



**UNIVERSIDAD MICHOACANA
DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO**



Facultad de ingeniería civil
División de estudios de posgrado

**EVALUACIÓN DE FUNCIONES DE DEMANDA ESTRUCTURAL
DE PUENTES CONSIDERANDO EL MULTI-PELIGRO:
SOCAVACIÓN Y SISMO**

T E S I S

**PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS**

PRESENTA:
ING. JUAN MANUEL SANTANA FLORES

DIRECTOR DE TESIS:
DRA. BERTHA ALEJANDRA OLMOS NAVARRETE

Morelia Michoacán, Julio de 2017

RESUMEN

En este trabajo se emplea un enfoque probabilista basado en calcular funciones de demanda estructural para puentes de CR con subestructura tipo marco considerando en el análisis la unión de dos eventos extremos: socavación y sismos. Se modelan puentes típicos de la república mexicana. Para desarrollar los modelos numéricos de los puentes se emplearon dos programas de cómputo SAP2000 Y PERFORM3D; con el programa SAP2000 se realizaron análisis estáticos no lineales PUSHOVER, se calcularon también los periodos de vibrar y las reacciones en los apoyos que deben ser consideradas para determinar la carga axial a que se encuentran trabajando las columnas; mientras que con el software PERFORM3D se desarrollaron análisis no lineales en la historia del tiempo.

Para estudiar los efectos de socavación y sismo en los puentes se hace una simplificación del modelo analítico del puente sin problemas de socavación, donde en estos modelos se va creciendo la altura de las pilas como función de la profundidad de socavación esperada para una demanda hidráulica. Con esta hipótesis se pretende encontrar la tendencia de la variación de la respuesta estructural de un conjunto de puentes ante diferentes escenarios de peligro conjunto de las acciones de socavación y sismo, para estudiar y comprender los efectos que se tienen en la vulnerabilidad de los puentes y determinar si es o no importante considerar su acción conjunta.

El propósito de realizar análisis no lineales en la historia del tiempo es estimar las demandas máximas esperadas en los diferentes componentes estructurales que conforman un puente ante diferentes escenarios de socavación y sismo. Particularmente en este trabajo se trata de ver las demandas máximas ante la acción conjunta de socavación y sismo para después relacionarlas con estados límite de daño. En este trabajo se hacen análisis no lineal en la historia del tiempo de modelos de puentes de CR con subestructura tipo Marco para obtener los parámetros de demanda estructural denominados: **distorsión angular (Δ)**, **Rotación plástica (θ)**, **Índice de daño local (ID_L)** e **Índice de daño global (ID_g)**, los cuales están relacionados con una intensidad sísmica y profundidad de socavación. Finalmente se ajusta una curva al conjunto de datos obtenidos que permita estimar la demanda de alguno de los parámetros ante un nivel de aceleración esperado de socavación y sismo.

Palabras claves: Funciones de demanda estructural, Socavación local, Sismo, Puentes de concreto reforzado, Inundaciones.

ABSTRACT

The present work presents a probabilistic approach to estimate structural demand functions for RC bridges with a frame type substructure, the functions take into account two extreme events: scour and earthquakes. The bridges in study are considered as representatives of the most commonly built on the Mexican highway system. Their numerical models were developed with the aid of two commercial softwares: SAP2000 and PERFORM 3D; the first one was used to led pushover analyses, modal analyses and linear analyses to determine reactions and forces that must be used to led nonlinear analyses whereas the second program allowed us to develop nonlinear time-history analyses.

The analytical bridge models with scour effects are based on the bridge models developed without scour where the piers' height varies with respect to the expected scour depth according to the hydraulic demand. On this hypothesis, it is possible to find a tendency on the structural response for a set of bridges under different multi-hazard scenarios, in this case are considered two hazards: scour and earthquakes, in order to determine if it is or not important to take into account the joint effects to determine the vulnerability of bridges.

The aim in developing nonlinear time-history analyses in the present study is to estimate the maximum expected demands on different structural elements that conform a bridge under several scenarios of earthquakes and scour. Particularly in this work, the maximum demands under the joint action of earthquakes and scour are studied to find functions that relate them with four damage limit states. To reach this objective nonlinear time history analyses of the selected bridges are developed to get the structural demand parameters named: **angular distortions (Δ)**, **plastic rotations (θ)**, **local damage index (ID_L)** and **global damage index (ID_g)**, which are related to a seismic intensity and scour depth for each bridge. Finally, the data measured was study through regression analyses, in order to fit the best function to predict the expected demands on the bridge for a specific expected risk scenario, level of earthquake and scour depth.

Keywords: Structural demand functions, Local scour, Earthquake, RC bridges, Floods.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco primeramente a dios por permitirme llegar a esta etapa de mi vida.

Mis más sinceros agradecimientos a mis padres Inés Santana y M.A. Lourdes Flores por su apoyo incondicional que me han dado en todo momento, por ser unos padres tan buenos que siempre están al pendiente de cubrir mis necesidades, para ellos que con su esfuerzo y dedicación han logrado que llegara a este momento tan importante para mí, para ellos que sé siempre se han preocupado por darme una mejor educación. Con todo el cariño del mundo.

Agradezco a mis hermanos por la confianza que han depositado en mí, por su apoyo, por ser tan buenos hermanos conmigo.

Agradezco a mi novia Daysi Rubí Zavala por su gran apoyo que me ha brindado, por ser una gran persona que siempre me ha dado alientos de luchar por lo que quiero por ayudarme siempre que lo necesito, por sus consejos.

Agradezco a mi asesora de tesis Dra. Bertha Alejandra Olmos Navarrete por su valiosa atención que me dió, gracias por la paciencia que me tuvo en los momentos difíciles, gracias por las atenciones que me prestó cuando más lo necesité.

Agradezco a mis amigos y a la vez compañeros de clases, Samuel, Juan Ignacio y Berenice Arizbeth por compartir momentos inolvidables de alegrías y preocupaciones juntos.

Agradezco a CONACYT por la ayuda económica que me dio durante los dos años, porque sin su apoyo hubiera resultado más difícil continuar estudiando.

Agradezco a todos mis profesores que forman parte del programa de Maestría y que me impartieron clases durante dos años me refiero a: Dra. Bertha Alejandra Olmos Navarrete, Dr. José Manuel Jara Guerrero, Dr. Manuel Jara Díaz, Dr. Guillermo Martínez Ruiz, M.I. Eugenio Macías Cortez, Dr. Hugo Hernández Barrios, M.C. Rafael Rojas Rojas por compartir sus conocimientos, sin duda alguna me he quedado satisfecho de su gran dedicación que tienen como profesores.

DEDICATORIA

A mis padres

por ser tan buenos conmigo, por
el apoyo moral, económico y de todo tipo,
porque gracias ellos logre mi objetivo

A mi abuelito

Porque fue una gran influencia en mi para llegar ser la persona
que soy ahora, aunque ya no esté con nosotros
lo extrañamos mucho, para él con todo mi corazón,
porque sé que estaría muy feliz por la meta lograda

A mis hermanos

Porque han sido y seguirán siendo
un motor para seguir adelante

A mi primo Miguel Santana

Porque siempre estuvo
ahí para darme dirección en mis metas

A mi novia

Por toda la ayuda que aportó
para llevar a cabo este trabajo

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	i
ABSTRACT	ii
AGRADECIMIENTOS.....	iii
DEDICATORIA	iv
ÍNDICE DE TABLAS GENERAL	ix
ÍNDICE DE FIGURAS GENERAL	x
ÍNDICE APENDICE A	xiv
ÍNDICE DE FIGURAS APENDICE B.....	xv
CAPÍTULO 1	1
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 2	4
ESTADO DEL CONOCIMIENTO DE LA EVALUACIÓN DEL MULTI-PELIGRO	4
2.1 Principales fallas en puentes	4
2.2. Problemas de socavación en puentes de México	8
2.2.1. Puente Pijijiapan I.....	9
2.2.2. Puente Tonalá	10
2.2.3. Puente Nexpa	11
2.3. Efecto de socavación en pilas de puentes.....	12
2.3.1 Comparación de ecuaciones para cálculo de socavación local en pilas de puentes.....	18
2.4. Efectos de acción conjunta (Socavación y Sismo)	22
CAPÍTULO 3	31
DESCRIPCIÓN Y EVALUACIÓN DEL MODELO DE DEMANDA DE SOCAVACIÓN	31
3.1. Información de puentes en México	31
3.2. Características generales de los puentes	35
3.3. Modelo en SAP2000	36
3.3.1. Superestructura.....	36
3.3.2. Subestructura	38
3.3.3. Apoyos de neopreno	40
3.3.3.1. Cálculo de la rigidez horizontal y vertical de los apoyos.....	41
3.3.4. Juntas de expansión	42



3.3.5. Representación del modelo completo en SAP2000.....	43
3.4. Modelo en Perform3D.....	43
3.4.1. Superestructura.....	44
3.4.1.1. Trabes AASHTO tipo IV.....	45
3.4.2. Subestructura.....	45
3.5. Cuenca hidrológica para estimar los efectos de socavación.....	45
3.6. Estimación de la profundidad de socavación.....	47
3.6.1. Cálculo de los factores de corrección de la ecuación HEC-18.....	48
3.6.2. Cálculo del gasto.....	49
3.6.3. Información geológica.....	51
3.6.4. Obtención de las características hidráulicas de la cuenca.....	52
3.6.5. Metodología empleada para estimar el tirante de socavación local.....	54
3.7. Modelos de puentes con problemas de socavación.....	56
3.8. Análisis estático no lineal (PUSH OVER).....	59
CAPÍTULO 4.....	69
DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA.....	69
4.1. Sismicidad en la Costa del Pacífico.....	69
4.2. Demanda sísmica.....	73
4.2.1. Escalamiento de registros sísmicos.....	81
4.3. Análisis no Lineal en la Historia del Tiempo.....	84
4.3.1. Obtención de MI-PDI.....	84
4.3.1.1. Modelo C20P05-1.....	88
4.3.1.1.1. Drift o distorsión angular.....	88
4.3.1.1.2. Rotación plástica.....	90
4.3.1.1.3. Índice de daño local.....	92
4.3.1.1.4. Índice de daño global.....	94
4.3.2. Análisis de resultados MI-PDI.....	97
4.3.2.1. Resultados de MI- Drift o distorsión angular.....	97
4.3.2.2. Resultados de MI-Rotación Plástica.....	98
4.3.2.3. Resultados de MI- Índice de daño local.....	99
4.3.2.4. Resultados de MI- Índice de daño global.....	99
CAPÍTULO 5.....	101



EVALUACIÓN DE FUNCIONES DE DEMANDA ESTRUCTURAL DE PUENTES CON SUBESTRUCTURA DE CR TIPO MARCO CONSIDERANDO EL MULTI-PELIGRO: SOCAVACIÓN Y SISMO	101
5.1. Determinación de funciones de demanda estructural	102
5.2. Funciones de demanda estructural para el caso de estudio C20P05-1	108
5.3. Funciones de demanda estructural para el caso de estudio C20P05-2	111
5.4. Funciones de demanda estructural para el caso de estudio C20P10-1	114
5.5. Funciones de demanda estructural para el caso de estudio C20P10-2	117
5.6. Funciones de demanda estructural para el caso de estudio C20P20-1	120
5.7. Funciones de demanda estructural para el caso de estudio C20P20-2	123
5.6. Análisis de resultados.....	127
CAPÍTULO 6	133
CONCLUSIONES	133
REFERENCIAS.....	135
APÉNDICE A.....	138
Resultados de Análisis Estático no Lineal (PUSHOVER)	138
A.1 Modelo C20P05-1	138
A.1.1 Propiedades inelásticas de columnas	138
A.1.2 Diagramas Momento-Curvatura	139
A.2 Modelo C20P05-2	140
2.1 Propiedades inelásticas de columnas	140
A.2.2 Diagramas Momento-Curvatura	141
A.3 Modelo C20P10-1	143
A.3.1 Propiedades inelásticas de columnas	143
A.3.2 Diagramas Momento-Curvatura	144
A.4 Modelo C20P10-2	145
A.4.1 Propiedades inelásticas de columnas	145
A.4.2 Diagramas Momento-Curvatura	146
A.5 Modelo C20P20-1	148
A.5.1 Propiedades inelásticas de columnas	148
A.5.2 Diagramas Momento-Curvatura	149
A.6 Modelo C20P20-2	150
A.6.1 Propiedades inelásticas de columnas	150



A.6.2 Diagramas Momento-Curvatura	151
APÉNDICE B.....	153
Resultados del Análisis no Lineal en la Historia del Tiempo	153
B.1 Modelo C20P05-1.....	153
B.1.1 Relaciones MI-Distorsión angular	153
B.1.2 Relaciones MI-Rotación Plástica	155
B.1.3 Relaciones MI-Índice de Daño Local	157
B.1.4 Relaciones MI-Índice de Daño Global	159
B.2 Modelo C20P05-2.....	161
B.2.1 Relaciones MI-Distorsión angular	161
B.2.2 Relaciones MI-Rotación Plástica	163
B.2.3 Relaciones MI-Índice de Daño Local	165
B.2.4 Relaciones MI-Índice de Daño Global	167
B.3 Modelo C20P10-1.....	169
B.3.1 Relaciones MI-Distorsión angular	169
B.3.2 Relaciones MI-Rotación Plástica	171
B.3.3 Relaciones MI-Índice de Daño Local	173
B.3.4 Relaciones MI-Índice de Daño Global	175
B.4 Modelo C20P10-2.....	177
B.4.1 Relaciones MI-Distorsión angular	177
B.4.2 Relaciones MI-Rotación Plástica	179
B.4.3 Relaciones MI-Índice de Daño Local	181
B.4.4 Relaciones MI-Índice de Daño Global	183
B.5 Modelo C20P20-1.....	185
B.5.1 Relaciones MI-Distorsión angular	185
B.5.2 Relaciones MI-Rotación Plástica	187
B.5.3 Relaciones MI-Índice de Daño Local	189
B.5.4 Relaciones MI-Índice de Daño Global	191
B.6 Modelo C20P20-2.....	193
B.6.1 Relaciones MI-Distorsión angular	193
B.6.2 Relaciones MI-Rotación Plástica	195
B.6.3 Relaciones MI-Índice de Daño Local	197



ÍNDICE DE TABLAS GENERAL

Tabla 1. Escala de calificaciones SIPUMEX (Tomada de Delgado, 2010)	8
Tabla 2. Fallas de puentes en México [Tomada de Aguado, 2012].....	9
Tabla 3. Porcentaje de puentes por su longitud de claro [Tomada de Aguado, 2012].....	33
Tabla 4. Porcentaje de puentes por número de claros [Tomada de Aguado, 2012]	33
Tabla 5. Características generales de los modelos base de los puentes.....	36
Tabla 6. Resistencia y pesos volumétricos los elementos estructurales de la superestructura.	37
Tabla 7. Propiedades geométricas de la sección transversal AASHTO Tipo IV	38
Tabla 8. Resistencia y pesos volumétricos los materiales de la subestructura.....	38
Tabla 9. Propiedades de a) Apoyo Fijo b) Apoyo Móvil.....	42
Tabla 10. Peso total de la superestructura por unidad de área.....	44
Tabla 11. Cálculo de la carga uniformemente distribuida para trabe.	45
Tabla 12. Factor de corrección, K_1 , forma de la nariz de la pila [Adaptada de HEC-18, 2012].	49
Tabla 13. Factor de corrección, K_2 , Por el Ángulo de ataque del flujo [Adaptada de HEC-18, 2012]. ...	49
Tabla 14. Factor de corrección, K_3 , por la condición en la base del cauce.....	49
Tabla 15. Parámetros de ajuste y erros de la FDP $LN(\lambda, \zeta)$	51
Tabla 16. Gastos máximos probables en la cuenca del río Balsas para diferentes Tr	51
Tabla 17. Valores básicos de (n) para materiales del fondo de río [Modificada de Osornio, 2008].....	52
Tabla 18. Suelos en la cuenca del río Balsas	52
Tabla 19. Parámetros hidráulicos del Río Balsas (HEC-RAS)	53
Tabla 20. Valores de tirantes de socavación para diferentes gastos	55
Tabla 21. Modelos modificados del modelo base C20P05-1	57
Tabla 22. Modelos modificados del modelo base C20P05-2	57
Tabla 23. Modelos modificados del modelo base C20P10-1	58
Tabla 24. Modelos modificados del modelo base C20P10-2	58
Tabla 25. Modelos modificados del modelo base C20P20-1	58
Tabla 26. Modelos modificados del modelo base C20P20-2	59
Tabla 27. Detalles del armado de las columnas que forman las pilas de los puentes	60
Tabla 28. Valores de la curva de capacidad de columnas del modelo C20P05-1	62
Tabla 29. Propiedades de las columnas (interna y externa) del modelo C20P05-1 con diferentes alturas de socavación	63
Tabla 30. Registros de sismos de subducción	77
Tabla 31. Datos de sismos de subducción.....	79
Tabla 32. Datos de estaciones.....	80
Tabla 33. Factores de escala para registros sísmicos provenientes de sismos de subducción.....	83
Tabla 34. Periodos de vibrar de los modelos a) C20P05-1 b) C20P05-2.....	85
Tabla 35. Periodos de vibrar de los modelos a) C20P10-1 b) C20P10-2.....	85



Tabla 36 Periodos de vibrar de los modelos a) C20P20-1 b) C20P20-2.....	86
Tabla 37. Definición de estados de daño como función del índice de daño.....	87
Tabla 38. Definición de estados de daño como función de la distorsión angular [Dutta & Mander, 1998]	88
Tabla 39. Definición de estados de daño como función de la distorsión angular [Akbari, 1998].....	88
Tabla 40. Grado de correlación entre dos variables	103
Tabla 41. Parámetros de ajuste de funciones de demanda estructural del modelo C20P05-1	111
Tabla 42. Parámetros de ajuste de funciones de demanda estructural del modelo C20P05-2	114
Tabla 43. Parámetros de ajuste de funciones de demanda estructural del modelo C20P10-1	117
Tabla 44. Parámetros de ajuste de funciones de demanda estructural del modelo C20P10-2	120
Tabla 45. Parámetros de ajuste de funciones de demanda estructural del modelo C20P20-1	123
Tabla 46. Parámetros de ajuste de funciones de demanda estructural del modelo C20P20-2	126
Tabla 47. Valores máximos de PDI del modelo C20P05-1 con problemas de socavación	128
Tabla 48. Valores máximos de PDI del modelo C20P05-2 con problemas de socavación	129
Tabla 49. Valores máximos de PDI del modelo C20P10-1 con problemas de socavación	130
Tabla 50. Valores máximos de PDI del modelo C20P10-2 con problemas de socavación	131
Tabla 51. Valores máximos de PDI del modelo C20P20-1 con problemas de socavación	131
Tabla 52. Valores máximos de PDI del modelo C20P20-2 con problemas de socavación	132

