51.21	f'c=250
13	5.10	41.10	23.73	Fy=4200	41	481.47	28.77	28.77	f'c=250
14	5.10	36.36	30.51	Fy=4200	42	223.12	35.94	35.94	f'c=250
15	5.10	30.51	36.36	Fy=4200	43	1087.45	-33.23	0.00	f'c=250
16	5.10	23.73	41.10	Fy=4200	44	186.57	-51.21	0.00	f'c=250
17	5.10	16.23	44.60	Fy=4200	45	1344.44	0.00	0.00	f'c=250
18	5.10	8.24	46.74	Fy=4200	46	1087.45	33.23	0.00	f'c=250
19	5.10	0.00	47.46	Fy=4200	47	186.57	51.21	0.00	f'c=250
20	5.10	-8.24	46.74	Fy=4200	48	481.47	-28.77	-28.77	f'c=250
21	5.10	-16.23	44.60	Fy=4200	49	223.12	-35.94	-35.94	f'c=250
22	5.10	-23.73	41.10	Fy=4200	50	1087.45	0.00	-33.23	f'c=250
23	5.10	-30.51	36.36	Fy=4200	51	186.57	0.00	-51.21	f'c=250
24	5.10	-36.36	30.51	Fy=4200	52	481.47	28.77	-28.77	f'c=250
25	5.10	-41.10	23.73	Fy=4200	53	223.12	35.94	-35.94	f'c=250
26	5.10	-44.60	16.23	Fy=4200					
27	5.10	-46.74	8.24	Fy=4200					
28	5.10	-47.46	0.00	Fy=4200					

Tabla A1-0-2 Fibras de la columna de la pila del modelo M4CC2C08H

N°	Área	Coord X	Coord Y	Material	N°	Área	Coord X	Coord Y	Material
1	8.194	0.000	-51.800	Fy=4200	23	8.194	-47.563	-20.517	Fy=4200
2	8.194	11.946	-50.403	Fy=4200	24	8.194	-41.550	-30.933	Fy=4200
3	8.194	23.248	-46.290	Fy=4200	25	8.194	-33.296	-39.681	Fy=4200
4	8.194	33.296	-39.681	Fy=4200	26	8.194	-23.248	-46.290	Fy=4200
5	8.194	41.550	-30.933	Fy=4200	27	8.194	-11.946	-50.403	Fy=4200
6	8.194	47.563	-20.517	Fy=4200	28	593.013	-31.554	31.641	f'c=250
7	8.194	51.013	-8.995	Fy=4200	29	245.198	-39.343	39.343	f'c=250
8	8.194	51.712	3.012	Fy=4200	30	1310.225	0.000	36.475	f'c=250
9	8.194	49.624	14.856	Fy=4200	31	203.510	0.000	56.101	f'c=250
10	8.194	44.860	25.900	Fy=4200	32	593.013	31.554	31.641	f'c=250
11	8.194	37.678	35.547	Fy=4200	33	245.198	39.343	39.343	f'c=250
12	8.194	28.464	43.278	Fy=4200	34	1315.912	-36.525	-0.018	f'c=250
13	8.194	17.717	48.676	Fy=4200	35	203.510	-56.101	0.000	f'c=250
14	8.194	6.014	51.449	Fy=4200	36	1600.000	0.000	0.000	f'c=250
15	8.194	-6.014	51.449	Fy=4200	37	1315.912	36.525	-0.018	f'c=250
16	8.194	-17.717	48.676	Fy=4200	38	203.510	56.101	0.000	f'c=250
17	8.194	-28.464	43.278	Fy=4200	39	587.326	-31.579	-31.574	f'c=250
18	8.194	-37.678	35.547	Fy=4200	40	245.198	-39.343	-39.343	f'c=250
19	8.194	-44.860	25.900	Fy=4200	41	1318.419	0.000	-36.545	f'c=250
20	8.194	-49.624	14.856	Fy=4200	42	203.510	0.000	-56.101	f'c=250
21	8.194	-51.712	3.012	Fy=4200	43	587.326	31.579	-31.574	f'c=250
22	8.194	-51.013	-8.995	Fy=4200	44	245.198	39.343	-39.343	f'c=250

Tabla A1-0-3 Fibras de la columna de la pila del modelo M4CC2C12H

N°	Área	Coord X	Coord Y	Material	N°	Área	Coord X	Coord Y	Material
1	32.774	14.422	-53.825	Fy=4200	12	24.581	-19.230	-52.834	Fy=4200
2	16.387	40.011	-40.011	Fy=4200	13	162.812	-38.698	38.698	f'c=250
3	32.774	53.825	-14.422	Fy=4200	14	147.018	-43.728	43.728	f'c=250
4	24.581	52.834	19.230	Fy=4200	15	758.249	-15.140	44.446	f'c=250
5	16.387	40.011	40.011	Fy=4200	16	170.354	-16.661	59.211	f'c=250
6	32.774	14.422	53.825	Fy=4200	17	758.249	15.140	44.446	f'c=250
7	24.581	-19.230	52.834	Fy=4200	18	170.354	16.661	59.211	f'c=250
8	16.387	-40.011	40.011	Fy=4200	19	162.812	38.698	38.698	f'c=250
9	32.774	-53.825	14.422	Fy=4200	20	147.018	43.728	43.728	f'c=250
10	24.581	-52.834	-19.230	Fy=4200	21	758.249	-44.446	15.140	f'c=250
11	16.387	-40.011	-40.011	Fy=4200	22	170.354	-59.211	16.661	f'c=250