ÍNDICE DE FIGURAS GENERAL

Figura 1. Socavación local en una de las pilas del Puente Pijijiapan I [Tomada de Aguado, 2012]	10
Figura 2. Problemas de degradación producto de socavación local de Puente Pijijiapan I [Tomada de Aguado 2012]	10
Figura 3. Colapso del puente Tonalá [Tomada de Aguado, 2012]	11
Figura 4. Restos del puente Tonalá [Tomada de Aguado, 2012]	11
Figura 5. Pila dañada del puente Nexpa [Tomada de Aguado, 2012]	12
Figura 6. Definición de socavación local en pilas. [Adaptada de HEC-18, 2012]	13
Figura 7. Representación de socavación local en pilas cilíndricas. [Adaptada de HEC-18, 2012].....	16
Figura 8. Profundidad de socavación como función del tiempo. [Adaptada de HEC-18, 2012]	17
Figura 9. Comparación de ecuaciones para el cálculo de socavación.....	20
Figura 10. Curvas de riesgo por socavación para puentes con claros de longitud media, para dos ríos con velocidades de descargas altas y bajas [Modificada de Alipour, 2013]	28
Figura 11. Curva de riesgo sísmico obtenida de un zona de alta sismicidad [Modificada de Alipour, 2013]	28
Figura 12. Curvas de fragilidad para puentes con claros de longitud media y altura de columna media sin considera efectos de socavación [Modificada de Alipour, 2013].....	29
Figura 13. Curvas de fragilidad considerando socavación y sismo para puentes con claros de longitud media y altura media de pilas para un estado de daño moderado [Modificada de Alipour, 2013]	30
Figura 14. Frecuencia de los diferentes tipos de puentes [Tomada de Aguado, 2012].....	31
Figura 15. Ubicación geográfica de puentes carreteros y principales ríos [Tomada de Aguado, 2012] 32	



Figura 16. Ubicación geográfica de puentes que cruzan un río [Tomada de Aguado, 2012]	32
Figura 17. Clasificación de puentes de acuerdo a su longitud de claro [Tomada de Aguado, 2012]	34
Figura 18. Clasificación de puentes en México de acuerdo al material de las pilas [Tomada aguado, 2012]	34
Figura 19. Tipología de la superestructura de los puentes de estudio.	37
Figura 20. Geometría de a) Trabes AASHTO Tipo IV b) Parapetos [Acotaciones en metros].....	37
Figura 21. Separación entre columnas de 5, 10 m de altura.	39
Figura 22. Separación entre columnas de 20 m de altura.	40
Figura 23. Apoyos de neopreno a) Apoyo móvil b) Apoyo fijo.....	41
Figura 24. Modelo numérico del puente en SAP2000	43
Figura 25. Cuenca Hidrológica del Río Balsas.....	47
Figura 26. Formas comunes de pilas de puentes [Adaptada de HEC-18, 2012].	48
Figura 27. Estaciones hidrométricas del Río Balsas.	50
Figura 28. Representación del tirante de socavación para todos los modelos.....	57
Figura 29. Pila del puente con Articulaciones plásticas en la parte inferior	60
Figura 30. Definición del armado de columnas en SAP2000	61
Figura 31. Diagrama Momento-Curvatura obtenido de SAP2000	62
Figura 32. Curva de capacidad de modelo C20P05-1 a) (0m) b) (1m).....	63
Figura 33. Curva de capacidad de modelo C20P05-1 a) (2m) b) (3m).....	64
Figura 34. Curva de capacidad de modelo C20P05-1 a) (4m) b) (5m).....	64
Figura 35. Curva de capacidad de modelo C20P05-1 a) (6m) b) (7m).....	64
Figura 36. Diagrama Momento-Curvatura del modelo C20P05-1 (0m).....	65
Figura 37. Diagrama Momento-Curvatura del modelo C20P05-1 (1m).....	65
Figura 38. Diagrama Momento-Curvatura del modelo C20P05-1 (2m).....	66
Figura 39. Diagrama Momento-Curvatura del modelo C20P05-1 (3m).....	66
Figura 40. Diagrama Momento-Curvatura del modelo C20P05-1 (4m).....	67
Figura 41. Diagrama Momento-Curvatura del modelo C20P05-1 (5m).....	67
Figura 42. Diagrama Momento-Curvatura del modelo C20P05-1 (6m).....	68
Figura 43. Diagrama Momento-Curvatura del modelo C20P05-1 (7m).....	68
Figura 44. Distribución de la red acelerográfica Mexicana [Tomada de: http://aplicaciones	69
Figura 45. Estaciones con acelerogramas [Tomada de: http://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/Consultas/ListaEstaciones.aspx].	70
Figura 46. Placas tectónicas localizadas en el territorio mexicano. [Tomada de: http://www.ssn.unam.mx/jsp/reportesEspeciales/sismoMayor.pdf	71
Figura 47. Desplazamiento de la placa de cocos y rivera sobre la placa de norteamericana. [Tomada de http://www.geociencias.unam.mx/geociencias/posgrado/tesis/maestria/garcia_qj.pdf].	72
Figura 48. Sismos de 1964 a 2014 ($M \geq 5$). [Tomado de: http://aplicaciones.iingen.unam.mx/	72
Figura 49. Estructura de la zona de Subducción y localización de Sismos profundos en México.....	73
Figura 50. Epicentros de sismos de subducción.....	74
Figura 51. Localización de estaciones	75
Figura 52. Localización de sismos y estaciones.....	75
Figura 53. Espectros de respuesta elásticos de sismos de subducción con 5% de amortiguamiento... ..	79



Figura 54. Espectros de peligro uniforme [Tomada de López, 2013].	82
Figura 55. Espectros de respuesta elásticos escalados con 5% de amortiguamiento	82
Figura 56. Sa (T)- Δ . Modelo C20P05-1 a) (H= 0m) b) (H= 1m).	89
Figura 57. Sa (T)- Δ . Modelo C20P05-1 a) (H= 2m) b) (H= 3m).	89
Figura 58. Sa (T)- Δ . Modelo C20P05-1 a) (H= 4m) b) (H= 5m).	89
Figura 59. Sa (T)- Δ . Modelo C20P05-1 a) (H= 6m) b) (H= 7m).	90
Figura 60. Sa(T)- Δ . Modelo C20P05-1 considerando todos los casos de estudio.	90
Figura 61. Sa(T)- θ . Modelo C20P05-1 a) (H= 0m) b) (H= 1m).	91
Figura 62. Sa(T)- θ . Modelo C20P05-1 a) (H= 2m) b) (H= 3m).	91
Figura 63. Sa(T)- θ . Modelo C20P05-1 a) (H= 4m) b) (H= 5m).	91
Figura 64. Sa(T)- θ . Modelo C20P05-1 a) (H= 6m) b) (H= 7m).	92
Figura 65. Sa(T)- θ . Modelo C20P05-1, considerando todos los casos de estudio.	92
Figura 66. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P05-1 a) (H= 0m) b) (H= 1m).	93
Figura 67. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P05-1 a) (H= 2m) b) (H= 3m).	93
Figura 68. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P05-1 a) (H= 4m) b) (H= 5m).	93
Figura 69. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P05-1 a) (H= 6m) b) (H= 7m).	94
Figura 70. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P05-1, considerando todos los casos de estudio.	94
Figura 71. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-1 a) (H= 0m) b) (H= 1m).	95
Figura 72. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-1 a) (H= 2m) b) (H= 3m).	95
Figura 73. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-1 a) (H= 4m) b) (H= 5m).	95
Figura 74. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-1 a) (H= 6m) b) (H= 7m).	96
Figura 75. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-1, considerando todos los casos de estudio.	96
Figura 76. Representación de datos contra el modelo de regresión	103
Figura 77. Funciones de demanda estructural para distorsión angular, Modelo C20P05-1 con escenarios de socavación de 1-7m.	109
Figura 78. Funciones de demanda estructural para rotación plástica, Modelo C20P05-1 con escenarios de socavación de 1-7m.	110
Figura 79. Funciones de demanda estructural para índice de daño local, Modelo C20P05-1 con escenarios de socavación de 1-7m.	110
Figura 80. Funciones de demanda estructural para índice de daño global, Modelo C20P05-1 con escenarios de socavación de 1-7m.	111
Figura 81. <i>Funciones de demanda estructural para distorsión angular, Modelo C20P05-2 con escenarios de socavación de 1-7m</i>	112
Figura 82. Funciones de demanda estructural para rotación plástica, Modelo C20P05-2 con escenarios de socavación de 1-7m.	113
Figura 83. Funciones de demanda estructural para índice de daño local, Modelo C20P05-2 con escenarios de socavación de 1-7m.	113
Figura 84. Funciones de demanda estructural para índice de daño global, Modelo C20P05-2 con escenarios de socavación de 1-7m.	114
Figura 85. Funciones de demanda estructural para distorsión angular, Modelo C20P10-1 con escenarios de socavación de 1-7m.	115



Figura 86. Funciones de demanda estructural para rotación plástica, Modelo C20P10-1 con escenarios de socavación de 1-7m.....	116
Figura 87. Funciones de demanda estructural para índice de daño local, Modelo C20P10-1 con escenarios de socavación de 1-7m.....	116
Figura 88. Funciones de demanda estructural para índice de daño global, Modelo C20P10-1 con escenarios de socavación de 1-7m.....	117
Figura 89. Funciones de demanda estructural para distorsión angular, Modelo C20P10-2 con escenarios de socavación de 1-7m.....	118
Figura 90. Funciones de demanda estructural para rotación plástica, Modelo C20P10-2 con escenarios de socavación de 1-7m.....	119
Figura 91. Funciones de demanda estructural para índice de daño local, Modelo C20P10-2 con escenarios de socavación de 1-7m.....	119
Figura 92. Funciones de demanda estructural para índice de daño global, Modelo C20P10-2 con escenarios de socavación de 1-7m.....	120
Figura 93. Funciones de demanda estructural para distorsión angular, Modelo C20P20-1 con escenarios de socavación de 1-7m.....	121
Figura 94. Funciones de demanda estructural para rotación plástica, Modelo C20P20-1 con escenarios de socavación de 1-7m.....	122
Figura 95. Funciones de demanda estructural para índice de daño local, Modelo C20P20-1 con escenarios de socavación de 1-7m.....	122
Figura 96. Funciones de demanda estructural para índice de daño global, Modelo C20P20-1 con escenarios de socavación de 1-7m.....	123
Figura 97. Funciones de demanda estructural para distorsión angular, Modelo C20P20-2 con escenarios de socavación de 1-7m.....	124
Figura 98. Funciones de demanda estructural para rotación plástica, Modelo C20P20-2 con escenarios de socavación de 1-7m.....	125
Figura 99. Funciones de demanda estructural para índice de daño local, Modelo C20P20-2 con escenarios de socavación de 1-7m.....	125
Figura 100. Funciones de demanda estructural para índice de daño global, Modelo C20P20-2 con escenarios de socavación de 1-7m.....	126



ÍNDICE APENDICE A

Tabla A 1. Propiedades de las columnas (interna y externa) del modelo C20P05-1 con diferentes alturas de socavación	138
Tabla A 2. Valores de la curva de capacidad de columnas del modelo C20P05-1	138
Tabla A 3. Propiedades de las columnas (interna y externa) del modelo C20P05-2 con diferentes alturas de socavación	140
Tabla A 4. Valores de la curva de capacidad de columnas del modelo C20P05-2	141
Tabla A 5 Propiedades de las columnas (interna y externa) del modelo C20P10-1 con diferentes alturas de socavación	143
Tabla A 6. . Valores de la curva de capacidad de columnas del modelo C20P10-1	143
Tabla A 7. Propiedades de las columnas (interna y externa) del modelo C20P10-2 con diferentes alturas de socavación	145
Tabla A 8. Valores de la curva de capacidad de columnas del modelo C20P10-2	146
Tabla A 9. Propiedades de las columnas (interna y externa) del modelo C20P20-1 con diferentes alturas de socavación	148
Tabla A 10. Valores de la curva de capacidad de columnas del modelo C20P20-1	148
Tabla A 11. Propiedades de las columnas (interna y externa) del modelo C20P20-2 con diferentes alturas de socavación	150
Tabla A 12. Valores de la curva de capacidad de columnas del modelo C20P20-2	151
Figura A 1. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P05-1 (0m) b) C20P05-1 (1m)	139
Figura A 2. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P05-1 (2m) b) C20P05-1 (3m)	139
Figura A 3. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P05-1 (4m) b) C20P05-1 (5m)	139
Figura A 4. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P05-1 (6m) b) C20P05-1 (7m)	140
Figura A 5. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P05-2 (0m) b) C20P05-2 (1m)	141
Figura A 6. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P05-2 (2m) b) C20P05-2 (3m)	141
Figura A 7. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P05-2 (4m) b) C20P05-2 (5m)	142
Figura A 8. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P05-2 (6m) b) C20P05-2 (7m)	142
Figura A 9. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P10-1 (0m) b) C20P10-1 (1m)	144
Figura A 10. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P10-1 (2m) b) C20P10-1 (3m)	144
Figura A 11. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P10-1 (4m) b) C20P10-1 (5m)	144
Figura A 12. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P10-1 (6m) b) C20P10-1 (7m)	145
Figura A 13. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P10-2 (0m) b) C20P10-2 (1m)	146
Figura A 14. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P10-2 (2m) b) C20P10-2 (3m)	146
Figura A 15. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P10-2 (4m) b) C20P10-2 (5m)	147
Figura A 16. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P10-2 (6m) b) C20P10-2 (7m)	147
Figura A 17. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P20-1 (0m) b) C20P20-1 (1m)	149
Figura A 18. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P20-1 (2m) b) C20P20-1 (3m)	149
Figura A 19. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P20-1 (4m) b) C20P20-1 (5m)	149
Figura A 20. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P20-1 (6m) b) C20P20-1 (7m)	150



Figura A 21.. Diagrama Momento-Curvatura de	a) C20P20-2 (0m)	b) C20P20-2 (1m)	151
Figura A 22. Diagrama Momento-Curvatura de	a) C20P20-2 (2m)	b) C20P20-2 (3m)	151
Figura A 23. Diagrama Momento-Curvatura de	a) C20P20-2 (4m)	b) C20P20-2 (5m)	152
Figura A 24. Diagrama Momento-Curvatura de	a) C20P20-2 (6m)	b) C20P20-2 (7m)	152

ÍNDICE DE FIGURAS APENDICE B

Figura B 1. Sa (T)- Δ . Modelo C20P05-1	a) (H= 0m)	b) (H= 1m).	153
Figura B 2. Sa (T)- Δ . Modelo C20P05-1	a) (H= 2m)	b) (H= 3m).	153
Figura B 3. Sa (T)- Δ . Modelo C20P05-1	a) (H= 4m)	b) (H= 5m).	154
Figura B 4. Sa (T)- Δ . Modelo C20P05-1	a) (H= 6m)	b) (H= 7m).	154
Figura B 5. Sa(T)- Δ . Modelo C20P05-1, considerando todos los casos de estudio.			155
Figura B 6. Sa(T)- θ . Modelo C20P05-1	a) (H= 0m)	b) (H= 1m).....	155
Figura B 7. Sa(T)- θ . Modelo C20P05-1	a) (H= 2m)	b) (H= 3m).....	156
Figura B 8. Sa(T)- θ . Modelo C20P05-1	a) (H= 4m)	b) (H= 5m).....	156
Figura B 9. Sa(T)- θ . Modelo C20P05-1	a) (H= 6m)	b) (H= 7m).....	156
Figura B 10. Sa(T)- θ . Modelo C20P05-1, considerando todos los casos de estudio.			157
Figura B 11. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P05-1	a) (H= 0m)	b) (H= 1m).....	157
Figura B 12. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P05-1	a) (H= 2m)	b) (H= 3m).....	158
Figura B 13. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P05-1	a) (H= 4m)	b) (H= 5m).....	158
Figura B 14. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P05-1	a) (H= 6m)	b) (H= 7m).....	158
Figura B 15. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P05-1, considerando todos los casos de estudio.			159
Figura B 16. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-1	a) (H= 0m)	b) (H= 1m).....	159
Figura B 17. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-1	a) (H= 2m)	b) (H= 3m).....	160
Figura B 18. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-1	a) (H= 4m)	b) (H= 5m).....	160
Figura B 19. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-1	a) (H= 6m)	b) (H= 7m).....	160
Figura B 20. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-1, considerando todos los casos de estudio.....			161
Figura B 21. Sa (T)- Δ . Modelo C20P05-2	a) (H= 0m)	b) (H= 1m).	161
Figura B 22. Sa (T)- Δ . Modelo C20P05-2	a) (H= 2m)	b) (H= 3m).	162
Figura B 23. Sa (T)- Δ . Modelo C20P05-2	a) (H= 4m)	b) (H= 5m).	162
Figura B 24. Sa (T)- Δ . Modelo C20P05-2	a) (H= 6m)	b) (H= 7m).	162
Figura B 25. Sa(T)- Δ . Modelo C20P05-2, considerando todos los casos de estudio.			163
Figura B 26. Sa(T)- θ . Modelo C20P05-2	a) (H= 0m)	b) (H= 1m).....	163
Figura B 27. Sa(T)- θ . Modelo C20P05-2	a) (H= 2m)	b) (H= 3m).....	164
Figura B 28. Sa(T)- θ . Modelo C20P05-2	a) (H= 4m)	b) (H= 5m).....	164
Figura B 29. Sa(T)- θ . Modelo C20P05-2	a) (H= 6m)	b) (H= 7m).....	164
Figura B 30. Sa(T)- θ . Modelo C20P05-2, considerando todos los casos de estudio.			165
Figura B 31. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P05-2	a) (H= 0m)	b) (H= 1m).....	165
Figura B 32. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P05-2	a) (H= 2m)	b) (H= 3m).....	166
Figura B 33. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P05-2	a) (H= 4m)	b) (H= 5m).....	166



Figura B 34. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P05-2 a) (H= 6m) b) (H= 7m).....	166
Figura B 35. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P05-2, considerando todos los casos de estudio.....	167
Figura B 36. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-2 a) (H= 0m) b) (H= 1m).....	167
Figura B 37. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-2 a) (H= 2m) b) (H= 3m).....	168
Figura B 38. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-2 a) (H= 4m) b) (H= 5m).....	168
Figura B 39. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-2 a) (H= 6m) b) (H= 7m).....	168
Figura B 40. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-2, considerando todos los casos de estudio.....	169
Figura B 41. Sa (T)- Δ . Modelo C20P10-1 a) (H= 0m) b) (H= 1m).	169
Figura B 42. Sa (T)- Δ . Modelo C20P10-1 a) (H= 2m) b) (H= 3m).	170
Figura B 43. Sa (T)- Δ . Modelo C20P10-1 a) (H= 4m) b) (H= 5m).	170
Figura B 44. Sa (T)- Δ . Modelo C20P10-1 a) (H= 6m) b) (H= 7m).	170
Figura B 45. Sa(T)- Δ . Modelo C20P10-1, considerando todos los casos de estudio.	171
Figura B 46. Sa(T)- θ . Modelo C20P10-1 a) (H= 0m) b) (H= 1m).	171
Figura B 47. Sa(T)- θ . Modelo C20P10-1 a) (H= 2m) b) (H= 3m).	172
Figura B 48. Sa(T)- θ . Modelo C20P10-1 a) (H= 4m) b) (H= 5m).	172
Figura B 49. Sa(T)- θ . Modelo C20P10-1 a) (H= 6m) b) (H= 7m).	172
Figura B 50. Sa(T)- θ . Modelo C20P10-1, considerando todos los casos de estudio.	173
Figura B 51. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P10-1 a) (H= 0m) b) (H= 1m).....	173
Figura B 52. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P10-1 a) (H= 2m) b) (H= 3m).....	174
Figura B 53. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P10-1 a) (H= 4m) b) (H= 5m).....	174
Figura B 54. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P10-1 a) (H= 6m) b) (H= 7m).....	174
Figura B 55. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P10-1, considerando todos los casos de estudio.....	175
Figura B 56. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P10-1 a) (H= 0m) b) (H= 1m).....	175
Figura B 57 . Sa(T)-ID Global. Modelo C20P10-1 a) (H= 2m) b) (H= 3m).....	176
Figura B 58. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P10-1 a) (H= 4m) b) (H= 5m).....	176
Figura B 59. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P10-1 a) (H= 6m) b) (H= 7m).....	176
Figura B 60. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P10-1, considerando todos los casos de estudio.....	177
Figura B 61. Sa (T)- Δ . Modelo C20P10-2 a) (H= 0m) b) (H= 1m).	177
Figura B 62. Sa (T)- Δ . Modelo C20P10-2 a) (H= 2m) b) (H= 3m).	178
Figura B 63. Sa (T)- Δ . Modelo C20P10-2 a) (H= 4m) b) (H= 5m).	178
Figura B 64. Sa (T)- Δ . Modelo C20P10-2 a) (H= 6m) b) (H= 7m).	178
Figura B 65. Sa(T)- Δ . Modelo C20P10-2, considerando todos los casos de estudio.	179
Figura B 66. Sa(T)- θ . Modelo C20P10-2 a) (H= 0m) b) (H= 1m).	179
Figura B 67. Sa(T)- θ . Modelo C20P10-2 a) (H= 2m) b) (H= 3m).	180
Figura B 68. Sa(T)- θ . Modelo C20P10-2 a) (H= 4m) b) (H= 5m).	180
Figura B 69. Sa(T)- θ . Modelo C20P10-2 a) (H= 6m) b) (H= 7m).	180
Figura B 70. Sa(T)- θ . Modelo C20P10-2, considerando todos los casos de estudio.	181
Figura B 71. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P10-2 a) (H= 0m) b) (H= 1m).....	181
Figura B 72. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P10-2 a) (H= 2m) b) (H= 3m).....	182
Figura B 73. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P10-2 a) (H= 4m) b) (H= 5m).....	182
Figura B 74. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P10-2 a) (H= 6m) b) (H= 7m).....	182
Figura B 75. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P10-2, considerando todos los casos de estudio.....	183



Figura B 76. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P10-2 a) (H= 0m) b) (H= 1m).....	183
Figura B 77. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P10-2 a) (H= 2m) b) (H= 3m).....	184
Figura B 78. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P10-2 a) (H= 4m) b) (H= 5m).....	184
Figura B 79. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P10-2 a) (H= 6m) b) (H= 7m).....	184
Figura B 80. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P10-2, considerando todos los casos de estudio.....	185
Figura B 81. Sa (T)- Δ . Modelo C20P20-1 a) (H= 0m) b) (H= 1m).	185
Figura B 82. Sa (T)- Δ . Modelo C20P20-1 a) (H= 2m) b) (H= 3m).	186
Figura B 83. Sa (T)- Δ . Modelo C20P20-1 a) (H= 4m) b) (H= 5m).	186
Figura B 84. Sa (T)- Δ . Modelo C20P20-1 a) (H= 6m) b) (H= 7m).	186
Figura B 85. Sa(T)- Δ . Modelo C20P20-1 considerando todos los casos de estudio.	187
Figura B 86. Sa(T)- θ . Modelo C20P20-1 a) (H= 0m) b) (H= 1m).	187
Figura B 87. Sa(T)- θ . Modelo C20P20-1 a) (H= 2m) b) (H= 3m).	188
Figura B 88. Sa(T)- θ . Modelo C20P20-1 a) (H= 4m) b) (H= 5m).	188
Figura B 89. Sa(T)- θ . Modelo C20P20-1 a) (H= 6m) b) (H= 7m).	188
Figura B 90. Sa(T)- θ . Modelo C20P20-1, considerando todos los casos de estudio.	189
Figura B 91. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P20-1 a) (H= 0m) b) (H= 1m).....	189
Figura B 92. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P20-1 a) (H= 2m) b) (H= 3m).....	190
Figura B 93. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P20-1 a) (H= 4m) b) (H= 5m).....	190
Figura B 94. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P20-1 a) (H= 6m) b) (H= 7m).....	190
Figura B 95. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P20-1, considerando todos los casos de estudio.....	191
Figura B 96. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P20-1 a) (H= 0m) b) (H= 1m).....	191
Figura B 97. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P20-1 a) (H= 2m) b) (H= 3m).....	192
Figura B 98. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P20-1 a) (H= 4m) b) (H= 5m).....	192
Figura B 99. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P20-1 a) (H= 6m) b) (H= 7m).....	192
Figura B 100. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P20-1, considerando todos los casos de estudio.....	193
Figura B 101. Sa (T)- Δ . Modelo C20P20-2 a) (H= 0m) b) (H= 1m).	193
Figura B 102. Sa (T)- Δ . Modelo C20P20-2 a) (H= 2m) b) (H= 3m).	194
Figura B 103. Sa (T)- Δ . Modelo C20P20-2 a) (H= 4m) b) (H= 5m).	194
Figura B 104. Sa (T)- Δ . Modelo C20P20-2 a) (H= 6m) b) (H= 7m).	194
Figura B 105. Sa(T)- Δ . Modelo C20P20-2 considerando todos los casos de estudio.	195
Figura B 106. Sa(T)- θ . Modelo C20P20-2 a) (H= 0m) b) (H= 1m).	195
Figura B 107. Sa(T)- θ . Modelo C20P20-2 a) (H= 2m) b) (H= 3m).	196
Figura B 108. Sa(T)- θ . Modelo C20P20-2 a) (H= 4m) b) (H= 5m).	196
Figura B 109. Sa(T)- θ . Modelo C20P20-2 a) (H= 6m) b) (H= 7m).	196
Figura B 110. Sa(T)- θ . Modelo C20P20-2, considerando todos los casos de estudio.	197
Figura B 111. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P20-2 a) (H= 0m) b) (H= 1m).....	197
Figura B 112. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P20-2 a) (H= 2m) b) (H= 3m).....	198
Figura B 113. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P20-2 a) (H= 4m) b) (H= 5m).....	198
Figura B 114. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P20-2 a) (H= 6m) b) (H= 7m).....	198
Figura B 115. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P20-2, considerando todos los casos de estudio.....	199
Figura B 116. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P20-2 a) (H= 0m) b) (H= 1m).....	199
Figura B 117. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P20-2 a) (H= 2m) b) (H= 3m).....	200



Figura B 118. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P20-2 a) (H= 4m) b) (H= 5m).....	200
Figura B 119. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P20-2 a) (H= 6m) b) (H= 7m).....	200
Figura B 120. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P20-2, considerando todos los casos de estudio.....	201



CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

En México y en muchas otras partes del mundo, existe una gran variedad de puentes y edificios que están expuestos a la ocurrencia de eventos accidentales importantes por las intensidades que pueden alcanzar, lo que pone en riesgo su estabilidad estructural, que en caso de ocurrencia pueden dañar significativamente a las estructuras evitando que cumplan con la función para la cual fueron diseñadas y construidas. En el caso de los puentes las acciones accidentales como son: *sismos, vientos, huracanes y grandes avenidas de agua que inducen problemas de socavación de la subestructura de un puente*, se consideran como las principales amenazas para su buen funcionamiento.

La seguridad estructural de puentes que puedan estar sometidos a la acción simultánea de dos o más eventos es un tema que se debe estudiar con mayor profundidad, ya que la ocurrencia de uno de ellos puede dejar como consecuencia una estructura más vulnerable ante la ocurrencia de otra acción accidental. Actualmente los códigos de diseño cuantifican de manera independiente los efectos de cada una de las acciones accidentales, los factores de seguridad estipulados en ellos pueden subestimar la seguridad real que tienen los puentes ante la ocurrencia simultánea de más de un evento accidental, poniendo en riesgo la operatividad de la red de transporte. Se ha determinado que la probabilidad de ocurrencia de eventos simultáneos en un mismo instante es muy pequeña, sin embargo, a lo largo de la vida útil de una estructura de gran importancia, como son los puentes, no se puede descartar la posibilidad de que la combinación de eventos como terremotos y grandes avenidas de agua lleguen a presentarse en periodos de tiempo cortos, lo cual representa un escenario donde no se han concluido los trabajos de rehabilitación que permitan que las estructuras se encuentren en su estado original antes de la llegada del siguiente evento natural. Una de las causas por las que los códigos reglamentarios no han integrado la acción simultánea de acciones accidentales se debe a que se utilizan diferentes métricas para su cuantificación; por ejemplo, en el caso de



puentes los efectos de la ocurrencia de un sismo se miden mediante fuerzas horizontales que son función de la masa de la estructura, entre otras variables, mientras que los efectos causados por la ocurrencia de grandes avenidas se cuantifican con una profundidad de socavación que es función de la geometría del puente, características del caudal y propiedades del suelo de desplante. La ocurrencia de estos fenómenos naturales puede hacer vulnerable la estabilidad de las estructuras ante la ocurrencia de otras acciones accidentales. A pesar de que la probabilidad de ocurrencia de dos acciones accidentales es pequeña, se tienen registros de que con tan solo un par de meses de diferencia, en New Zelanda ocurrieron estos dos fenómenos, terremoto e inundación, por lo que es de interés estudiar estos casos, con el objetivo de entender los efectos que se pueden generar en los puentes, y con base en esto definir cómo es que deben ser cuantificados simultáneamente.

Los puentes carreteros han sido y seguirán siendo proyectos fundamentales para el desarrollo de un país, es importante asegurar que estas estructuras tengan un buen funcionamiento estructuralmente hablando, el asegurar que continúen en pie es una tarea demasiado difícil ya que existen un número importante de factores que pueden llevar al colapso a estas estructuras, como ejemplo: huracanes, temblores, avenidas de gastos máximos, sobrecargas entre otros. Es imposible saber con exactitud cuándo se va presentar un evento extremo, así como saber de qué magnitud será, por lo tanto solamente se hacen cálculos probabilistas para cuantificar el daño que produciría un evento extremo para un determinado periodo de retorno pero puede ser que el evento se presente en un tiempo más corto que el calculado o que no se presente en ningún momento de la vida útil del puente, o en el peor de los casos que sea más grande que el previsto en el análisis de diseño, todo es una incógnita más sin embargo se debe seguir un reglamento de diseño que contemple estos factores, el cual debe ser relativamente confiable para tener un estándar de seguridad.

Muchas de las causas de falla en puentes son porque el evento considerado en el diseño fue menor al evento que provocó la falla. Pero las desventajas de considerar un evento mayor es que la obra no sería rentable económicamente hablando porque sería mayor el costo, por lo tanto en la práctica profesional se busca un equilibrio entre costo y beneficio.



Actualmente en el diseño de puentes no se toman en cuenta la combinación de varios eventos extremos que pudieran llegar a afectar el comportamiento estructural de los puentes.

De acuerdo a las especificaciones de diseño de puentes (AASHTO, 2007), los efectos de socavación van cambiando las características geométrica, y en consecuencia las propiedades estructurales de un puente, por lo que deberían de evaluarse para evaluar la seguridad estructural que tienen los puentes, es decir, que tan vulnerables son a la acción de cargas extremas, como pueden ser las acciones del viento y sismo.



CAPÍTULO 2

ESTADO DEL CONOCIMIENTO DE LA EVALUACIÓN DEL MULTI-PELIGRO

2.1 Principales fallas en puentes

En estudios realizados en Estados Unidos de Norteamérica se reporta que los departamentos de transportes de los diferentes estados que conforman el país, particularmente el de Nueva York (NYDOT), han dedicado grandes esfuerzos para recopilar información sobre los tipos de fallas que se han presentado en los puentes del país en las últimas décadas.

De acuerdo a una de las bases de datos recopiladas en los últimos años, se reportan 57 casos de fallas de puentes en el periodo de 1977 a 1981 (Hadipriono, 1985). En otro trabajo se reportaron 24 fallas de puentes durante los años de 1982 a 1988 (Hadipriono y Díaz, 1988); de donde podemos decir que en los últimos 12 años (1989-2000) se han registrado 503 fallas en puentes, en esos trabajos se han definido los principales tipos de fallas que han ocurrido.

De acuerdo a los trabajos de investigación desarrollados por (Wardhana y Hadipriono, 2003), podemos decir que, los puentes formados por vigas de acero y de tipo armadura son los más susceptibles a la falla, con un registro de ocurrencias del 29% y 21% respectivamente, de donde se concluye que en los últimos 12 años el 50% de los puentes con fallas corresponden a estas dos tipologías. En segundo lugar se encuentran los puentes de concreto reforzado formados por vigas y losas de concreto, los cuales representan el 11% de ocurrencias de fallas.

Se ha encontrado también que las causas principales de fallas en puentes en EUA se relacionan con la carencia de un adecuado mantenimiento, detallado, construcción, eventos externos y problemas con el material de construcción; con respecto a esto se ha visto que los eventos externos son los más probables de presentarse a lo largo de la vida útil del puente; como por ejemplo, los impactos de un vehículo y la corrosión en las partes estructurales del puente.



En el mismo estudio se reporta que en el año de 1993 se presentó el mayor número de fallas de puentes en EUA, se encontró que 112 puentes fallaron en el medio oeste de EUA, en los estados de New York, Iowa, Kansas, Minnesota, Missouri, North Dakota, South Dakota y Wisconsin, debido a la ocurrencia de inundaciones en los ríos Mississippi y Missouri. Revelan que en los años de 1989 y 1996 ocurrieron un gran número de fallas ocasionadas por la ocurrencia del sismo de Loma Prieta (1989) y la inundación de 1996. Los lugares más afectados fueron Iowa y New York con un 0.33% y 0.29% de fallas, respectivamente. Sin embargo, es importante señalar que el estado de New York no fue afectado por inundaciones, por lo que sería interesante saber la causa principal de falla de estos puentes, ya que la mayoría de los puentes localizados en este estado tienen más de 50 años de haberse construido. Con la finalidad de estudiar las principales causas de fallas en puentes en EUA, se llevó a cabo un estudio en donde se tomaron en cuenta las acciones accidentales de inundaciones, socavación, sismos, nieve, y huracanes para determinar cuál de estos fenómenos naturales es el que mayor daño puede causar a los puentes. Los análisis demuestran que las principales causas de fallas en puentes en los EUA se deben a la ocurrencia de eventos hidráulicos, las cuales generalmente generan efectos de socavación. Se ha encontrado que las fallas de este tipo ascienden a un 53% del total de las fallas registradas.

Los mapas de riesgo sísmico y de inundación proporcionados por el Servicio Geológico de Estados Unidos (USGS) indican que los estados de California, Washington y una parte de Oregón, así como la zona sísmica de Nuevo Madrid Oriental corresponden a las regiones de mayor riesgo sísmico e inundaciones. Puentes ubicados en estas regiones están igualmente expuestos a la acción simultánea de estos dos peligros naturales.

Por ejemplo, un terremoto de magnitud 4.5 golpeó el estado de Washington el 30 de enero de 2009. Este evento sísmico ocurrió a tres semanas de la ocurrencia de un evento de inundación en la misma región. La ocurrencia sucesiva de eventos extremos puede incrementar significativamente la vulnerabilidad sísmica de un puente.

En el estado del arte de la ingeniería de puentes referente a la práctica actual, se consideran modelos de riesgo discretos para la evaluación del desempeño de puentes, las metodologías



utilizadas en el análisis sobre el comportamiento de puentes, se basan en mayor medida en la probabilidad de falla, donde se considera de manera aislada cada una de las acciones accidentales. Sin embargo, un modelo de riesgo discreto no es adecuado para una evaluación de riesgo confiable para puentes localizados en regiones sísmicamente activas, y además, localizadas en zonas donde se pueden presentar grandes avenidas de agua, ya que estas pueden provocar la pérdida de soporte en la cimentación de las pilas del puente, efecto conocido como socavación, lo cual cambia completamente las condiciones geométricas de los puentes.

En lo que se refiere a indicios de falla, estos pueden ir desde la presencia de agrietamientos y fisuras que limitan la funcionalidad de la obra, hasta el posible colapso total de la estructura (Delgado, 2010). Así, dejando a un lado las características de sus materiales de construcción, en términos estadísticos, aproximadamente el 4% de los puentes construidos a nivel mundial han presentado algún tipo de falla. Ahora bien, de este 4% existen evidencias de que el 12% de los puentes fallan por causas de sobrecarga, y el 15% por socavación, lo cual representa una cuarta parte del universo de las estructuras consideradas.

La subestructura de un puente está conformada por: estribos, pilas y muros de contención, los que se deben diseñar para resistir las cargas laterales inducidas por el suelo y la presión hidrostática (AASHTO, 2002).

Otro tipo de sobrecargas consideradas en la misma dirección son: el flujo del cauce del río debajo de la estructura que puede manifestarse tanto en la base como en la superestructura en caso de inundaciones extraordinarias; sobrecargas generadas por el frenado de los vehículos, impactos de automóviles, barcos y objetos arrastrados a lo largo del cauce, fuerzas centrífugas en puentes curvos, y viento (O'Connor and Shaw, 2002).

Cuando se colocan en un cauce obstáculos como pilas de apoyo, las condiciones locales de escurrimiento varían, modificando las propiedades de arrastre de la zona vecina a la obstrucción (Delgado, 2010). Consecuentemente, en el diseño de obras de infraestructura es importante conocer la profundidad esperada de socavación, para considerarla en el dimensionamiento de la cimentación, ya que el fenómeno ha sido la causa de fallas en puentes, resultado de la pérdida del material de soporte en donde descansa la base de la estructura.



El proceso de socavación se puede clasificar en dos tipos: socavación general y socavación local. La primera implica la degradación natural del fondo del lecho a lo largo de la corriente, y la segunda la remoción de material alrededor de las pilas de soporte, estribos y terraplenes, cuyo origen es el incremento de velocidad del flujo en esas zonas. Lo anterior, deriva en remolinos producto de la obstrucción de los elementos estructurales, conocidos como “vórtices de herradura”, que remueven su soporte y generan cavidades (Delgado, 2010).

Delgado (2010) reporta en su trabajo sobre fallas de puentes por eventos hidráulicos que algunas de las variables que influyen en la falla del puente son:







- **Desbordamiento**
- **Inundación**
- **Arrastre**
- **Socavación**

Arrastre: Este problema se presenta en puentes que pasan sobre ríos o canales. En esencia, se trata del acarreo de materiales (naturales y/o artificiales) a lo largo del cauce por donde fluye el agua. Los objetos transportados golpean los elementos de la subestructura, y en ocasiones pueden inclusive llegar a impactar a la superestructura. Los cuerpos arrastrados pueden variar desde arenas finas hasta árboles y vehículos, pasando por basura, rocas y lodo (Delgado, 2010).