Tabla A1-3 Continuación

N°	Área	Coord X	Coord Y	Material	N°	Área	Coord X	Coord Y	Material
23	1056.250	-16.250	16.250	f'c=250	32	170.354	59.211	-16.661	f'c=250
24	1056.250	16.250	16.250	f'c=250	33	162.812	-38.698	-38.698	f'c=250
25	758.249	44.446	15.140	f'c=250	34	147.018	-43.728	-43.728	f'c=250
26	170.354	59.211	16.661	f'c=250	35	758.249	-15.140	-44.446	f'c=250
27	758.249	-44.446	-15.140	f'c=250	36	170.354	-16.661	-59.211	f'c=250
28	170.354	-59.211	-16.661	f'c=250	37	758.249	15.140	-44.446	f'c=250
29	1056.250	-16.250	-16.250	f'c=250	38	170.354	16.661	-59.211	f'c=250
30	1056.250	16.250	-16.250	f'c=250	39	162.812	38.698	-38.698	f'c=250
31	758.249	44.446	-15.140	f'c=250	40	147.018	43.728	-43.728	f'c=250

Tabla A1-0-4 Fibras de la columna de la pila del modelo M4CC3C04H

N°	Área	Coord X	Coord Y	Material	N°	Área	Coord X	Coord Y	Material
1	8.194	0.000	-46.800	Fy=4200	23	8.194	-38.515	-26.585	Fy=4200
2	8.194	11.200	-45.440	Fy=4200	24	8.194	-31.034	-35.030	Fy=4200
3	8.194	21.749	-41.439	Fy=4200	25	8.194	-21.749	-41.439	Fy=4200
4	8.194	31.034	-35.030	Fy=4200	26	8.194	-11.200	-45.440	Fy=4200
5	8.194	38.515	-26.585	Fy=4200	27	477.279	-28.867	28.665	f'c=250
6	8.194	43.758	-16.595	Fy=4200	28	223.123	-35.937	35.937	f'c=250
7	8.194	46.458	-5.641	Fy=4200	29	1088.350	0.000	33.248	f'c=250
8	8.194	46.458	5.641	Fy=4200	30	186.567	0.000	51.213	f'c=250
9	8.194	43.758	16.595	Fy=4200	31	477.279	28.867	28.665	f'c=250
10	8.194	38.515	26.585	Fy=4200	32	223.123	35.937	35.937	f'c=250
11	8.194	31.034	35.030	Fy=4200	33	1080.161	-33.176	0.000	f'c=250
12	8.194	21.749	41.439	Fy=4200	34	186.567	-51.213	0.000	f'c=250
13	8.194	11.200	45.440	Fy=4200	35	1344.444	0.000	0.000	f'c=250
14	8.194	0.000	46.800	Fy=4200	36	1080.161	33.176	0.000	f'c=250
15	8.194	-11.200	45.440	Fy=4200	37	186.567	51.213	0.000	f'c=250
16	8.194	-21.749	41.439	Fy=4200	38	477.279	-28.867	-28.665	f'c=250
17	8.194	-31.034	35.030	Fy=4200	39	223.123	-35.937	-35.937	f'c=250
18	8.194	-38.515	26.585	Fy=4200	40	1088.350	0.000	-33.248	f'c=250
19	8.194	-43.758	16.595	Fy=4200	41	186.567	0.000	-51.213	f'c=250
20	8.194	-46.458	5.641	Fy=4200	42	477.279	28.867	-28.665	f'c=250
21	8.194	-46.458	-5.641	Fy=4200	43	223.123	35.937	-35.937	f'c=250
22	8.194	-43.758	-16.595	Fy=4200					

Tabla 0-5 Fibras de la columna de la pila del modelo M4CC3C08H

N°	Área	Coord X	Coord Y	Material	N°	Área	Coord X	Coord Y	Material
1	8.194	0.000	-51.800	Fy=4200	26	8.194	-50.804	-10.106	Fy=4200
2	8.194	10.106	-50.804	Fy=4200	27	8.194	-47.857	-19.823	Fy=4200
3	8.194	19.823	-47.857	Fy=4200	28	8.194	-43.070	-28.778	Fy=4200
4	8.194	28.778	-43.070	Fy=4200	29	8.194	-36.628	-36.628	Fy=4200
5	8.194	36.628	-36.628	Fy=4200	30	8.194	-28.778	-43.070	Fy=4200
6	8.194	43.070	-28.778	Fy=4200	31	8.194	-19.823	-47.857	Fy=4200
7	8.194	47.857	-19.823	Fy=4200	32	8.194	-10.106	-50.804	Fy=4200
8	8.194	50.804	-10.106	Fy=4200	33	585.975	-31.556	31.559	f'c=250
9	8.194	51.800	0.000	Fy=4200	34	245.198	-39.343	39.343	f'c=250
10	8.194	50.804	10.106	Fy=4200	35	1309.003	0.000	36.458	f'c=250
11	8.194	47.857	19.823	Fy=4200	36	203.510	0.000	56.101	f'c=250
12	8.194	43.070	28.778	Fy=4200	37	585.975	31.556	31.559	f'c=250
13	8.194	36.628	36.628	Fy=4200	38	245.198	39.343	39.343	f'c=250
14	8.194	28.778	43.070	Fy=4200	39	1309.136	-36.459	0.000	f'c=250
15	8.194	19.823	47.857	Fy=4200	40	203.510	-56.101	0.000	f'c=250
16	8.194	10.106	50.804	Fy=4200	41	1600.000	0.000	0.000	f'c=250
17	8.194	0.000	51.800	Fy=4200	42	1309.136	36.459	0.000	f'c=250
18	8.194	-10.106	50.804	Fy=4200	43	203.510	56.101	0.000	f'c=250
19	8.194	-19.823	47.857	Fy=4200	44	585.975	-31.556	-31.559	f'c=250
20	8.194	-28.778	43.070	Fy=4200	45	245.198	-39.343	-39.343	f'c=250
21	8.194	-36.628	36.628	Fy=4200	46	1309.003	0.000	-36.458	f'c=250
22	8.194	-43.070	28.778	Fy=4200	47	203.510	0.000	-56.101	f'c=250
23	8.194	-47.857	19.823	Fy=4200	48	585.975	31.556	-31.559	f'c=250
24	8.194	-50.804	10.106	Fy=4200	49	245.198	39.343	-39.343	f'c=250
25	8.194	-51.800	0.000	Fy=4200					

Tabla 0-6 Fibras de la columna de la pila del modelo M4CC3C12H

N°	Área	Coord X	Coord Y	Material	N°	Área	Coord X	Coord Y	Material
1	8.194	-56.800	0.000	Fy=4200	8	8.194	-11.081	55.708	Fy=4200
2	8.194	-55.708	11.081	Fy=4200	9	8.194	0.000	56.800	Fy=4200
3	8.194	-52.476	21.736	Fy=4200	10	8.194	11.081	55.708	Fy=4200
4	8.194	-47.227	31.556	Fy=4200	11	8.194	21.736	52.476	Fy=4200
5	8.194	-40.163	40.163	Fy=4200	12	8.194	31.556	47.227	Fy=4200
6	8.194	-31.556	47.227	Fy=4200	13	8.194	40.163	40.163	Fy=4200
7	8.194	-21.736	52.476	Fy=4200	14	8.194	47.227	31.556	Fy=4200

Tabla 0-6 Continuación

N°	Área	Coord X	Coord Y	Material	N°	Área	Coord X	Coord Y	Material
15	8.194	52.476	21.736	Fy=4200	33	712.076	34.389	-34.390	f'c=250
16	8.194	55.708	11.081	Fy=4200	34	267.273	42.750	-42.750	f'c=250
17	8.194	56.800	0.000	Fy=4200	35	1562.263	39.773	0.000	f'c=250
18	8.194	55.708	-11.081	Fy=4200	36	220.453	60.988	0.000	f'c=250
19	8.194	52.476	-21.736	Fy=4200	37	712.076	34.389	34.390	f'c=250
20	8.194	47.227	-31.556	Fy=4200	38	267.273	42.750	42.750	f'c=250
21	8.194	40.163	-40.163	Fy=4200	39	1562.202	0.000	-39.772	f'c=250
22	8.194	31.556	-47.227	Fy=4200	40	220.453	0.000	-60.988	f'c=250
23	8.194	21.736	-52.476	Fy=4200	41	1877.778	0.000	0.000	f'c=250
24	8.194	11.081	-55.708	Fy=4200	42	1562.202	0.000	39.772	f'c=250
25	8.194	0.000	-56.800	Fy=4200	43	220.453	0.000	60.988	f'c=250
26	8.194	-11.081	-55.708	Fy=4200	44	712.076	-34.389	-34.390	f'c=250
27	8.194	-21.736	-52.476	Fy=4200	45	267.273	-42.750	-42.750	f'c=250
28	8.194	-31.556	-47.227	Fy=4200	46	1562.263	-39.773	0.000	f'c=250
29	8.194	-40.163	-40.163	Fy=4200	47	220.453	-60.988	0.000	f'c=250
30	8.194	-47.227	-31.556	Fy=4200	48	712.076	-34.389	34.390	f'c=250
31	8.194	-52.476	-21.736	Fy=4200	49	267.273	-42.750	42.750	f'c=250
32	8.194	-55.708	-11.081	Fy=4200					

Tabla A1-0-7 Fibras de pilote de los modelos: M4CC2C04H, M4CC2C08H, M4CC3C04H y M4CC3C12H

#	Area	Corrd2	Coord3	Material	#	Area	Corrd2	Coord3	Material
1	2.839	0.000	-21.595	Fy=4200	17	245.318	0.000	15.908	f'c=250
2	2.839	9.370	-19.456	Fy=4200	18	74.681	0.000	24.842	f'c=250
3	2.839	16.884	-13.464	Fy=4200	19	92.074	13.811	13.723	f'c=250
4	2.839	21.054	-4.805	Fy=4200	20	84.513	17.522	17.522	f'c=250
5	2.839	21.054	4.805	Fy=4200	21	244.516	-15.884	0.000	f'c=250
6	2.839	16.884	13.464	Fy=4200	22	74.681	-24.842	0.000	f'c=250
7	2.839	9.370	19.456	Fy=4200	23	336.111	0.000	0.000	f'c=250
8	2.839	0.000	21.595	Fy=4200	24	244.516	15.884	0.000	f'c=250
9	2.839	-9.370	19.456	Fy=4200	25	74.681	24.842	0.000	f'c=250
10	2.839	-16.884	13.464	Fy=4200	26	92.074	-13.811	-13.723	f'c=250
11	2.839	-21.054	4.805	Fy=4200	27	84.513	-17.522	-17.522	f'c=250
12	2.839	-21.054	-4.805	Fy=4200	28	245.318	0.000	-15.908	f'c=250
13	2.839	-16.884	-13.464	Fy=4200	29	74.681	0.000	-24.842	f'c=250
14	2.839	-9.370	-19.456	Fy=4200	30	92.074	13.811	-13.723	f'c=250
15	92.074	-13.811	13.723	f'c=250	31	84.513	17.522	-17.522	f'c=250
16	84.513	-17.522	17.522	f'c=250					