Delgado (2010) reporta que de acuerdo con la base de datos del Sistema de Puentes Mexicanos (SIPUMEX), que es la encargada de administrar este tipo de estructuras y que cuenta con una metodología de inspección para identificar necesidades de mantenimiento, la última revisión de la estructura sobre el Río Tonalá se realizó en el 2008, puente colapsado por efectos de socavación. El SIPUMEX emplea una escala del 0 al 5 (Tabla 1), en la cual el Puente Tonalá obtuvo una calificación de 2. Esto significa que en la última inspección realizada en la obra se había determinado que su estado era aceptable, y que solo presentaba problemas menores, no obstante éste colapso.



Tabla 1. Escala de calificaciones SIPUMEX (Tomada de Delgado, 2010)

Nivel	Descripción	Ejemplos	Nombre y Ubicación	Diagnóstico
0	Estructuras recientemente construidas o reparadas, sin problemas		Puente "Chiapas", Chiapas	Puente relativamente nuevo
1	Puentes en buen estado. No requieren atención		Puente "Mezcala", Guerrero	Puente en operación, sin problemas
2	Estructuras con problemas menores, plazo de atención indefinido		Puente "Tequisistlan", Oaxaca	Solo algunos claros en operación por ser época de estiaje
3	Daño significativo, reparación necesaria en un plazo de 4 a 6 años		Puente "San Agustin", Veracruz	Corrosión en columnas y muro diafragma de pilas
4	Daños importantes, reparación necesaria en un plazo de 2 a 4 años		Puente "Juana Moza", Veracruz	Parapeto destruido en un 30% de su longitud, por impacto
5	Daño extremo, requiere atención en un plazo no mayor de 2 años		Puente "El Esqueleto", Sonora	Socavación

2.2. Problemas de socavación en puentes de México

El Departamento de Transporte de Texas define socavación como **“el resultado de la acción erosiva de un flujo de agua que excava y remueve el material del lecho de una corriente”** (TDOT, 2009). La misma fuente señala que las tasas de socavación dependen de los materiales y las condiciones del flujo bajo estudio, así como de la resistencia del material a la erosión y el balance entre los sedimentos transportados dentro y fuera de una sección.

En México tenemos varias evidencias de la ocurrencia de daños importantes en los puentes debido a eventos hidráulicos que son una de las causas principales de fallas de puentes.



En la Tabla 2 se presentan algunos de los puentes mexicanos que han sufrido daños importantes o incluso han presentado colapso debido a problemas de socavación en las pilas.

Tabla 2. Fallas de puentes en México [Tomada de Aguado, 2012]

Puente	Estado	Año del daño	Fenómeno presentado	Tipo de daño
Pijijiapan I	Chiapas	2010	Socavación local en pilas	Desplome que puede provocar un colapso parcial
Coatán	Chiapas	2005	Socavación local en pilas	Asentamiento
Tonalá	Veracruz y Tabasco	2009	Socavación local en pilas	Colapso total
Macuilxóchitl	Oaxaca	2010	Socavación local en estribos	Asentamiento y derrumbe del estribo, colapso parcial
Nexpa	Morelos	2009	Socavación local en pilas	Asentamiento

2.2.1. Puente Pijijiapan I

Este puente se encuentra ubicado en la carretera Tapapatepec-Talismán en el Estado de Chiapas, tiene una longitud total de 130 m y está formado por seis claros, la subestructura está conformada por una sola pila que se apoya en una cimentación constituida a base de pilotes, como se muestra en la Figura 1, donde se puede ver que el puente presentó problemas de socavación local en una pila dejando al descubierto una parte de los pilotes, gracias a que la profundidad de desplante de pilotes fue lo suficientemente grande, la estructura pudo seguir en pie y no hubo daños de colapso, sin embargo se perdió gran parte del suelo y además se presentaron importantes deterioros en los pilotes, dejando expuesto el acero de refuerzo, en la Figura 2 se puede ver con más detalle el daño, sin duda alguna, esto ocasiona que la pila no tengan la misma resistencia y que además esté en riesgo por otra avenida fuerte de agua o incluso por un evento sísmico.



Figura 1. Socavación local en una de las pilas del Puente Pijijiapan I [Tomada de Aguado, 2012]



Figura 2. Problemas de degradación producto de socavación local de Puente Pijijiapan I [Tomada de Aguado 2012]

2.2.2. Puente Tonalá

Este puente está apoyado en seis pilas de concreto reforzado, tiene una longitud aproximada de 250 m. El puente colapsó en el año 2009 debido a una avenida grande de agua que ocasionó socavación local con una profundidad de 11 m en dos de las pilas que se encuartaban en la parte más profunda del río (Figura 3).



Figura 3. Colapso del puente Tonalá [Tomada de Aguado, 2012]

En la Figura 4 se puede observar un acercamiento de la configuración del puente donde se aprecia que la subestructura del puente corresponde a una pila tipo muro de cortante y la superestructura está compuesta por vigas presforzadas y losa de concreto, además es notorio que el puente ya había sido previamente reforzado.



Figura 4. Restos del puente Tonalá [Tomada de Aguado, 2012]

2.2.3. Puente Nexpa

Este puente está ubicado en Huixtla en el estado de Morelos, cruza el río Nexpan. En el año 2009 se presentó una fuerte avenida de agua ocasionando socavación en una de las pilas del puente, debido a esto se tuvo una separación entre la superestructura y subestructura, lo cual se puede apreciar en la Figura 5 con más detalle.



Figura 5. Pila dañada del puente Nexpa [Tomada de Aguado, 2012]

2.3. Efecto de socavación en pilas de puentes

La socavación provoca la pérdida de soporte de la cimentación de un puente. Esto impone una mayor flexibilidad de las estructuras, lo que repercute directamente en las propiedades dinámicas de este tipo de estructuras. Por lo que las inundaciones pueden incrementar significativamente el riesgo asociado con los puentes y las acciones sísmicas, por lo que en todo caso debería ser considerado en el proceso de evaluación de capacidad sísmica. Los investigadores de diferentes áreas de la ingeniería, se deben de preocupar por la seguridad estructural considerando la acción conjunta de dos o más eventos con el objetivo de contar con una mejor estimación de su seguridad estructural. Como la socavación en sí misma no representa una carga, sino que se cuantifica mediante la pérdida de soporte en la base de las pilas del puente, lo que contribuye a otros efectos relacionados con otros peligros naturales, es difícil definir métricas comunes con otros fenómenos naturales. Se ha demostrado que la socavación local en pilas de puentes es una de las fallas más comunes que se presentan (Alipour, 2013).

Otras observaciones que se pueden hacer a partir de estos estudios, es que las profundidades de socavación para un puente con un número mayor de claros resulta menor, aunque la diferencia no es muy notoria esto también se cumple cuando se tienen periodos de retornos más grandes. Los periodos fundamentales de un puente incrementan si se presenta socavación en las pilas del puente, también se observa que los valores de socavación calculados dependen en gran medida en los periodos de retorno considerados, para periodos de retorno mayores resulta mayor la profundidad de socavación [Banerjee y Prasad, 2012]. Se ha visto que al considerar un periodo de retorno mayor, las profundidades de socavación calculadas resultan ser mayores, cabe mencionar que el cálculo de la socavación puede variar de acuerdo con la



metodología empleada; una de las metodologías más utilizada es la que presenta la Circular No. 18 de Ingeniería Hidráulica, HEC-18 por sus siglas en inglés, (Richardson y Davis, 2001). En esta metodología se considera que la profundidad de socavación depende de la forma de la nariz de la pila, del ángulo de ataque del flujo, de la condición del suelo, del tamaño de las partículas del suelo, de la profundidad y velocidad del flujo, así como del número de Froude. Todos estos factores afectan la profundidad de socavación local que se puede presentar en las pilas de los puentes.

Las variables más importantes para el cálculo de socavación: el tamaño del material en la base del suelo del tramo donde se localiza el puente, la geometría de la pila, la forma del flujo en planta, características de la corriente en la base del río (Dunas, Anti dunas), características de la cuenca entre otras (Figura 6). El tipo de corriente (perennes, intermitentes, descargas graduales, etc.) también es un factor importante para determinar la profundidad de socavación, así como también lo es el considerar los escombros que puedan ser arrastrados por el río.

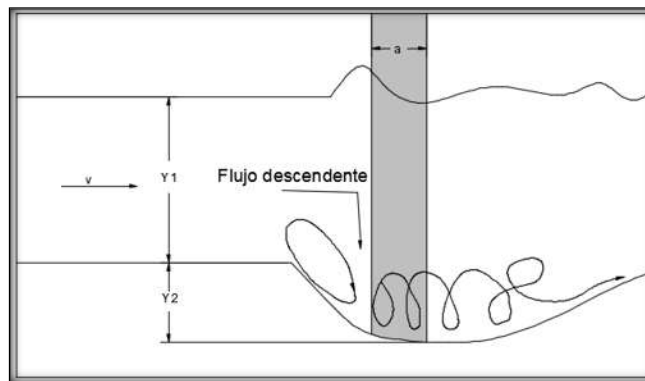


Figura 6. Definición de socavación local en pilas. [Adaptada de HEC-18, 2012]

En información proporcionada por el manual de Hydraulic Engineering Circular No.18 (HEC-18, 2012) en el año del 2011, se menciona que existen aproximadamente 40,000 puentes con cimentaciones desconocidas, de los cuales no se puede evaluar su vulnerabilidad por falta de información, también menciona que hay aproximadamente 23,000 puentes con socavación crítica mientras que existen cerca de 4,000 puentes que no necesitan ser evaluados, con base en esta información concluyen que la socavación es un problema que se presenta en puentes EEUU, y debe ser considerada en la evaluación de la vulnerabilidad, para estar en condiciones



de proponer soluciones que permitan evitar en el futuro la presencia de daño en los puentes ocasionados por este fenómeno.

La socavación se clasifica en: local y general. La socavación local se produce por corrientes o avenidas fuertes o también por vórtices en la base de las pilas; básicamente el proceso de socavación es que el material de la base de las pilas es arrastrado por la corriente del río, la cuál puede ser tan grande o pequeña dependiendo de las velocidades de la corriente en la base del río, entre otros factores como son la forma de la nariz de la pila y el ángulo de ataque del flujo.

Los ríos con corriente constante están expuestos a dos tipos de socavación: agua clara y con material en suspensión. Se ha visto en pruebas analíticas que la socavación de agua clara puede llevar horas para que se produzca, mientras que la socavación con material en suspensión se produce en días, pero en algunos casos cuando el material de la base del río es resistente a la corriente de agua, como por ejemplo la piedra caliza, puede tomar años el proceso de erosión, en otros casos donde el material es más resistente, como por ejemplo el granito, el proceso puede tomar siglos, con lo cual se demuestra que el tipo de suelo es un factor determinante en el cálculo de la socavación.

Los constructores de puentes deben tener suficiente información sobre la estratigrafía del suelo donde será desplantado el puente, y deberán tener especial cuidado de que la cimentación del puente tenga una adecuada profundidad, de tal forma que las pilas se apoyen sobre roca firme.

Para estimar la socavación en la base de las pilas no solamente se tienen que considerar los factores antes mencionadas, sino también otros que son importantes para el cálculo de la socavación total, la contracción y degradación del flujo (HEC-18, 2012). La socavación total considera 3 componentes principales:

1. Degradación a largo plazo en la base del río
2. Socavación por contracción
3. Socavación local en pilas

Es importante mencionar que las tres componentes principales de la socavación total son independientes una de otra y forman parte del cálculo de socavación local en pilas, es decir,



que la socavación local en pilas de puentes también se puede presentar por contracción o degradación del flujo.

La degradación en un río se produce cuando hay desbordamientos debidos a la circulación del agua y en consecuencia los niveles de elevación cambian, así como también se modifica la configuración en planta del río, este fenómeno es muy probable que afecte la estabilidad del puente cuando se produce en el sitio de ubicación del mismo. Por otro lado la agradación se da cuando el material erosionado es depositado aguas arriba del río, para después ser arrastrado en cualquier momento por la corriente debido a que es un material que no se encuentra bien compactado.

Otro factor importante que probablemente genere socavación local en pilas es la reducción de la sección transversal del río, cuando se presenta en el sitio del puente, este fenómeno es mejor conocido como contracción. La contracción en muchos casos es causante de socavación local en las pilas de un puente, esto ocurre porque la sección trasversal del río se reduce y por consecuencia la velocidad del agua incrementa, si la velocidad del agua aumenta, la probabilidad de que se presente socavación en la base del río generalmente aumenta; sin embargo, la profundidad de socavación varia a lo largo del río porque el suelo no es el mismo en toda su longitud, es decir, en algunos lugares es más resistente que en otros.

La socavación local en pilas de puentes (Figura 6) se presenta precisamente alrededor de las pilas cuando la velocidad del agua es suficientemente grande para que el material en la base de la pila sea arrastrado por la corriente, o también cuando se generan vórtices en la pila que sean capaces de extraer el material de la base. Comúnmente los vórtices se generan cuando ocurren inundaciones donde las velocidades son máximas, (Figura 7). Sin embargo no se puede descartar la posibilidad de que con el flujo de agua normal que circula constantemente haya extracción de material en la base del río, aunque la erosión del suelo se vaya dando de manera mucho más lenta que cuando hay avenidas fuertes.

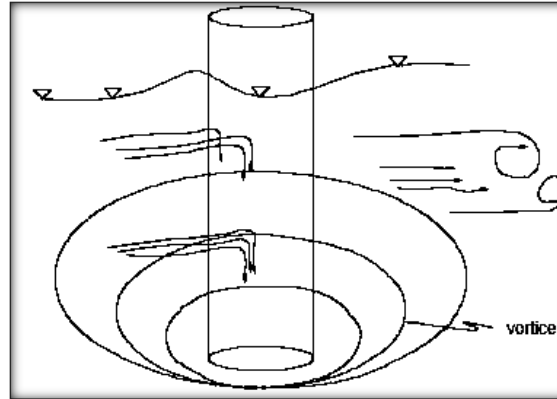


Figura 7. Representación de socavación local en pilas cilíndricas. [Adaptada de HEC-18, 2012].

Existen dos condiciones que producen socavación local en pilas:

1. Socavación con material en la base
2. Socavación de agua clara

Se produce socavación de agua clara cuando no hay movimiento del material en la base del río, esto sucede si el material con el que está formada la base es un material resistente, o también que las velocidades de corriente sean bajas de tal manera que se erosione muy lentamente. Otro factor importante en la socavación es la pendiente del cauce ya que las velocidades dependen directamente de este parámetro.

La socavación con material en suspensión se produce cuando hay transporte de material en la base del río, esto significa que la velocidad de corriente es mayor que la velocidad con respecto al flujo de agua clara.

La socavación de agua clara se caracteriza por tener:

- Flujo con material grueso en la base
- Velocidades bajas de corrientes durante el flujo
- La velocidad no es lo suficientemente grande como para que el material grueso en la base sea transportado

La socavación con material en suspensión generalmente ocurre cuando el material en la base del río es arenoso o se erosiona fácilmente. La socavación con material en suspensión varía con el tiempo.



Si se gráfica el tiempo contra la profundidad de socavación, se puede observar que la socavación máxima se presenta en un corto tiempo en comparación con la socavación de agua clara y que a partir del primer máximo va teniendo un comportamiento similar a la función seno, es decir, que aumenta y disminuye pero se mantiene en un rango de máximo y mínimo constantes (Figura 8).

La socavación de agua clara ocurre principalmente en los flujos donde el material en la base es grueso. De hecho, la socavación local de agua clara incrementa con el tiempo, de manera que alcanza la profundidad de socavación máxima en un tiempo mucho mayor que la socavación con material en la base (Figura 8). Por ejemplo, la socavación local máxima de agua clara es aproximadamente un 10 por ciento mayor que el equilibrio de la socavación local con material en la base (HEC-18, 2012).

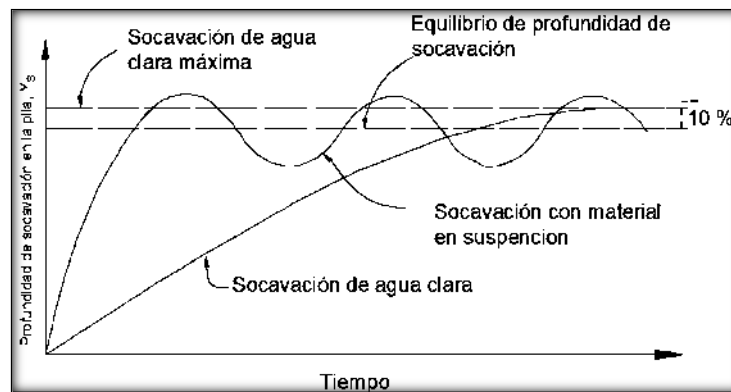


Figura 8. Profundidad de socavación como función del tiempo. [Adaptada de HEC-18, 2012]

Para determinar el tipo de socavación es necesario calcular la velocidad media y la velocidad crítica del flujo que tiene que ver con el diámetro medio de la partícula (D_{50}), las cuales se pueden calcular mediante las ecuaciones (EC 2.2 y 2.3), respectivamente, de acuerdo al trabajo de Banerjee y Prasad (2012).

$$V_m = \frac{1}{n} \frac{A_h}{P_m} S^{1/2} \quad (EC 2.2)$$

donde:

A_h = Área hidráulica del río



P_m = Perímetro mojado del río

S = Pendiente del río

$$V_c = 6.1h^{1/6}D_{50}^{1/3} \quad (EC\ 2.3)$$

Estas ecuaciones se utilizan para determinar la velocidad asociada con el inicio de movimiento de la partícula, si la velocidad media es mayor que la velocidad crítica, entonces se producirá socavación con material en la base y se debe considerar que las partículas en la base empiezan a ser transportadas. Por otro lado, si la velocidad media (V_m) en el tramo aguas arriba es igual o menor que la velocidad crítica (V_c) con diámetro medio (D_{50}) del material en la base, entonces la socavación local será socavación de agua clara. Una ecuación que se utiliza para determinar la velocidad crítica para una profundidad de flujo y tamaño de material en la base dados, se deriva en el Apéndice C reportado en el Capítulo 6 de HEC-18 (2012).

2.3.1 Comparación de ecuaciones para cálculo de socavación local en pilas de puentes

Muchos investigadores han desarrollado ecuaciones para estimar la socavación local en pilas de puentes, las cuales se basan en experimentos de laboratorio con alguna verificación de campo. Las ecuaciones más utilizadas para calcular la socavación local en pilas son las siguientes:

Universidad de Colorado (HEC-18, 2012), Melville and Sutherland (1988), Hancu (1971), Breusers (1977), Shen (1969), Laursen and Toch (1956), Jain and Fischer (1979), Ahmad and Chitale (HEC-18, 2012). La implementación de estas propuesta conducen a valores de profundidades de socavación diferentes, en algunos casos se disparan los resultados y en otros se estiman valores similares.



El manual de la HEC-18 (2012) analizó las ecuaciones propuestas con el objetivo de observar gráficamente el comportamiento de socavación local en pilas de puentes y estudiar los valores a que conducen estos métodos.

La Figura 9 muestra el comportamiento del tirante socavado normalizado con respecto al ancho de la pila para un número de Froude igual a 0.3, en la cual se puede observar que dos de estos métodos dan valores muy disparados (Ahmad y Chitale, 2012), mientras que los valores de socavación calculados con los otros métodos presentan un comportamiento similar. La ecuación propuesta por la Universidad del Estado de Colorado tiende a un valor promedio del comportamiento de todas las ecuaciones propuestas (HEC-18, 2012).