Tabla 0-8 Fibras del pilote para el modelo M4CC2C12H

#	Área	Corrd2	Coord3	Material	#	Área	Corrd2	Coord3	Material
1	2.839	0.000	-21.595	Fy=4200	15	93.894	13.857	13.713	f'c=250
2	2.839	12.693	-17.471	Fy=4200	16	84.513	17.522	17.522	f'c=250
3	2.839	20.538	-6.673	Fy=4200	17	244.516	-15.896	0.000	f'c=250
4	2.839	20.538	6.673	Fy=4200	18	74.681	-24.842	0.000	f'c=250
5	2.839	12.693	17.471	Fy=4200	19	336.111	0.000	0.000	f'c=250
6	2.839	0.000	21.595	Fy=4200	20	244.516	15.896	0.000	f'c=250
7	2.839	-12.693	17.471	Fy=4200	21	74.681	24.842	0.000	f'c=250
8	2.839	-20.538	6.673	Fy=4200	22	93.894	-13.857	-13.713	f'c=250
9	2.839	-20.538	-6.673	Fy=4200	23	84.513	-17.522	-17.522	f'c=250
10	2.839	-12.693	-17.471	Fy=4200	24	247.355	0.000	-15.937	f'c=250
11	93.894	-13.857	13.713	f'c=250	25	74.681	0.000	-24.842	f'c=250
12	84.513	-17.522	17.522	f'c=250	26	93.894	13.857	-13.713	f'c=250
13	247.355	0.000	15.937	f'c=250	27	84.513	17.522	-17.522	f'c=250
14	74.681	0.000	24.842	f'c=250					

Tabla 0-9 Fibras para el pilote del modelo M4CC3C08H

#	Área	Corrd2	Coord3	Material	#	Área	Corrd2	Coord3	Material
1	2.839	0.000	-21.595	Fy=4200	16	74.681	0.000	24.842	f'c=250
2	2.839	10.798	-18.702	Fy=4200	17	91.056	13.765	13.765	f'c=250
3	2.839	18.702	-10.798	Fy=4200	18	84.513	17.522	17.522	f'c=250
4	2.839	21.595	0.000	Fy=4200	19	247.355	-15.937	0.000	f'c=250
5	2.839	18.702	10.798	Fy=4200	20	74.681	-24.842	0.000	f'c=250
6	2.839	10.798	18.702	Fy=4200	21	336.111	0.000	0.000	f'c=250
7	2.839	0.000	21.595	Fy=4200	22	247.355	15.937	0.000	f'c=250
8	2.839	-10.798	18.702	Fy=4200	23	74.681	24.842	0.000	f'c=250
9	2.839	-18.702	10.798	Fy=4200	24	91.056	-13.765	-13.765	f'c=250
10	2.839	-21.595	0.000	Fy=4200	25	84.513	-17.522	-17.522	f'c=250
11	2.839	-18.702	-10.798	Fy=4200	26	247.355	0.000	-15.937	f'c=250
12	2.839	-10.798	-18.702	Fy=4200	27	74.681	0.000	-24.842	f'c=250
13	91.056	-13.765	13.765	f'c=250	28	91.056	13.765	-13.765	f'c=250
14	84.513	-17.522	17.522	f'c=250	29	84.513	17.522	-17.522	f'c=250
15	247.355	0.000	15.937	f'c=250					

Anexo 2. Curvas de fragilidad

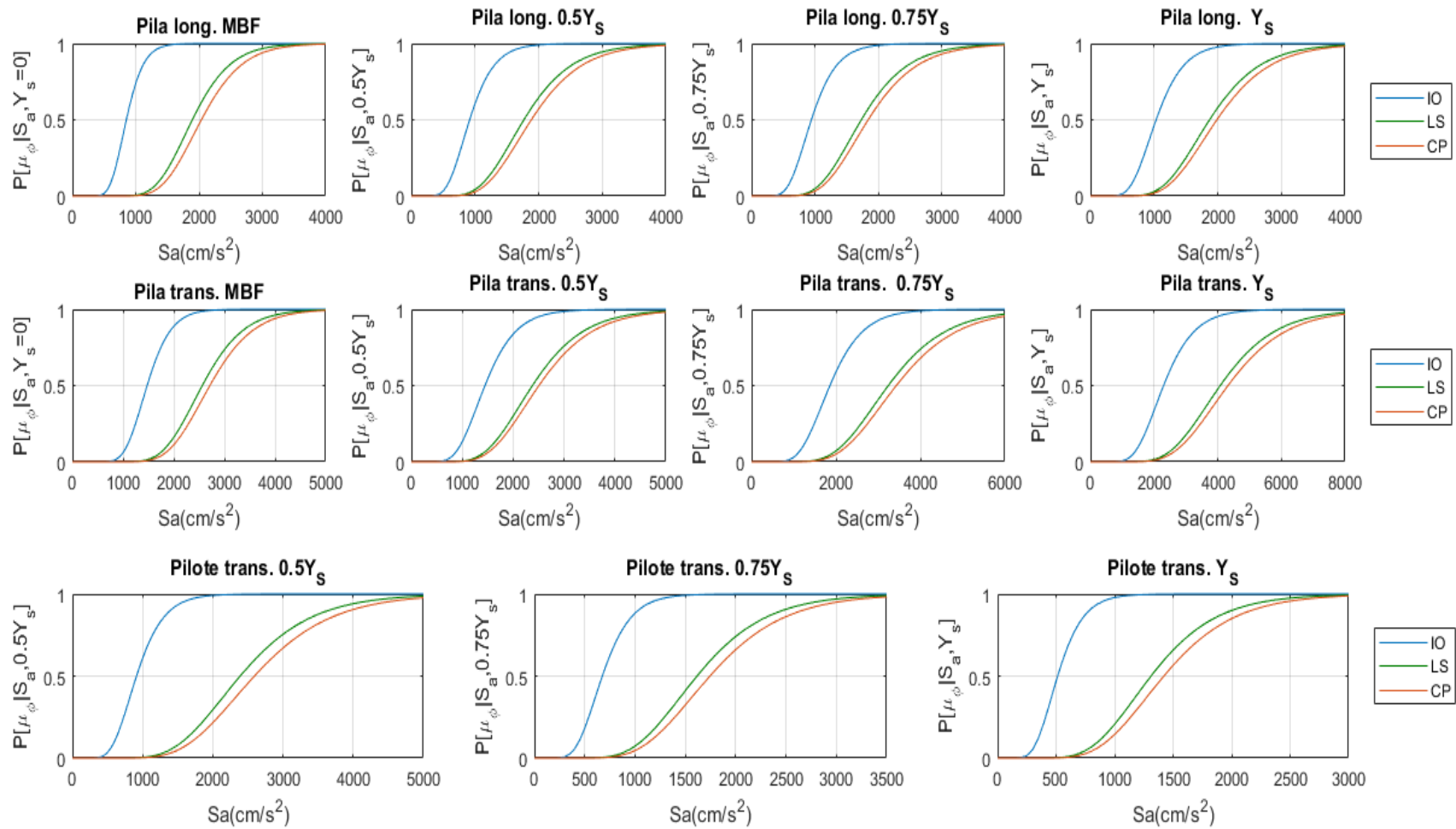


Fig. 0-1 Curvas de fragilidad para el modelo M4CC2C04H