Por lo tanto, para este estudio se concluye que la ecuación HEC-18 es una buena opción para estimar la profundidad de socavación en pilas de puentes, tanto para socavación de agua clara como para socavación con arrastre de material en la base.

Banerjee y Prasad (2012) utilizan la misma metodología para estimar la socavación local en pilas de puentes incluyendo una modificación a la fórmula, la cual consiste en incluir un factor de corrección referente al tamaño de la partícula en la base del cauce.

Por lo que la ecuación modificada queda definida por:

$$Y_s = 2 Y_1 K_1 K_2 K_3 K_4 \left(\frac{a}{Y_1} \right)^{0.65} Fr_1^{0.43} \quad (EC 2.4)$$

donde:

Y_s = Profundidad de socavación, en ft o m

Y_1 = Tirante del flujo aguas arriba de la pila, en ft (m)

a = Ancho o diámetro de la pila en (m)

K_1 = Factor de corrección de la 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 la condición de la base (Dunas, Antidunas)

K_4 = Factor de corrección por el tamaño de la partícula

Fr_1 = El número de Froude aguas arriba de la pila

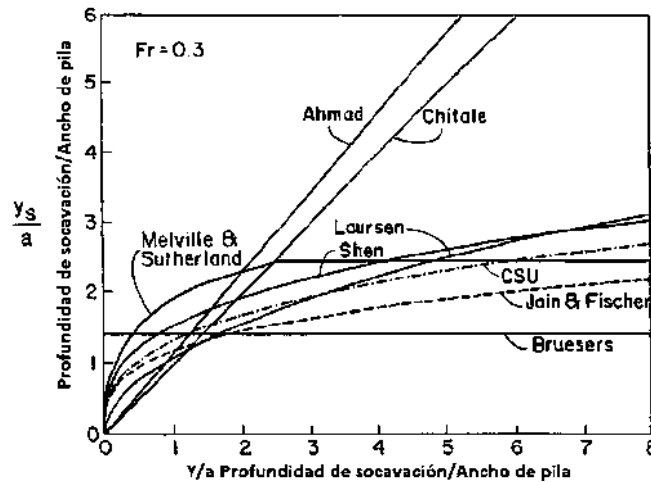


Figura 9. Comparación de ecuaciones para el cálculo de socavación

[Adaptada de HEC-18, 2012].

Johnson (1995) realizó un análisis comparativo entre las diferentes metodologías mostradas en la Figura 9, considerando las variables $(Y/b, V/V_c$ y F), con el objetivo de observar las variaciones que existen al ir cambiando estas relaciones donde:

Y = Tirante de aguas arriba del río

b = Ancho de la nariz de la pila

V = Velocidad de la corriente

V_c = Velocidad crítica de la corriente

F = Numero de Froude

Los resultados de las ecuaciones se comparan con valores de socavación observados con el fin de ver las diferencias entre lo analítico y lo observado. Con estas relaciones es más probable saber cuál de las ecuaciones nos conducen a resultados más sensatos. Una de las conclusiones a las que se pudo llegar es que para relaciones de $Y/b < 0.5$ las diferencias entre del tirante de socavación observado contra el calculado son altos, hay una ancha variación con los métodos mencionados anteriormente cuando se tiene relaciones de Y/b bajos, menores de 0.5, más sin embargo, la ecuación CSU presenta mínimas variaciones para valores de $Y/b > 1.5$ con respecto a lo observado.

En general para $F > 0.8$ se encuentra que el tirante de socavación calculado y el observado tienen grandes diferencias, se concluye que el número de Froude no tiene muy buena correlación con el tirante de socavación calculado, más sin embargo, para números de Froude



menores que 0.25 la ecuación de CSU proporciona buenos resultados al igual que la ecuación propuesta por Shen (1969).

De acuerdo con el análisis de Johnson (1995) para valores de $V/V_c < 0.7$ las ecuaciones de Hancu (1971), Shen (1969) y Breusers (1977) proporcionan resultados con mínimas diferencias, Jain and Fischer (1979) tienden a resultados con vías muy altas para valores de $V/V_c < 1.2$. En general la ecuación de Breusers (1977) proporciona buenos resultados exceptuando los casos donde $V/V_c < 0.5$, para este caso la propuesta de Melville and Sutherland (1988) dan buenos resultados.

Existen también otras metodologías para el cálculo de socavación local en pilas de puentes.

Una de ellas es la propuesta por Ettema (1980) propone una ecuación donde involucra la velocidad de la corriente (V), la viscosidad del agua (v), el tiempo (t) y una constante K_i ,

$$\frac{Y_S}{B} = K_i \ln \left[\left(\frac{D_{50}}{B} \right) \left(\frac{v \cdot t}{B} \right) \left(\frac{V}{v \cdot B} \right) \right] + \ln(K_2) \quad (EC 2.5)$$

donde:

Y_S = Tirante de socavación

B = Ancho de la pila del puente

D_{50} = Diámetro medio del material que se encuentra en la base del río

Otra de las expresiones que sirven para el cálculo de socavación local en pilas es la que propone Froelich (1989), la cual está definida por:

$$Y_S = 0.32 \cdot \Phi \cdot B^{0.62} Y_1^{0.47} \cdot Fr^{0.22} \cdot D_{50}^{-0.09} + B \quad (EC 2.6)$$

donde:

Φ = Coeficiente que depende de la forma de la pila del puente

B = Ancho de la pila del puente

Y_1 = Tirante aguas arriba del puente

Fr = Número de Froude



Otra ecuación es la propuesta por Neill (1964), mencionada por Federico, Silvagni y Volpi (2002), la expresión es la siguiente:

$$Y_S = 1.5B^{0.7}Y_0^{0.3} \quad (EC 2.7)$$

donde:

B = Ancho de la pila

Y_0 = Altura de la corriente cuando ésta se encuentra en calma

Existen otras metodologías que se emplean para el cálculo de socavación local en pilas de puentes que se utilizan con mayor frecuencia en ingeniería de ríos en México entre las que destacan las propuestas por:

- Lischtvan-lebediev (CFE 1998)
- Yaroslavtziev
- Laursen-Toch (1956)
- Maza-Sánchez (1966)

2.4. Efectos de acción conjunta (Socavación y Sismo)

La finalidad de hacer un análisis de vulnerabilidad de puentes ubicados en zonas altamente sísmicas y expuestos a eventos de inundaciones es desarrollar metodología que permitan identificar estructuras en riesgo para que se tomen medidas preventivas que ayuden a evitar futuros daños por la ocurrencia de estos dos eventos, aunque muchas veces el costo de construcción se encarezca. Sin embargo, se ha observado que los costos por reconstrucción de un puente cuando tiene algún daño a causa de estos eventos pueden llegar hacer hasta 10 veces mayores que el costo inicial del puente.

La socavación local ocasiona la pérdida de soporte en la base de la pila y al mismo tiempo cambia las propiedades dinámicas del puente.

Por lo tanto, cuando se presenta socavación en las pilas del puente y en un lapso corto de tiempo ocurre un terremoto, la respuesta esperada del puente puede cambiar de manera



importante a lo previsto en las etapas de análisis y diseño, hasta generar daños que ocasionen el colapso.

Necesariamente se tienen que hacer estudios para el análisis y diseño de puentes resistentes a socavación, entre los que se encuentran los denominados hidrológico, hidráulico, geotécnico, estructural, entre otros. Un factor importante en el diseño de puentes, es definir adecuadamente la elevación de la superestructura del puente, de acuerdo con lo estipulado en los códigos de diseño, se recomienda que la parte inferior de la superestructura del puente con respecto al nivel máximo de aguas para avenidas máximas estén a una distancia mínima de 0.9 m (HEC-18, 2012); también en el caso de pilas de puentes se recomienda que estén bien alineadas con el flujo de tal forma que el flujo de corriente dañe los menos posible la base de las pilas.

Cuando se desarrolla un análisis basado en la socavación esperada en puentes, las medidas o procesos de análisis que se desarrollan con la finalidad de obtener la vulnerabilidad del puente, es en sí, un proceso donde intervienen muchas áreas del conocimiento, como son: hidrología, hidráulica, geología, topografía, cimentaciones, mecánica de suelos, ingeniería estructural, ingeniería sísmica entre otras, es por ello que es una tarea demasiado laboriosa para evaluar la seguridad estructural de puentes. Las Normas Nacionales Estándar de Inspección de puentes (NBIS) son las encargadas de desarrollar los procedimientos para la evaluación de puentes en Estados Unidos y su función es evaluar las deficiencias existentes en puentes.

En trabajos de investigación realizados en EUA (Banerjee y Prasad, 2012), se han desarrollado modelos de puentes de concreto reforzado con diferentes claros con la finalidad de hacer un análisis de la vulnerabilidad a la que se encuentran expuestos, donde se considera la amenaza sísmica en la región de estudio, con esto se pretende hacer una comparativa de las demandas considerando dos acciones conjuntas de socavación y sismo. En estos trabajos se han dado a la tarea de ver primeramente el problema de los gastos máximos anuales en la región de estudio, estos datos son registrados por el Sistema Nacional de Información del Agua (USGS 2011), considerando los gastos máximos anuales en la región de estudio se ajustan densidades de probabilidad para generar curvas de riesgo de inundación. Las curvas de riesgo de inundación se desarrollan utilizando una distribución de probabilidad la cual se adopta por las



agencias federales de los EEUU para el análisis de frecuencia de inundaciones (Gupta, 2008). Otras distribuciones como la Gaussiana, Log normal y Gumbel también se pueden utilizar para este propósito.

De la misma forma se pretende observar el comportamiento del puente bajo la acción del sismo, para esto se hacen una serie de pruebas y de modelos numéricos donde se aplican movimientos del terreno.

Resultados observados indican mayor riesgo sísmico cuando se considera el riesgo de inundación sobre el puente debido a que las inundaciones son las causantes de provocar socavación en la base de las pilas del puente (Banerjee y Prasad, 2012).

Las curvas de fragilidad son una herramienta que se ha utilizado comúnmente para evaluar el riesgo que tienen los puentes considerando socavación y sismo. Alipour (2013) se enfoca en un análisis basado en encontrar factores de carga y resistencia que consideren la acción conjunta: socavación y sismo, mediante un análisis probabilista que consiste en calcular la probabilidad de falla bajo diferentes escenarios de socavación y sismo, esto se hace mediante curvas de riesgo que consisten en calcular la probabilidad de exceder un específico nivel de socavación en el puente. La probabilidad de falla de un puente se puede definir como la probabilidad de exceder un determinado estado de daño cuando un puente con socavación está expuesto a una carga sísmica. El principal problema de hacer un análisis de multi-peligro es que la probabilidad de que se presenten simultáneamente dos o más eventos durante la vida de servicio del puente es muy baja. Nuevamente en este estudio para determinar de manera probabilista la profundidad de socavación se usa la fórmula modificada de HEC-18, la profundidad y la velocidad del flujo se calculan mediante ecuaciones de la hidráulica, teniendo como valor conocido el gasto y la sección transversal del río, se considera a este como rectangular. En el trabajo de Alipour (2013) se evalúan 9 puentes de CR formados por dos claros, representando dos escenarios de socavación mediante la consideración de dos ríos que representan gastos de avenidas altas y bajas, los registros de datos máximos anuales del gasto se obtuvieron de las bases de datos de USGS; calculándose para cada puente la probabilidad de falla y determinaron un índice de confiabilidad. Cada puente considerado tiene dos columnas circulares tipo marco, en sus análisis consideran tres diámetros de columnas



diferentes (1.3, 1.6 y 1.9 m), lo que representa tres puentes diferentes. Los claros de los puentes considerados también son diferentes (15, 30, 45 m, respectivamente). Entre las conclusiones reportadas en este trabajo se tiene que al incrementar el claro del puente se esperan profundidades de socavación mayores para una misma probabilidad de ocurrencia.

Una de las limitantes que se tienen cuando se utiliza un modelo probabilista para determinar la profundidad de socavación, es que al aplicar la fórmula para el cálculo de socavación local se presentan dos incertidumbres en las variables que tienen que ver con el modelo mismo y con los parámetros determinados para la fórmula.

Jhonson (1998) reporta que hay tres formas de incertidumbres implícitas en las ecuaciones para el cálculo de socavación en pilas de puentes, las cuales tienen que ver con:

- 1.- El modelo del puente
- 2.- Lo hidráulico
- 3.- Los parámetros

La incertidumbre de usar un modelo es que no pueda ser realmente representativo al modelo real por los costos que llegaría a tener hacer un modelo de escala real.

La incertidumbre referente al aspecto hidráulico recae en no tener información necesaria para definir la velocidad y profundidad del flujo para una descarga máxima de agua en un sitio en particular, por que en general no se tienen datos específicos. Las incertidumbres incrementan cuando se tienen datos limitados tales como la sección transversal del río y la profundidad del flujo, entre otros factores. Para evaluar la socavación en pilas de puentes comúnmente se considera el gasto para periodos de retornos de 100,200 o 500 años.

Otra incertidumbre puede estar en considerar características de modelo analítico como por ejemplo el ancho de pila del puente que es un parámetro que toma en cuenta la fórmula de la HEC-18, porque la subestructura del puente puede estar formada por más de una columna y la forma de considerar este ancho efectivo puede no ser un valor correcto si no una aproximación que puede llegar a tener incertidumbre en los resultados obtenidos con esta



fórmula. Las incertidumbres de estas variables pueden ser cuantificadas usando un coeficiente de variación y una distribución de probabilidad a dichas variables (Johnson, 1998).

Para estimar la socavación de manera probabilista se puede hacer mediante un análisis de primer orden el cual consiste en ajustar una distribución de probabilidad a las variables de la fórmula de socavación, este método generalmente no es preciso por que las distribuciones de ajuste son diferentes a las de variables.

Un segundo método para estimar la socavación en pilas de puentes es mediante el desarrollo de modelos de simulación, la ventaja de usar esta técnica es que la incertidumbre de los resultados de socavación puede estar en función de la incertidumbre del modelo (Johnson, 1998), a diferencia del método de primer orden que cualquier distribución puede ser usada y no ser la adecuada para ajustarla a la distribución de las variables.

La simulación de Montecarlo, por ejemplo, consiste en hacer N número de ciclos para calcular el tirante de socavación tomando como variables aleatorias aquellas de las que no se cuenta con un número suficiente de información y que es difícil realizar experimentos que permitan modelar su comportamiento, por ejemplo, se pueden hacer simulaciones de expresiones como la propuesta por HEC-18 y así estar en posibilidades de representar probabilísticamente la profundidad de socavación esperada, ya que es imposible contar con una base de datos correspondiente a la profundidad de socavación que pueda presentarse en cada uno de los puentes.

Johnson (1998) usa la simulación de Montecarlo mediante datos de puentes existentes que permiten caracterizar con parámetros que caracterizan funciones de densidad de probabilidad (FDP) como son la media y desviación estándar, modelando como variables aleatorias los parámetros de la ecuación de la HEC-18. En este estudio también se aplica un factor de corrección a la fórmula para tomar en cuenta la incertidumbre que existe en el modelo. Finalmente con la simulación se calculan los valores de la media y desviación estándar del tirante de socavación.



En el mismo estudio (Johnson, 1998) se hace un análisis probabilista de un puente localizado en el Norte de Carolina (USA) el cual conecta la isla de Bodie con Hatteras. En 1965 se observó que este puente presentaba socavación en las pilas, y por ende fue necesario darle mantenimiento ya que la cimentación fue dañada de forma importante. En este análisis se estima la socavación local con la fórmula de HEC-18 mediante una simulación de Montecarlo considerando una distribución triangular simétrica para las siguientes variables: ancho efectivo de la pila, velocidad del flujo y profundidad del flujo. Adicionalmente, aplican un factor de corrección a estas variables que considera la incertidumbre del modelo, los parámetros hidráulicos de la media y desviación estándar se obtuvieron con software debido a que se tiene limitada información. Los factores de corrección K2 y K3 los consideran como variables aleatorias con distribución uniforme, mientras que K1 y K4 se tomaron como valores deterministas e iguales a 1, ya que corresponden a la forma de la nariz y al tamaño de las partículas de la base, respectivamente. Se hicieron 1000 simulaciones de la profundidad de socavación esperada de donde se determinó su valor medio y su coeficiente de variación, aunque comparando los resultados con un análisis de laboratorio se encontró que la profundidad esperada es menor, esto significa que hay un rango de confianza grande utilizando esta metodología.

Finalmente con este análisis se calcula la probabilidad de no exceder una cierta profundidad de socavación para un periodo de retorno de 500 años, de los resultados se puede observar que mientras el tirante resulta mayor, la probabilidad de no exceder dicho tirante es mayor. Por ejemplo si se compara una profundidad de socavación de 22 m contra una de 16 m que fueron la profundidad máxima y mínima calculadas en este trabajo, la probabilidad de no exceder 22 m es de 99% y la probabilidad de no exceder 16 m es de 47%, en otras palabras hay más probabilidad de que se presente una socavación de 16 m.

En el trabajo de Alipour et al (2013), también se estiman curvas de riesgo, sus resultados muestran claramente la probabilidad de exceder una cierta profundidad de socavación para un gasto específico, aquí se tomaron en cuenta dos tipos de descargas una más grande que la otra con la finalidad de observar las diferencias entre una y otra para estudiar la variación que puede existir (Figura 10). También en la Figura 10 se puede ver que la probabilidad de exceder



una profundidad de 3m con una de cuatro metros para un río con descargas bajas y altas respectivamente es igual.

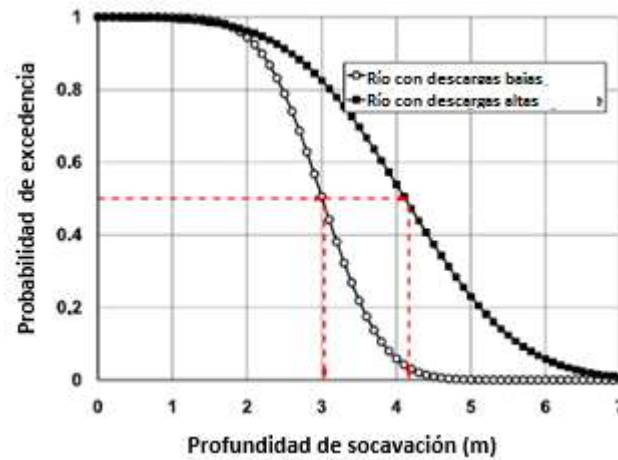


Figura 10. Curvas de riesgo por socavación para puentes con claros de longitud media, para dos ríos con velocidades de descargas altas y bajas [Modificada de Alipour, 2013]

Las curvas de riesgo por sismo (Figura 11) son las que determinan la probabilidad de presentarse una intensidad sísmica esperada correspondiente a un conjunto de registros sísmicos que tienen probabilidad de exceder un cierto nivel de peligro en un periodo de tiempo determinado para una zona en particular.

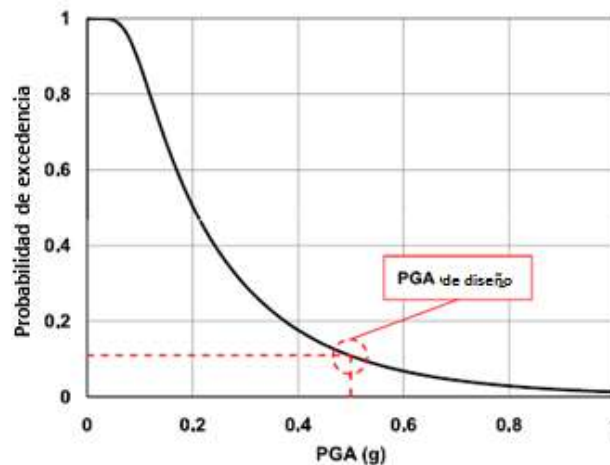


Figura 11. Curva de riesgo sísmico obtenida de una zona de alta sismicidad [Modificada de Alipour, 2013]



En este estudio se elaboran curvas de fragilidad donde relaciona la intensidad máxima del suelo, comúnmente definida como aceleración máxima del suelo (PGA), contra la probabilidad de exceder un estado límite de daño. Para desarrollar estas curvas se hacen análisis no lineales en la historia del tiempo de los modelos de los puentes considerados, considerando 60 registros sísmicos en los ángeles para definir la demanda sísmica, se consideran probabilidades de excedencia del 2, 10 y 50% en 50 años. Se asume que los estados de daños que se pueden presentar son: ligero, moderado, mayor y colapso, lo cual permite identificar el estado de falla de cada puente, se presentan curvas de fragilidad donde se puede estimar la probabilidad de exceder un estado de daño para una cierta intensidad del suelo. Se puede observar en la Figura 12 que para una misma aceleración del suelo (PGA) siempre será mayor la probabilidad de tener un daño ligero (Alipour, 2013).

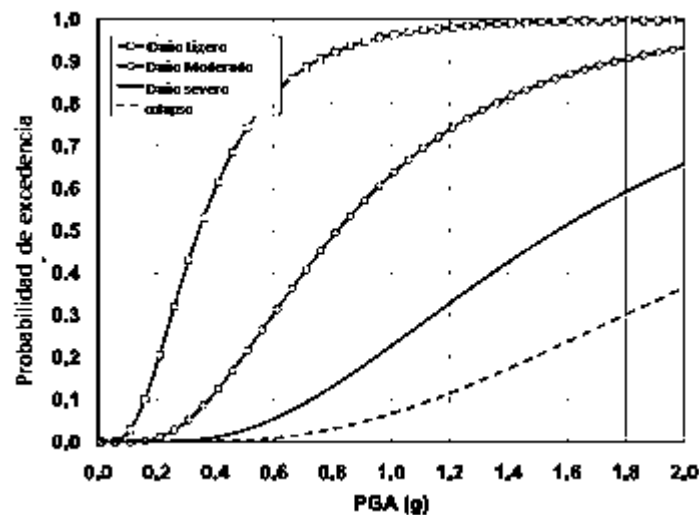


Figura 12. Curvas de fragilidad para puentes con claros de longitud media y altura de columna media sin considera efectos de socavación [Modificada de Alipour, 2013]

Alipour et al (2013) hacen un análisis considerando la ocurrencia de los dos eventos “socavación y sismos”, representando los resultados en curvas de fragilidad de superficie para el tirante de socavación. Las curvas de fragilidad (Figura 13) se estiman como función de tres variables: sismo, socavación y estado de daño. Como los eventos de socavación y sismos son independientes entre sí, por lo tanto se deben cuantificar de manera independiente. El resultado de estas curvas de fragilidad demuestra que la probabilidad de exceder un estado



límite de daño aumenta al incrementar la profundidad de socavación. La Figura 13 muestra diferentes curvas de fragilidad donde se varia la profundidad de socavación (H) a cada metro en metro. Por lo tanto en este trabajo se concluye que el riesgo de fallas bajo condiciones de multi-peligro debe ser considerado en el diseño de puentes para evitar eventos catastróficos y pérdidas monetarias importantes durante un la ocurrencia de posible evento extremo en el futuro.

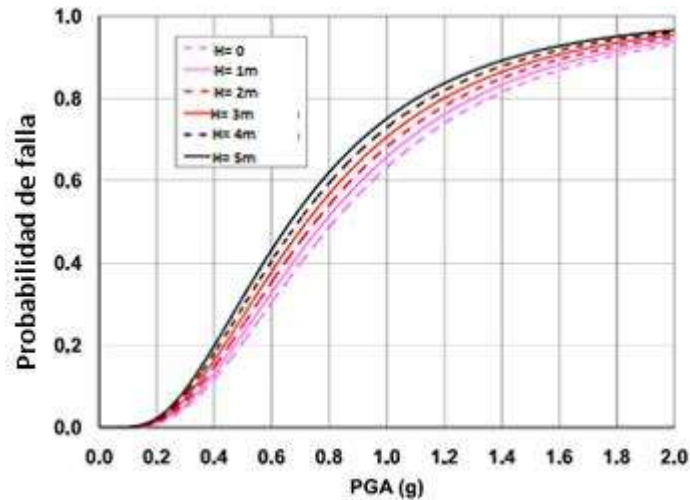


Figura 13. Curvas de fragilidad considerando socavación y sismo para puentes con claros de longitud media y altura media de pilas para un estado de daño moderado [Modificada de Alipour, 2013]



CAPÍTULO 3

DESCRIPCIÓN Y EVALUACIÓN DEL MODELO DE DEMANDA DE SOCAVACIÓN

3.1. Información de puentes en México

La información requerida para el cálculo de socavación local en pilas de puentes es la referente a su geometría, por lo que se hace una revisión y justificación de los puentes ubicados México que permita explicar la razón de selección de los casos de estudio descritos en la sección 3.2 de este capítulo. En este trabajo nos interesa saber la tipología de puentes existentes ubicados en el cruce de un río, así como sus características generales; la Secretaria de Comunicaciones y Transportes hace una clasificación de los puentes de acuerdo al servicio que cumplen. La gráfica de barras que se presenta en la Figura 14 muestra que el mayor número de puentes se encuentran en el cruce de un río.

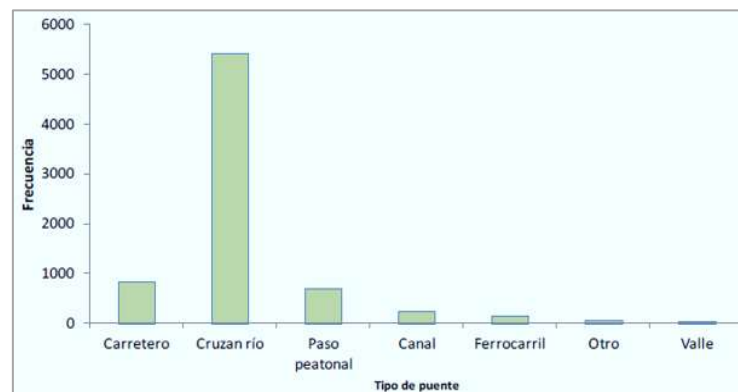


Figura 14. Frecuencia de los diferentes tipos de puentes [Tomada de Aguado, 2012]

También es importante ver la ubicación geográfica de estos puentes y los principales ríos en México (Figura 15) para darnos una idea del número de cuales cruzan un río importante y cuáles no.

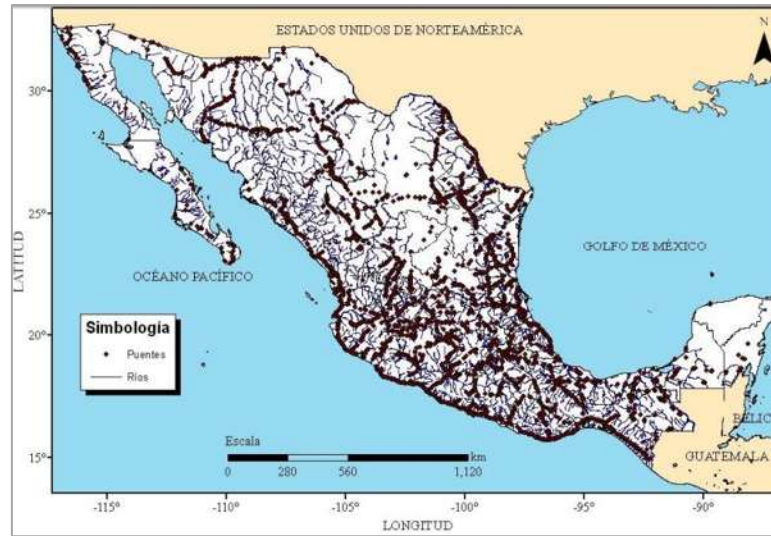


Figura 15. Ubicación geográfica de puentes carreteros y principales ríos [Tomada de Aguado, 2012]

Aguado (2012) hace la depuración de la base de datos separando los diferentes tipos de puentes, con lo que se reducen a 5417 puentes sobre ríos de todo el país, los cuales se muestran en la Figura 16.



Figura 16. Ubicación geográfica de puentes que cruzan un río [Tomada de Aguado, 2012]

Aguado (2012) menciona que los puentes construidos en el país están formados por claros que varían entre los 10 y más de 50 m, que están soportados por una subestructura donde varía la configuración del número de pilas de acuerdo a la longitud del claro, donde se observa que



por lo general los puentes que tienen menos de 10 m de longitud están formados por un solo claro. En la Tabla 3 se reportan las estadísticas que clasifican el número de puentes como función de su longitud de claro.

Tabla 3. Porcentaje de puentes por su longitud de claro [Tomada de Aguado, 2012]

Tipo de puente	Número de puentes	Porcentaje
Puentes de menos de 10m	845	15.60
Puentes entre 10m y 15m	1217	22.47
Puentes entre 15m y 25m	1186	21.89
Puentes entre 25m y 50m	1171	21.62
Puentes mayores a 50m	998	18.42
Total	5417	100

Otra forma de estudiar la relación que existe entre la longitud de claro y el porcentaje de los puentes que se localizan en México es mediante una gráfica de barras, como la que se presenta en la Figura 17, donde se puede observar que el número de puentes con longitud de claro entre 10 y 15 m son aproximadamente iguales a los casos donde se tienen longitudes de claro entre 15 y 25 m, y 25 y 50 m, con porcentajes entre el 20% y 25%. En la Tabla 4 se reportan los puentes que cruzan un río como función al número de claros (Tabla 4).

Tabla 4. Porcentaje de puentes por número de claros [Tomada de Aguado, 2012]

Tipo de puentes	Porcentaje	Numero de puentes
Puentes de un claro	40.85	2213
Puentes de dos claros	23.2	1257
Puentes de tres claros	21.41	1160
Puentes de más de tres claros	14.53	787
Total	1000	5417

Para este trabajo se seleccionó para los casos de estudio la tipología de puentes con número de claros mayor a tres, modelos de puentes con cuatro pilas con claros de 20 m.

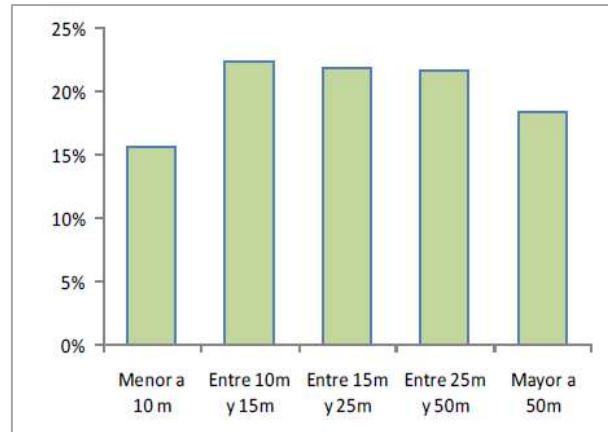


Figura 17. Clasificación de puentes de acuerdo a su longitud de claro [Tomada de Aguado, 2012]

En México, los puentes también se clasifican de acuerdo al material con el que está constituida la subestructura, con respecto a esta clasificación se encuentra en primer lugar a los puentes con subestructura a base de mampostería y en segundo lugar a aquellos con subestructura de concreto reforzado (Figura 18).

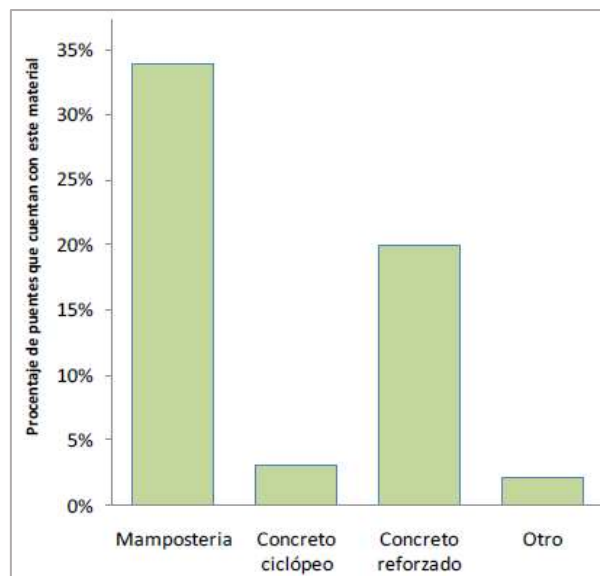


Figura 18. Clasificación de puentes en México de acuerdo al material de las pilas [Tomada aguado, 2012]



3.2. Características generales de los puentes

Para la presente investigación, inicialmente se tienen seis puentes definidos con diferente geometría, los cuales se modelaron numéricamente y se diseñaron con ayuda del software SAP2000 siguiendo las normas de diseño estipuladas para tal fin en México. Su geometría es típica a la de los puentes construidos en las carreteras mexicanas. Todos los puentes tienen una subestructura de concreto reforzado formadas por cuatro pilas, cada una de ellas está constituida por 4 columnas espaciadas longitudinalmente a cada 20 m. En la Tabla 5 se muestran las características generales de cada modelo, las diferencias principales entre cada caso de estudio radican en las alturas de las pilas, sección transversal de las columnas y espaciamiento entre columnas.

La demanda sísmica utilizada para el diseño de los puentes se determinó mediante espectros de diseño correspondientes a las ciudades de Aguililla y Lázaro Cárdenas, donde se asume que pueden estar localizados debido a que son sitios que corresponden a zonas de alta sismicidad, como función de estas acciones además de considerar las cargas muertas y vivas a que se encuentran sujetos, es que se determinaron las secciones transversales de las pilas y sus armados. Todo el proceso de diseño se tomó del trabajo de tesis realizado por López en (2013).

Los análisis no lineales en la historia del tiempo se desarrollaron con ayuda de los programas SAP2000 y PERFORM3D. El SAP2000 se utilizó para modelar y calcular los periodos de vibrar de los puentes mediante análisis modales, así como realizar análisis estáticos no lineales, PUSHOVER, que nos permitieron obtener información necesaria para desarrollar los modelos en PERFORM3D, donde se desarrollaron análisis no lineales en la historia del tiempo cuyos resultados nos permitieron calcular la respuesta máxima de los parámetros de demanda ingenieril, para estimar la relación que existen en las demandas de los puentes con y sin socavación ante diferentes escenarios sísmicos.



Tabla 5. Características generales de los modelos base de los puentes

Longitud del claro (m)	Altura de pilas (m)	Diámetro (m)	Ancho del cabezal	Espectro de diseño	Nombre del Modelo
20	5	0.95	1.35	Aguililla	C20P05-1
		1.1	1.5	Lázaro Cárdenas	C20P05-2
	10	1	1.4	Aguililla	C20P10-1
		1.3	1.7	Lázaro Cárdenas	C20P10-2
	20	1.3	1.7	Aguililla	C20P20-1
		1.45	1.85	Lázaro Cárdenas	C20P20-2

3.3. Modelo en SAP2000

3.3.1. Superestructura

La superestructura (Figura 19) de los puentes de estudio está formada por una losa de concreto reforzado de 0.20 m de espesor. En la superficie vehicular se tiene una carpeta asfáltica de 0.10 m de espesor y en los extremos de ésta parapetos de concreto reforzado; la resistencia a compresión del concreto ($f'c$) utilizado en la losa y parapetos se asume igual a 2500 t/m². El ancho total de la superestructura del puente es de 10.60 m, incluyéndose el ancho de los parapetos, quedando un ancho de calzada de 9.80 m. La losa se apoya sobre 8 traveses de concreto presforzado AASHTO tipo IV espaciadas a 1.30 m centro a centro de cada trabe, en los extremos se tiene un cantiléver de 0.75 m, la resistencia a compresión del concreto de traveses se consideró igual a 3500 t/m². Las características geométricas de traveses y parapetos se pueden ver con detalle en la Figura 20, mientras que la resistencia de los materiales se resume en la Tabla 6. Las propiedades geométricas de las traveses longitudinales de los puentes se presentan en la Tabla 7.

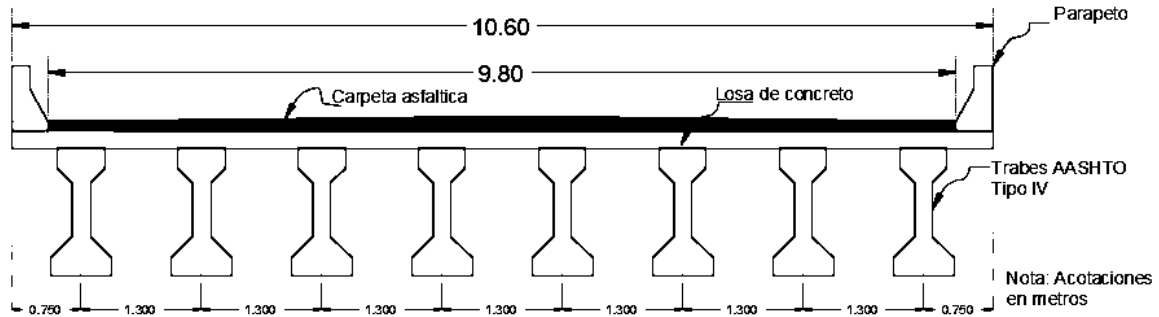


Figura 19. Tipología de la superestructura de los puentes de estudio.

Tabla 6. Resistencia y pesos volumétricos los elementos estructurales de la superestructura.

Elemento	Resistencia (t/m ²)	Peso volumétrico (t/m ³)	Espesor (m)
Trabes AASHTO tipo IV	3500	2.4	--
Losa	2500	2.4	0.2
Carpeta Asfáltica	--	2.2	0.1
Parapeto	2500	2.4	--

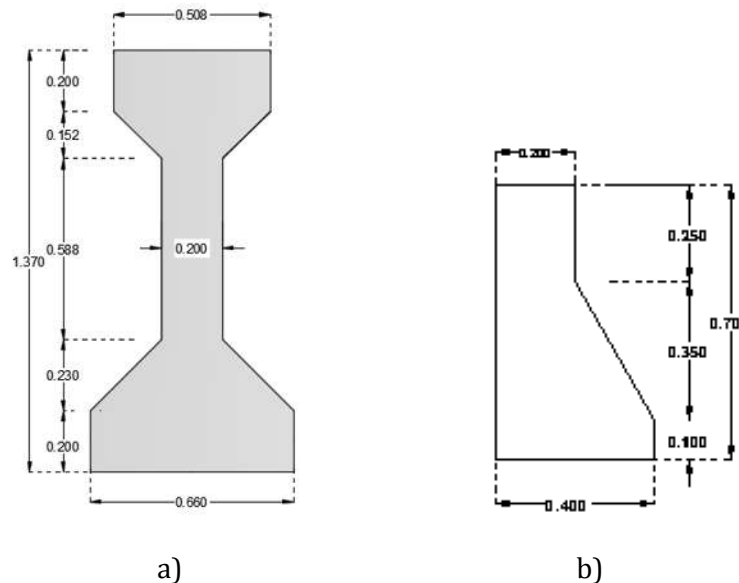


Figura 20. Geometría de a) Trabes AASHTO Tipo IV b) Parapetos [Acotaciones en metros].