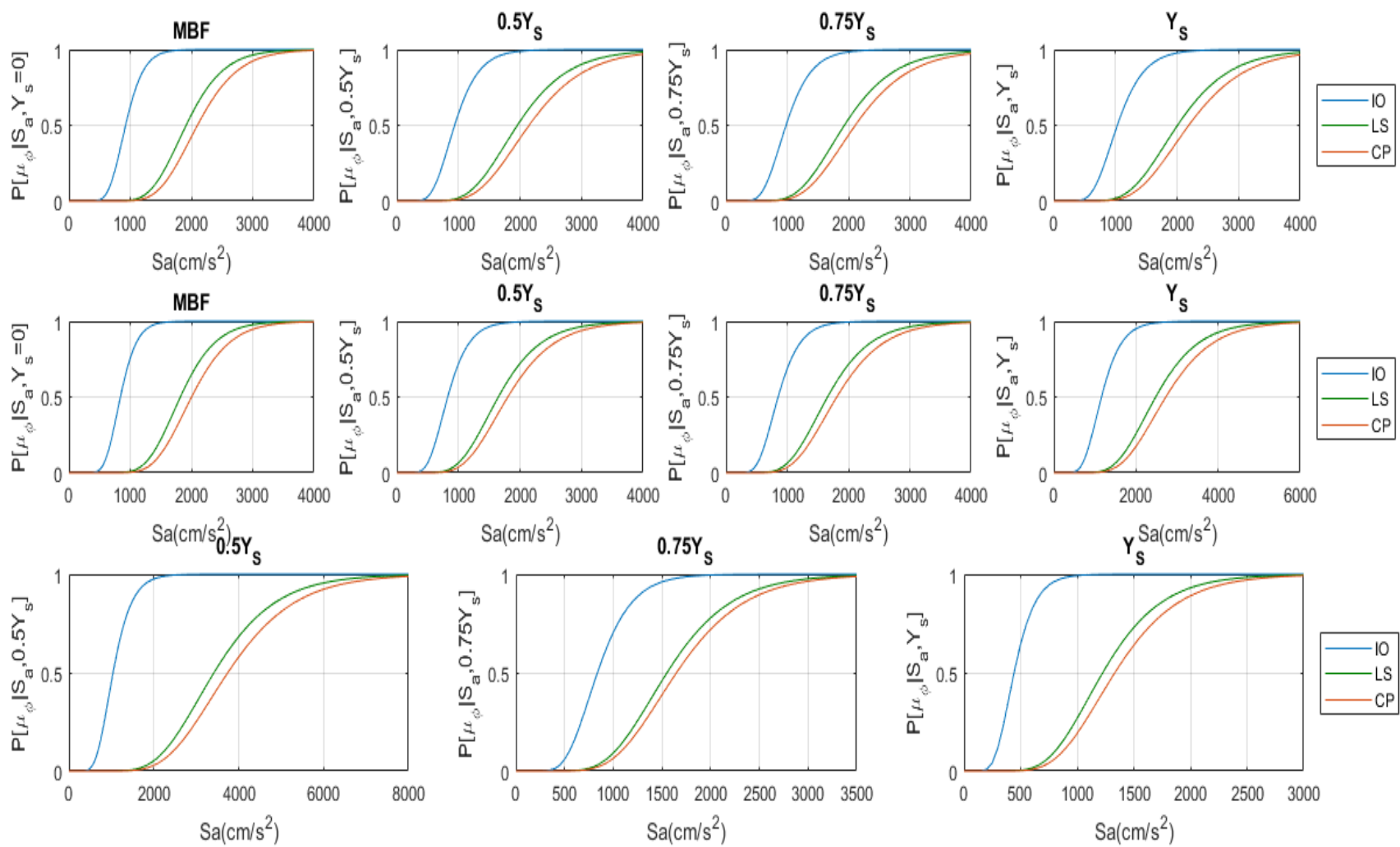


Fig. 0-2 Curvas de Fragilidad para el modelo M4CC2C08H

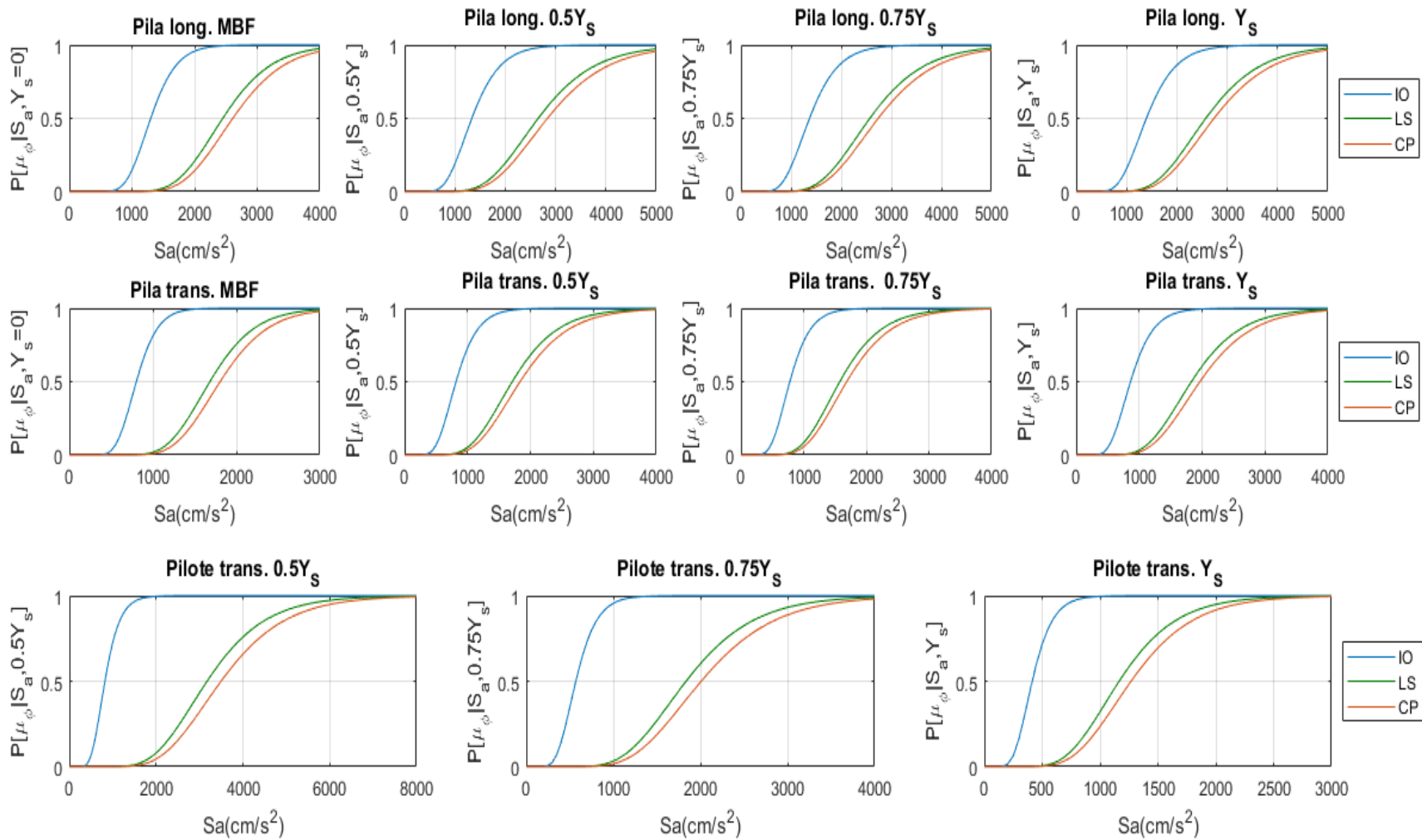


Fig. 0-3 Curvas de fragilidad para el modelo M4CC2C12H

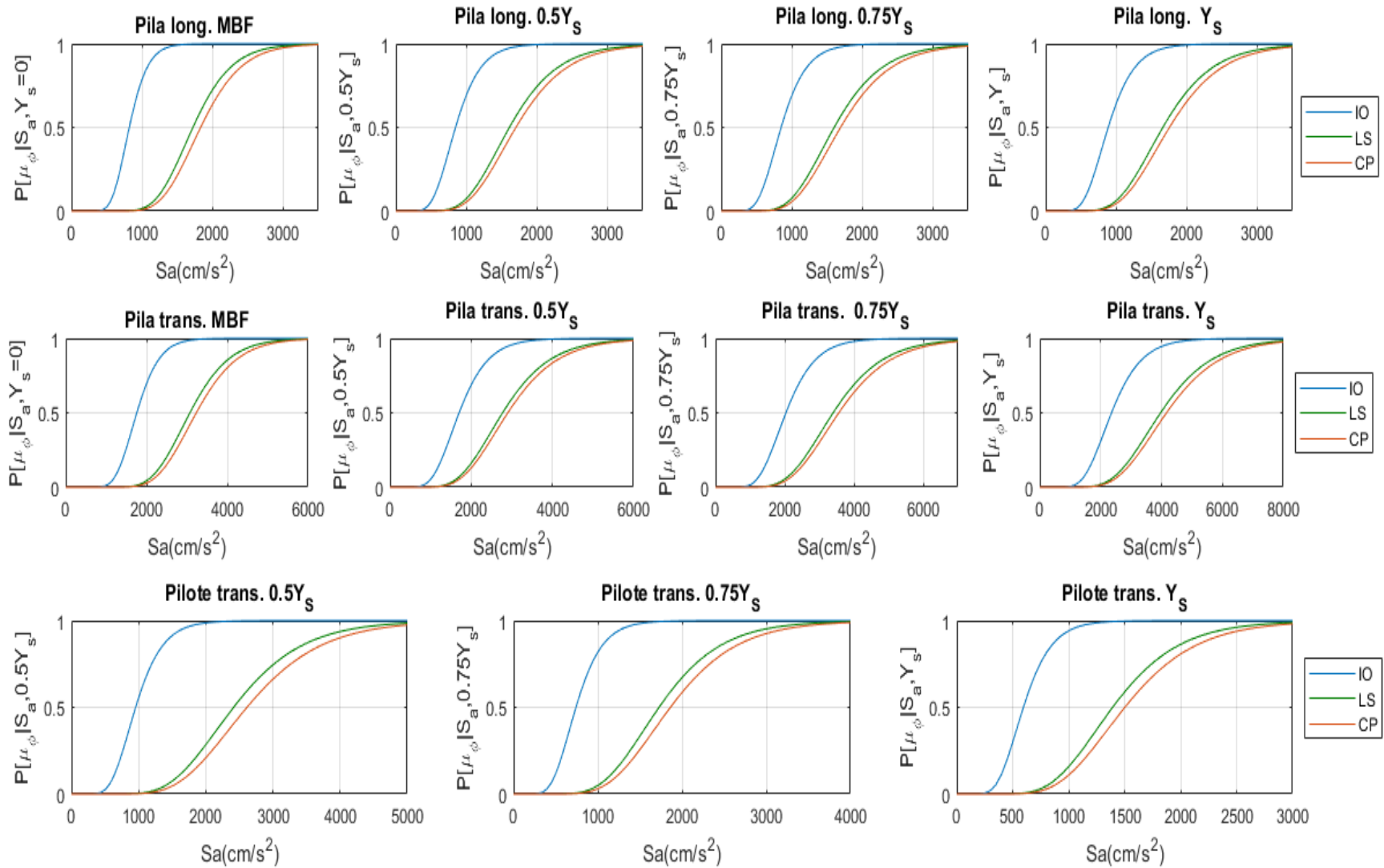


Fig. 0-4 Curvas de fragilidad para el modelo M4CC3C04H.