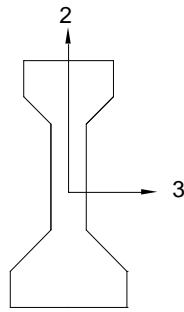


Tabla 7. Propiedades geométricas de la sección transversal AASHTO Tipo IV

Área de la sección	0.5039	m ²
Memento de inercia (eje 3)	0.1077	m ⁴
Memento de inercia (eje 2)	9.997E-03	m ⁴
Área de cortante en dirección 2	0.2834	m ²
Área de cortante en dirección 3	0.4707	m ²
Inercia de torsión	0.0134	m ⁴

Para restringir el pandeo lateral de las vigas AASHTO se colocaron diafragmas que consisten en traveses transversales de concreto reforzado con sección transversal de 0.94 m de peralte con ancho de 0.30 m y resistencia a la compresión igual a 2500 t/m², la función de estas vigas transversales es unir las vigas AASHTO de forma que aporten rigidez lateral al puente. Los diafragmas se ubican en los extremos y al centro de cada claro.

3.3.2. Subestructura

Los puentes tienen una subestructura que está formada por 4 pilas separadas longitudinalmente entre sí a una distancia de 20 m, cada pila tiene 4 columnas tipo marco unidas por un cabezal donde descansan las traveses longitudinales del puente, el cabezal tienen sección transversal rectangular con peralte de 1.5 m y un ancho igual al diámetro de la columna más 40 cm. La altura de las pilas varía de 5 a 20 m, en incrementos de 5 m para cada caso. La resistencia a compresión del concreto para las columnas y cabezales de todos los puentes se consideró de 2500 t/m² (Tabla 8).

Tabla 8. Resistencia y pesos volumétricos los materiales de la subestructura

Elemento	Resistencia (t/m ²)	Peso volumétrico (t/m ³)
Columnas	2500	2.4
Cabezal	2500	2.4



La separación entre columnas varía como función de la altura de la pila, para el caso de las pilas con alturas de 5 y 10 m la separación entre columnas es de 1.97 m, mientras que para los puentes con alturas de pilas de 20 m hay una separación centro a centro entre columnas de 2.50 m. La configuración de las pilas se presenta en las Figura 21 y Figura 22.

Los efectos de socavación se incluyen en los modelos numéricos de los puentes modificando las características geométricas de las pilas, y por lo tanto se deben modificar sus resistencias que son representadas por los diagramas momento-curvatura, superficie de los diagramas de interacción de las pilas, curvas de capacidad, y desde luego las propiedades dinámicas de los puentes. Por lo tanto, los resultados del análisis no lineal en la historia del tiempo se calcularon inicialmente con las alturas originales antes mencionadas, estos resultados se reportan en el trabajo de investigación de López (2013).

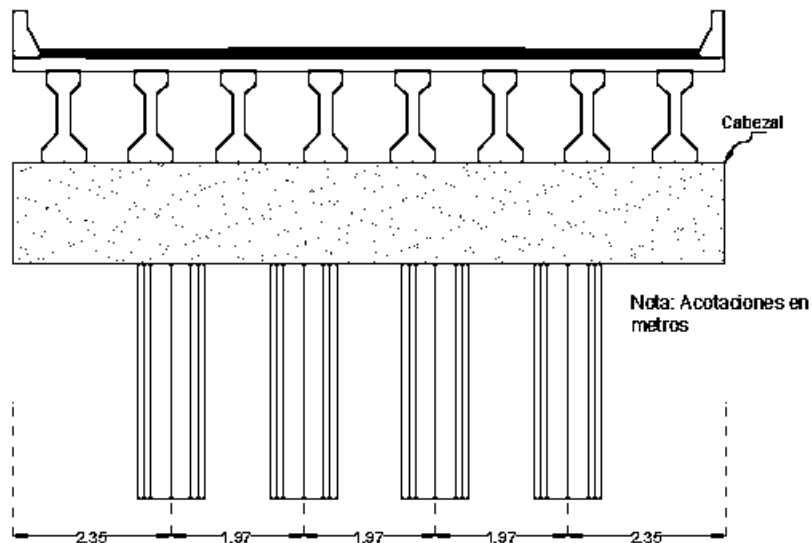


Figura 21. Separación entre columnas de 5, 10 m de altura.

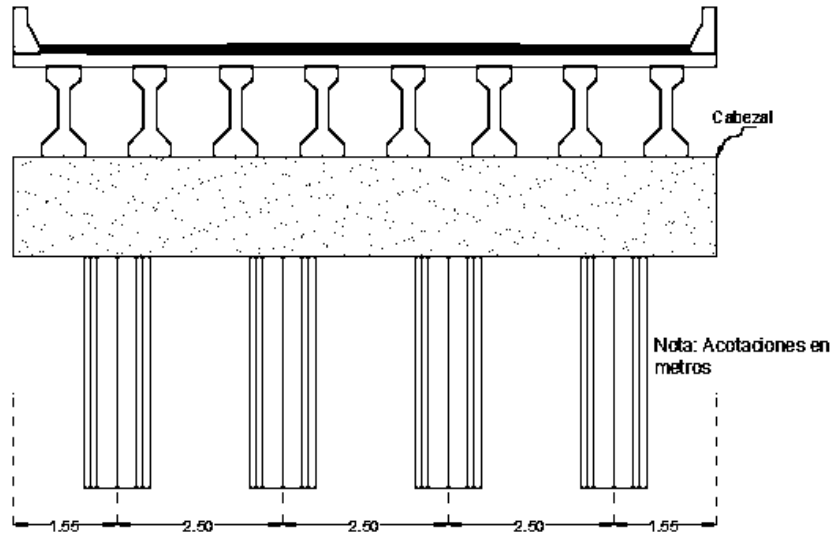


Figura 22. Separación entre columnas de 20 m de altura.

3.3.3. Apoyos de neopreno

Los apoyos de neopreno se usan para conectar el cabezal del puente con las vigas longitudinales, las cuales se encuentran simplemente apoyadas en ellos. Estos sirven para transmitir las descargas verticales, carga muerta y viva de la superestructura, a las pilas, además de brindar flexibilidad al movimiento del puente. Los apoyos se modelaron como fijos y móviles de igual geometría en planta, sección transversal cuadrada, pero con diferente altura para representar rigideces correspondientes, respectivamente, a articulación fija y móvil (Figura 23). Los apoyos fijos tienen una altura de 0.041 m y están formados por 3 láminas de acero de refuerzo intermedias; mientras que los apoyos móviles tienen altura de 0.057 m formados con 4 placas de acero intermedias. Los apoyos tienen un módulo de rigidez al corte (G) de 1 Mpa (101.97 t/m²) y módulo de compresibilidad (K) de 16.86 Mpa (1719.4 t/m²). Los apoyos de neopreno se modelan en el programa mediante elementos tipo link.

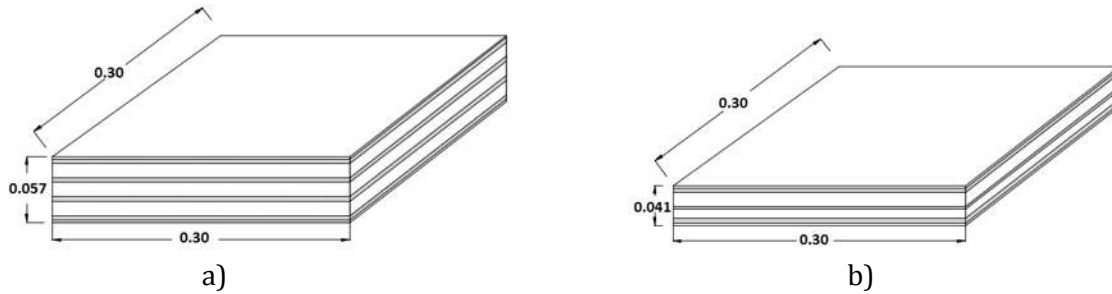


Figura 23. Apoyos de neopreno a) Apoyo móvil b) Apoyo fijo

3.3.3.1. Cálculo de la rigidez horizontal y vertical de los apoyos

La rigidez horizontal y vertical de los apoyos se calculó con las ecuaciones 3.2 y 3.3, respectivamente:

$$K_h = \frac{GA}{h_t} \quad (EC 3.2)$$

$$K_v = \frac{6GS^2AK}{(6GS^2 + K)h_t} \quad (EC 3.3)$$

donde:

K_h = Rigidez horizontal del apoyo de neopreno

K_v = Rigidez vertical de los apoyos de neopreno

G = Módulo de rigidez a cortante

A = Área del apoyo de neopreno

h_t = Espesor efectivo del neopreno

S = Factor de forma de una capa de neopreno

K = Módulo de compresibilidad

El factor de forma de la capa de neopreno se calcula con la ecuación 3.4:

$$S = \frac{bd}{2e_n(b + d)} \quad (EC 3.4)$$

donde:

b, d = Dimensiones en planta del apoyo de neopreno



e_n = Espesor de la capa intermedia de neopreno

Para el cálculo de la rigidez horizontal es necesario primeramente calcular el espesor efectivo de neopreno de acuerdo con los siguientes espesores: espesor del recubrimiento (e_r), espesor la placa de acero de refuerzo (e_a), espesor la placa de neopreno intermedia (e_n). La Tabla 9 presenta las propiedades de cada tipo de apoyo y su rigidez horizontal y vertical.

Tabla 9. Propiedades de a) Apoyo Fijo b) Apoyo Móvil

a)		b)	
Apoyo fijo		Apoyo Móvil	
Altura total	0.041 M	Altura total	0.057 M
b, d =	0.3 M	b, d =	0.3 M
G =	101.97 t/m ²	G =	101.97 t/m ²
K =	1719.4 t/m ²	K =	1719.4 t/m ²
A =	0.09 m ²	A =	0.09 m ²
e_r =	0.003 m	e_r =	0.003 M
e_a =	0.003 m	e_a =	0.003 M
e_n =	0.013 m	e_n =	0.013 M
h_t =	0.032 m	h_t =	0.045 M
S =	5.77	S =	5.77
K_h =	286.79 t/m	K_h =	203.94 t/m
K_v =	4459.30 t/m	K_v =	3171.06 t/m

3.3.4. Juntas de expansión

Se colocaron juntas de expansión al final de cada claro y también en los extremos del puente con la finalidad de darle discontinuidad al puente y permitir la expansión o contracción de la superestructura. Las juntas de expansión se modelan mediante elementos link no lineales o gap en el programa SAP2000.



3.3.5. Representación del modelo completo en SAP2000

En la Figura 24 se presenta una imagen donde se puede ver un modelo base de un puente en particular elaborado en el programa SAP2000. Como se mencionó anteriormente los puentes con y sin problemas de socavación tienen la misma tipología, solamente se cambia el armado y altura de columnas, por lo que no es necesario presentar una imagen por cada caso de estudio. Es importante mencionar que hasta el momento solo se tienen seis modelos de puentes para el análisis pero en capítulos siguientes estos modelos se modificaran aumentando la altura de pilas, de acuerdo a la profundidad de socavación considerada, para hacer un análisis no lineal en la historia del tiempo y obtener las funciones de demanda estructural considerando el multi-peligro.



Figura 24. Modelo numérico del puente en SAP2000

3.4. Modelo en Perform3D

Los puentes descritos en la sección 3.3. Modelo en SAP2000 también se modelaron en el programa PERFORM3D con la finalidad de hacer el análisis no lineal en la historia del tiempo, todos los elementos que conforman el puente fueron modelados con elementos tipo barras, incluso la losa de la superestructura fue modelada con diafragmas rígidos, las juntas de



expansión se modelaron como “Nonlinear Elastic Gap-Hook Bar”, mientras que los apoyos de neopreno se modelaron como “Seismic Isolator, Rubber Type”, de acuerdo con las definiciones del programa PERFORM3D. Los elementos de cimentación y estribos no se tomaron en físicamente el modelo numérico, sino que estos se asumieron como elementos estructurales muy rígidos.

Para el análisis no lineal en la historia del tiempo, únicamente se consideró la no linealidad del material, tomando en cuenta solamente la no linealidad en las articulaciones plásticas y en las juntas de expansión.

3.4.1. Superestructura

La rigidez de la losa se modeló mediante un diafragma rígido, esto consiste en restringir todos los nodos en tres direcciones de las trabes mediante la opción “Horizontal rigid floor (H1, H2, RV)”, con este tipo de restricción se logra que los desplazamientos en las tres direcciones (longitudinal, transversal y rotacional) sean iguales. Las trabes longitudinales, columnas, cabezal, zona rígida y diafragmas transversales se modelaron con elementos tipo barras.

Las cargas actuantes (pesos de la losa de concreto, parapetos y carpeta asfáltica) en los puentes se consideraron en los modelos de PERFORM3D asignando en las trabes longitudinales su carga tributaria como distribuida a lo largo de su longitud. En la Tabla 10 se reporta el peso total por metro cuadrado de los elementos. En la Tabla 11 se resumen las cargas tributarias actuantes en las trabes externas e internas.

Tabla 10. Peso total de la superestructura por unidad de área.

Elemento	Peso volumétrico (t/m ³)	Espesor (m)	W (t/m ²)
Trabes AASHTO tipo IV	2.4	--	
Losa	2.4	0.2	0.48
Carpeta asfáltica	2.2	0.1	0.22
Parapeto	--	--	0.08
Total			0.780



Tabla 11. Cálculo de la carga uniformemente distribuida para trabe.

Trabe	Ancho tributario (m)	Carga por unidad de longitud (t/m)
Externa	1.4	1.092
Interna	1.3	1.014

3.4.1.1. Trabes AASHTO tipo IV

Las propiedades de las trabes como fueron definidas en SAP2000 no pueden ser asignadas de la misma forma en PERFORM3D por lo que se asignó una sección equivalente con las propiedades geométricas reales de las trabes (

Tabla 7).

3.4.2. Subestructura

Las pilas se modelaron en el programa PERFORM3D mediante elementos inelástico con plasticidad concentrada, asignando articulaciones plásticas en la parte inferior y superior de las columnas. La longitud de las articulaciones plásticas se estimó mediante la ecuación propuesta Paulay y Priestley (1992), la cual se define por las ecuaciones (EC 3.5 o EC 3.6).

$$L_p = 0.08L + 0.15d_b F_y \quad \text{en unidades Ksi} \quad (\text{EC 3.5})$$

$$L_p = 0.08L + 0.022d_b F_y \quad \text{en unidades Mpa} \quad (\text{EC 3.6})$$

3.5. Cuenca hidrológica para estimar los efectos de socavación

Para el cálculo de la socavación local en pilas se consideró la cuenca hidrológica del río Balsas, ya que es una de las cuencas consideradas dentro de las más importantes del Pacífico Mexicano por la cantidad del caudal que transporta, lo cual puede generar grandes avenidas que pudiesen representar riesgo de socavación de las pilas de los puentes. La cuenca del río



Balsas es uno de los ríos más largos del país que está ubicado en la parte centro-sur de México, atravesando 8 estados, entre los que se encuentra el Estado de México, Tlaxcala, Puebla, Oaxaca, Morelos, Guerrero, Michoacán y Jalisco (Figura 25). Incluye en su totalidad al estado de Morelos (100%) y parcialmente a los estados de Tlaxcala (75%), Puebla (55%), México (36%), Oaxaca (9%), Guerrero (63%), Michoacán (62%) y Jalisco (4%), lo que representa una superficie administrativa de 123,500 km² [https://www.ecured.cu/R%C3%ADo_Balsas].

La cuenca del río Balsas se divide en tres subregiones hidrológicas principales:

- Bajo Balsas
- Medio Balsas
- Alto Balsas

La superficie hidrológica total es de 117,406 km², distribuida en tres subregiones: Alto Balsas 50,409 km², Medio Balsas 31,951 km² y Bajo Balsas 35,046 km². Administrativamente se encuentra constituida por 421 municipios, de los cuales 332 se localizan en el Alto Balsas, 51 en el Medio Balsas y 38 en el Bajo Balsas. La Población total estimada en 1995 era de 9.2 millones de habitantes, 65.7% era urbana y 34.3% rural. En la subregión Alto Balsas, que representa el 35% de la superficie de la cuenca, se concentra el 68% de la población [https://www.ecured.cu/R%C3%ADo_Balsas]. La cuenca del Alto Balsas se subdivide en 7 subcuencas: las Cerradas Orientales, Alto Atoyac, Bajo Atoyac, Nexapa, Amacuzac, Tlapaneco y Mixteco, mientras que la cuenca del Bajo Balsas se subdivide, a su vez, en 5 subcuencas: Tepalcatepec, Cerrada Paracho-Nahuatzen, Cupatitzio, Tacámbaro y Bajo Balsas.

La cuenca del ríos Balsas cuenta de con un gasto promedio de 24,944 m³/s, longitud aproximada de 771 km, superficie de la cuenca de 112,320 km² [https://www.ecured.cu/R%C3%ADo_Balsas]. En general la cuenca tiene una geología que está formada de suelos arcillosos de tipo Acrisol. La temperatura promedio anual de la cuenca varía en el rango de 18-30°C, los climas son cálido, semi-seco muy cálido y seco muy cálido, con lluvias en veranos, donde la precipitación varía entre 400-1200 mm.

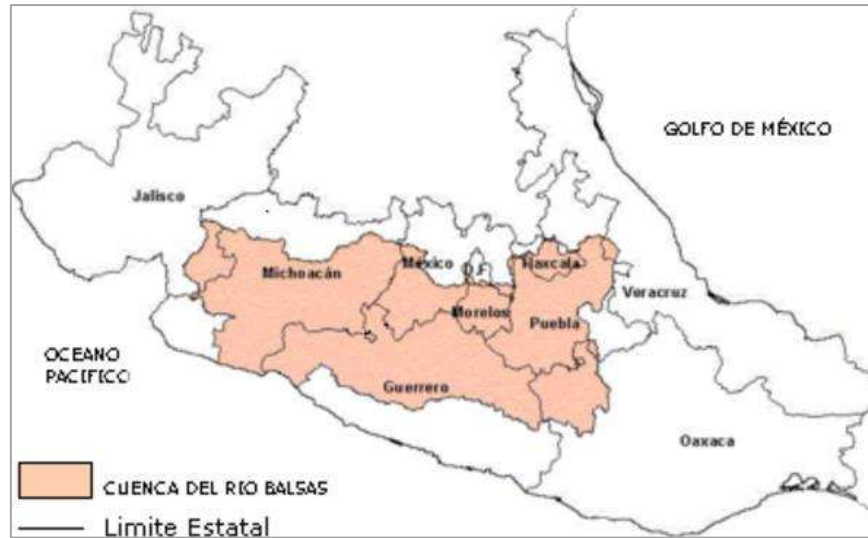


Figura 25. Cuenca Hidrológica del Río Balsas

[Tomada de: https://es.wikipedia.org/wiki/Depresi%C3%B3n_del_Balsas#cite_ref-1].