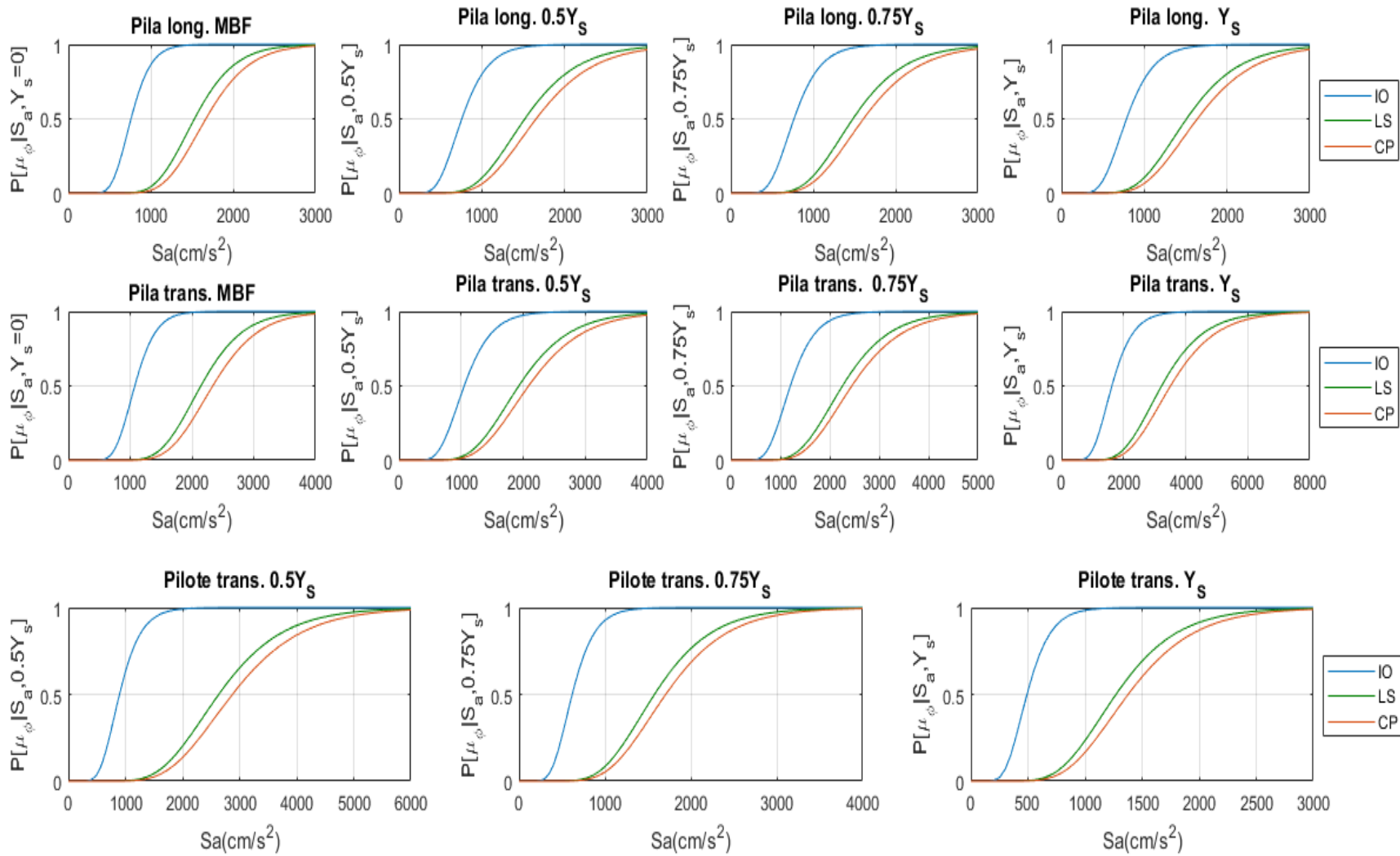


Fig. 0-5 Curva de fragilidad para el modelo M4CC3C08H

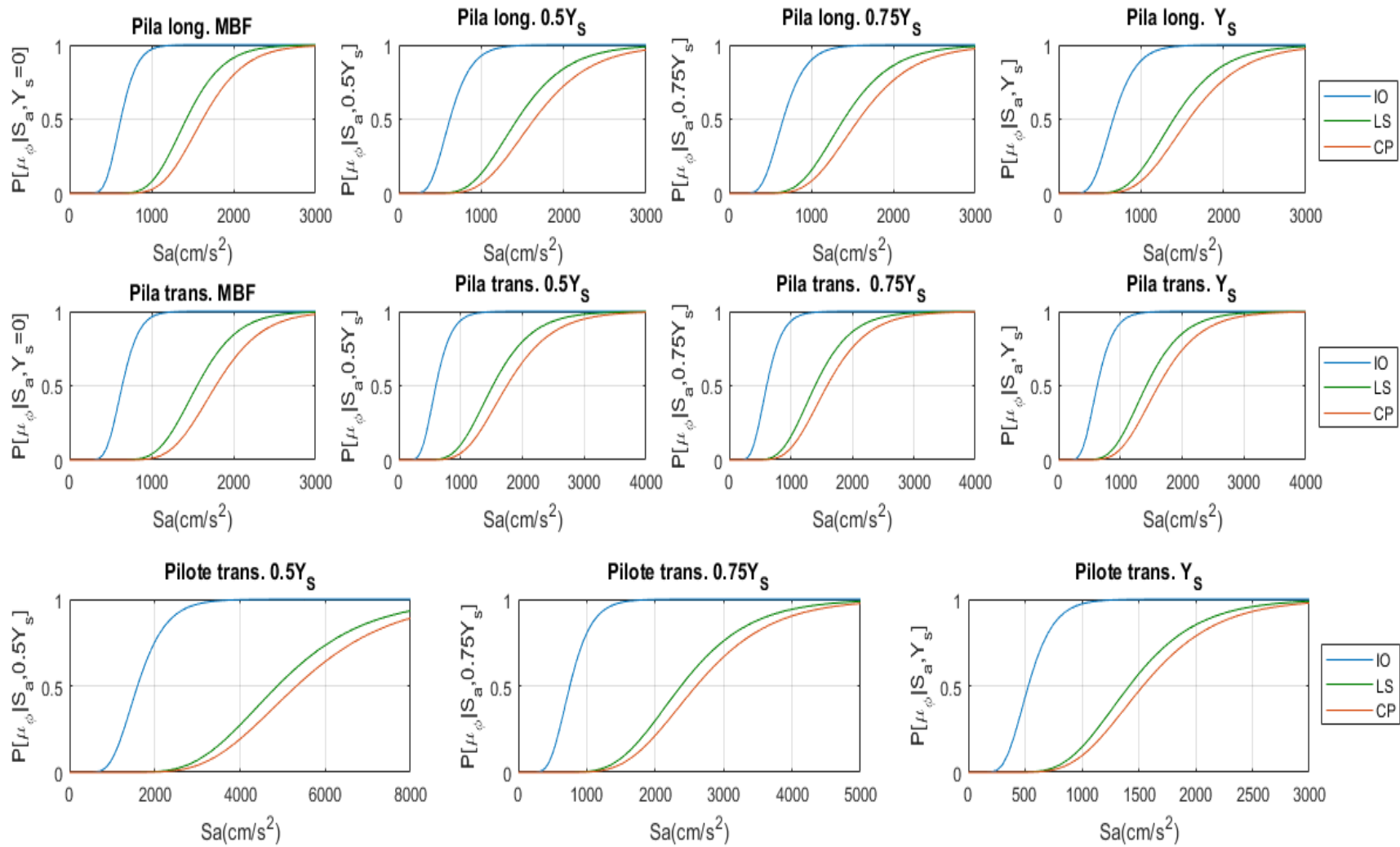


Fig. 0-6 Curva de fragilidad para el modelo M4CC3C12H