3.6. Estimación de la profundidad de socavación

En este capítulo se describe con detalle el procedimiento para calcular la profundidad de socavación local en las pilas de puentes de estudio. De acuerdo a lo descrito en la sección referente a las metodologías existentes para el cálculo de la profundidad de socavación, se concluye que la ecuación (EC 2.4) conduce a resultados más conservadores, además de que es la que se utiliza con mayor frecuencia, por lo tanto en este trabajo se utiliza para estimar la profundidad de socavación en las pilas de puentes localizados en la cuenca del río Balsas. Por facilidad de lectura continuación se reescribe continuación la ecuación (EC 2.4) de HEC-18:

$$Y_s = 2Y_1 K_1 K_2 K_3 K_4 \left(\frac{a}{Y_1} \right)^{0.65} F_{r1}^{0.43} \quad (\text{EC 2.4})$$

El número de Froude depende de la velocidad del flujo, del tirante del cauce y de la aceleración de la gravedad y se define con la expresión (EC 3.7):

$$Fr_1 = \frac{V}{\sqrt{gy_1}} \quad (\text{EC 3.7})$$



donde:

V = Velocidad media del flujo aguas arriba de la pila (ft/s o m/s)

g = Aceleración de la gravedad (32.2 ft/s² o 9.81 m/s²)

Y_1 = tirante de aguas arriba del puente

3.6.1. Cálculo de los factores de corrección de la ecuación HEC-18

Los factores dependen de la relación que hay entre el largo y ancho de las columnas del puente (HEC -18, 2012), para nuestro caso se tiene un grupo de 4 columnas circulares en cada una de las 4 pilas que forman la subestructura del puente. En la Figura 26 se pueden ver las geometrías típicas de pilas de puentes y dimensiones (largo y ancho) que son importantes para el cálculo de los factores de corrección. En este caso se considera que el largo de la columna será la longitud que hay entre dos columnas extremas del marco mientras que el ancho corresponde al diámetro de una sola columna. Con la relación L/a , obtenida de la geometría de los modelos, se calculan los factores de corrección de acuerdo con las definiciones de las Tabla 12-14 (HEC-18, 2012).

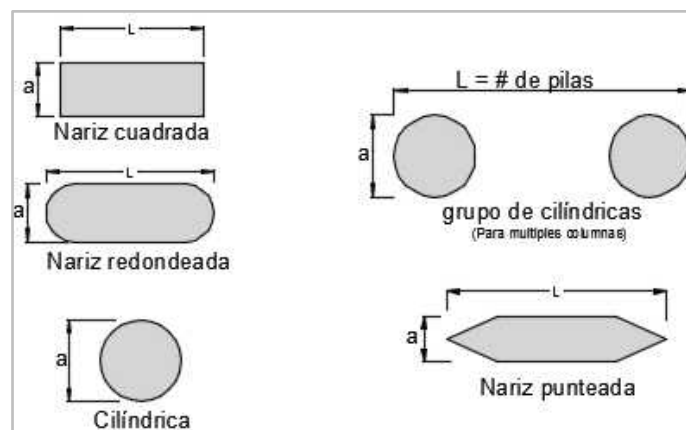


Figura 26. Formas comunes de pilas de puentes [Adaptada de HEC-18, 2012].



Tabla 12. Factor de corrección, K_1 , forma de la nariz de la pila [Adaptada de HEC-18, 2012].

Forma de la Nariz de la pila	K_1
Nariz cuadrada	1.1
Nariz redondeada	1.0
Cilíndrica	1.0
Grupo de cilíndricas	1.0
Nariz punteada	0.9

Tabla 13. Factor de corrección, K_2 , Por el Ángulo de ataque del flujo [Adaptada de HEC-18, 2012].

Angulo	L/a = 4	L/a = 8	L/a = 12
0	1	1	1
15	1.5	2	2.5
30	2	2.75	3.5
45	2.3	3.3	4.3
90	2.5	3.9	5

Tabla 14. Factor de corrección, K_3 , por la condición en la base del cauce.

[Adaptada de HEC-18, 2012].

Condición en la base	Altura de dunas	K_3
Socavación de agua clara	N/A	1.1
Flujo plano y antidunas	N/A	1.1
Dunas pequeñas	$10 > H \geq 2$	1.1
Dunas medianas	$30 > H \geq 10$	1.2 a 1.1
Dunas grandes	$H \geq 30$	1.3

3.6.2. Cálculo del gasto

Para calcular el gasto se descargaron estaciones hidrométricas ubicadas en la cuenca del río Balsa y en sus afluentes, en la Figura 27 se pueden ver las estaciones hidrometrías que corresponden a esta cuenca. Esta información es proporcionada por la Comisión Nacional del Agua que es la encargada de recopilar información de las estaciones hidrométricas en todo el país a través de una página de base de datos denominada Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS). Las estaciones cuentan con información de gasto medio, diario, mensual y anual, así como gasto máximo diario, mensual y anual; se registra el mes día y hora de escurrimientos máximos, medio y mínimos y volumen anual de sedimentos.

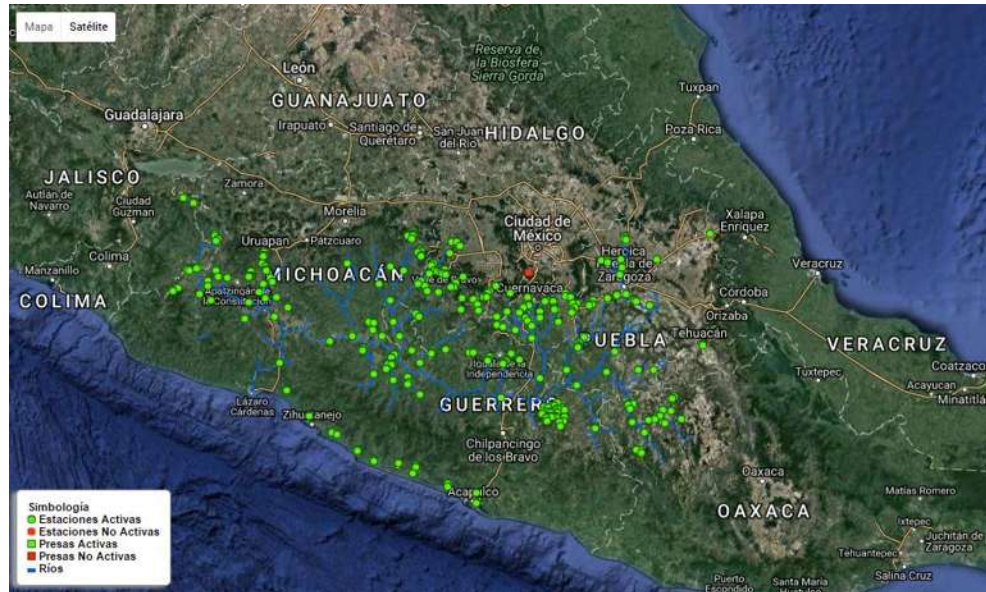


Figura 27. Estaciones hidrométricas del Río Balsas.

En este trabajo se consideraron periodos de retorno de 100, 500 y 1000 años para el cálculo del gasto máximo probable. De acuerdo a Osornio (2008) las funciones de densidad de probabilidad más utilizadas para estimar el gasto máximo esperado son:

- Distribución Log-Normal de 2 y 3 Parámetros
- Distribución Gamma de 2 y 3 parámetros
- Distribución Log-Pearson tipo III
- Distribución de valores extremos tipo I (Gumbel)
- Distribución general de valores extremos

Para caracterizar el gasto se caracterizó la cuenca del Río Balsas en cuatro zonas, clasificando las estaciones hidrométricas en cuatro grupos diferentes de la cuenca, considerando solo estaciones que tuvieran un gasto medio anual (Q) mayor que $30 \text{ m}^3/\text{s}$. Al primer grupo (Q1) corresponden 12 estaciones, al segundo grupo (Q2) 32 estaciones, en el tercer grupo (Q3) 14 estaciones y en el cuarto grupo (Q4) 12 estaciones. Para cada conjunto de gastos registrados en cada grupo se ajusta una función densidad de probabilidad (FDP), con el objetivo de representar los gastos como variables aleatorias y estimar sus valores esperados para diferentes periodos de retorno. Los ajustes se estiman desarrollando un programa en el código MATLAB2014a. De estos análisis se obtuvo que para los registros de gastos (Q1, Q2, Q3, Q4) el



mejor ajuste de los datos se obtuvo para la función de densidad de probabilidad (FDP) Log-Normal (LN). En la Tabla 15 se reportan los valores de los parámetros estimados de la FDP y el error estimado para cada grupo en que se dividió la cuenca. Con la FDP y la función de densidad acumulada (CDF) se pueden calcular las probabilidades de alcanzar o exceder un determinado gasto para un periodo de retorno deseado. La Tabla 16 presenta los gastos calculados para los diferentes periodos de retorno considerados.

Tabla 15. Parámetros de ajuste y errores de la FDP LN(λ , ζ)

Grupo	λ	FDP: Log-Normal		
		Error	ζ	Error
Q1	5.1229	0.105	1.2464	0.0746
Q2	4.2896	0.0435	1.2387	0.0308
Q3	4.9819	0.1114	1.8338	0.079
Q4	4.1064	0.1399	1.8244	0.0994

Tabla 16. Gastos máximos probables en la cuenca del río Balsas para diferentes T_r

Grupo	Periodo de retorno (T_r) (Años)		
	100	500	1000
	m³/s		
Q1	3048.7	6064.7	7899.6
Q2	1301.5	2578	3352.5
Q3	10383	28563	42141
Q4	4232.7	11583	17055

3.6.3. Información geológica

Es importante caracterizar el tipo de suelo por ser una parte importante en el proceso de socavación. Uno de los parámetros más importantes en el cálculo de socavación es el coeficiente de rugosidad de Manning que es función del tipo de material que se tiene en la base del cauce del río. Los valores de rugosidad de Manning ya se tienen definidos de acuerdo al tipo de material, algunos de estos valores se reportan en la Tabla 17 para dar como referencia algunos valores.



Tabla 17. Valores básicos de (n) para materiales del fondo de río [Modificada de Osornio, 2008]

Material de fondo	Tamaño en (mm)	Factor de rugosidad (n)
Tierra firme		0.25-0.032
Arena	1-2	0.026-0.035
Grava	2-64	0.028-0.035
Guijarros	64-256	0.030-0.050
Boleos	256	0.050-0.070

En esta investigación se encontró que la mayor parte del suelo que forma la cuenca del Río Balsa está formado por suelos de tipo Regosol, lo cual se resume en la Tabla 18. Por lo que se asume este tipo de suelo como característico en el río Balsas, se sabe que este tipo de suelo está formado por arenas, por lo tanto se considera un coeficiente de rugosidad de Maning de 0.035.

Tabla 18. Suelos en la cuenca del río Balsas

Tipo de suelo	% Superficie
Cambisol	13.33
Feozem	4.47
Luvisol	3.90
Regosol	53.39
otros	24.92

3.6.4. Obtención de las características hidráulicas de la cuenca

Se hace una caracterización del Río Balsas mediante el programa Arcgis 10.1 para calcular la velocidad del flujo, el tirante aguas arriba y la sección transversal del río, variables que intervienen en el cálculo de socavación, ya que hasta el momento tenemos solamente estimado el gasto y el coeficiente de rugosidad de Maning. Con el programa Global Mapper V17.0.2 se obtuvo un modelo digital de elevaciones de la cuenca (Gil, 2016), el cual utiliza cartas topográficas creadas por el INEGI (Instituto Nacional de Estadística y Geografía), que son el punto de partida para delimitar la cuenca del río balsa y sus afluentes en el programa Arcgis 10.1.



Mediante la extensión de HEC-GeoRAS se delimita la cuenca en el programa Arcgis, ya que esta herramienta permite caracterizar la sección del río mediante una triangulación, de donde se generan una serie de secciones a lo largo del río. Con esta extensión se pueden proporcionar datos hidráulicos de toda la cuenca y del río, como el gasto y el coeficiente de rugosidad de Manning, para desarrollar simulaciones del caudal en el río. Es importante mencionar que se generaron 739 secciones transversales para caracterizar la geometría del río. Con estas herramientas se desarrollan simulaciones que nos permiten caracterizar el tirante aguas arriba y la velocidad del flujo asociados a diferentes gastos para diferentes periodos de retorno.

Finalmente se obtuvieron los parámetros hidráulicos que caracterizan el río Balsas para los diferentes gastos máximo probables. La Tabla 19 muestra los valores máximos y mínimos del tirante y velocidad así como su valor medio.

Tabla 19. Parámetros hidráulicos del Río Balsas (HEC-RAS)

Grupo	Tr (años)	Q (m ³ /S)	Tirante hidráulico (m)		Velocidad (m/s)		Valor medio (m)	
			Y _{min}	Y _{max}	V _{min}	V _{max}	Y	V
Q1	100	3048.7	0.73	7.33	2.70	24.66	2.82	5.65
	500	6064.7	1.15	9.96	3.37	26.04	4.12	6.88
	1000	7899.6	1.37	11.20	3.67	26.53	4.77	7.42
Q2	100	1301.5	0.42	5.04	2.03	22.39	1.76	4.41
	500	2578.0	0.66	6.82	2.54	24.30	2.57	5.40
	1000	3352.5	0.78	7.64	2.77	24.81	2.98	5.80
Q3	100	10383.0	1.64	12.70	4.03	27.01	5.54	8.03
	500	28563.0	3.14	20.14	5.48	27.99	9.49	10.89
	1000	42141.0	3.60	24.24	6.32	40.97	11.60	12.37
Q4	100	4232.7	0.91	8.46	2.99	25.29	3.38	6.20
	500	11583.0	1.76	13.29	4.17	27.13	5.88	8.29
	1000	17055.0	2.27	15.89	4.72	27.61	7.24	9.30



3.6.5. Metodología empleada para estimar el tirante de socavación local

En este capítulo se explica la metodología que se sigue para calcular el tirante de socavación mediante la ecuación 2.4. Una vez estimadas las variables que intervienen en la formula HEC-18 (EC 2.4), para calcular el tirante de socavación se desarrolla una simulación de la expresión que define la profundidad de socavación esperada mediante el método de Montecarlo, para lo cual se desarrolla un programa en el código de MATLAB, considerando algunas variables probabilistas y otras deterministas. Esta metodología se empleó mediante 1000 simulaciones para calcular el tirante medio para los 12 gastos descritos anteriormente. Las variables consideradas son:

K_1 = Factor tienen que ver con la forma de la nariz de la pila, por tratarse de una pila circular o nariz redondeada K_1 se toma como variable determinista $K_1=1$.

K_2 = Factor de corrección del ángulo de ataque del flujo se tomó como una variable probabilista uniforme con parámetros $\mu=1.1$ $\sigma=0.05$ (Johnson, 1998).

K_3 = Factor de corrección por la condición de la base del flujo, se considera como variable probabilista uniforme con parámetros $\mu=1.2$ $\sigma=0.0576$ (Johnson, 1998).

K_4 = Factor de corrección por el tamaño de la partícula en la base del río, se considera como variables determinista $K_4=1$, ya que se encontró que la mayor parte del río Balsas es formado de arenas (Johnson, 1998).

a = Ancho de la pila aquí se consideraron cuatro anchos de pilas 1.10, 1.25, 1.45, 1.55 m (Ramírez, 2017).

F_{r1} = Número de Froude del flujo se estimó de acuerdo a (EC 3.7)

Aceleración de la gravedad $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

Para la velocidad y el tirante del flujo se ajustaron FDP a los valores obtenidos con la simulación desarrollada en HEC-RAS (Tabla 19), de donde se determinó una FDP Log-Normal con parámetros determinados por Ramírez (2017).



Aplicando la fórmula con los valores de las variables obtenidos anteriormente se calculan los tirantes de socavación para diferentes gastos, los resultados se resumen en la (Tabla 19). Cabe mencionar que estos resultados solamente corresponden al resumen del tirante esperado para cada gasto, ya que se calculó un tirante para cada gasto y ancho de pila, sin embargo en esta tabla solamente se reporta un solo valor de tirante de socavación para cada uno de los gastos. Se puede ver en la Tabla 20 que el tirante de socavación esperado es aproximadamente de 7 m, por lo tanto para el análisis no lineal en la historia del tiempo se tomará esta profundidad como la máxima que se puede alcanzar en los casos de estudio para estimar la respuesta sísmica debida a la acción conjunta de la socavación y el sismo.

Tabla 20. Valores de tirantes de socavación para diferentes gastos

Grupo	Tr (años)	Q (m³/S)	Ys (m)
Q1	100	3048.7	4.1
	500	6064.7	4.7
	1000	7899.6	4.9
Q2	100	1301.5	3.4
	500	2578.0	3.9
	1000	3352.5	4.1
Q3	100	10383.0	5.2
	500	28563.0	6.4
	1000	42141.0	6.9
Q4	100	4232.7	4.4
	500	11583.0	5.3
	1000	17055.0	5.8



3.7. Modelos de puentes con problemas de socavación

En ésta sección se presentan los modelos de los puentes con las profundidades de socavación que esperarían en las pilas de los puentes, esto considerando escenarios correspondientes a periodos de retorno para estimar el gasto de 100, 500 y 1000 años. Como un primer acercamiento del problema se busca estudiar los efectos de la acción conjunta del sismo y socavación en puentes mediante el ajuste de formas funcionales que relacionen una demanda estructural (MI-PDI) con una medida de intensidad de las dos acciones. Debido a la carencia de información se optó por realizar un modelo simplificado de todo el problema, para ver estudiar primeramente la importancia de estos fenómenos y valorar la viabilidad para desarrollar modelos más detallados que describan todo el problema en su conjunto. Las simplificaciones son en la forma en cómo se modela la subestructura cuando presenta el efecto de socavación sección 3.2 donde se asume que la cimentación de los puentes es profunda y que la socavación nunca pone al descubierto los pilotes de cimentación; además, se considera que los puentes tienen una altura de socavación uniforme en todas las pilas del puente, por lo tanto solamente se afecta la altura de las pilas. Esto se puede observar con detalle en la Figura 28, H_{max} es la profundidad socavación máxima esperada.

De las simulaciones de Montecarlo se estimó una profundidad de socavación máxima esperada de 7 m en la cuenca del Río Balsas para los puentes en estudio; por lo tanto, los modelos de los puentes con efectos de socavación corresponden a los modelos base donde se modificaron aumentando para cada escenario de socavación la altura de pilas a cada uno en particular, estos escenarios se definieron considerando a la profundidad de socavación que se presenta de metro en metro hasta llegar a la altura de socavación máxima estimada de 7 m. Por ejemplo para el modelo que tiene una altura de pilas de 5 m y considerado que se localiza en Aguililla se definieron 8 modelos de puentes que incluyen el caso sin socavación más 7 escenarios de socavación.

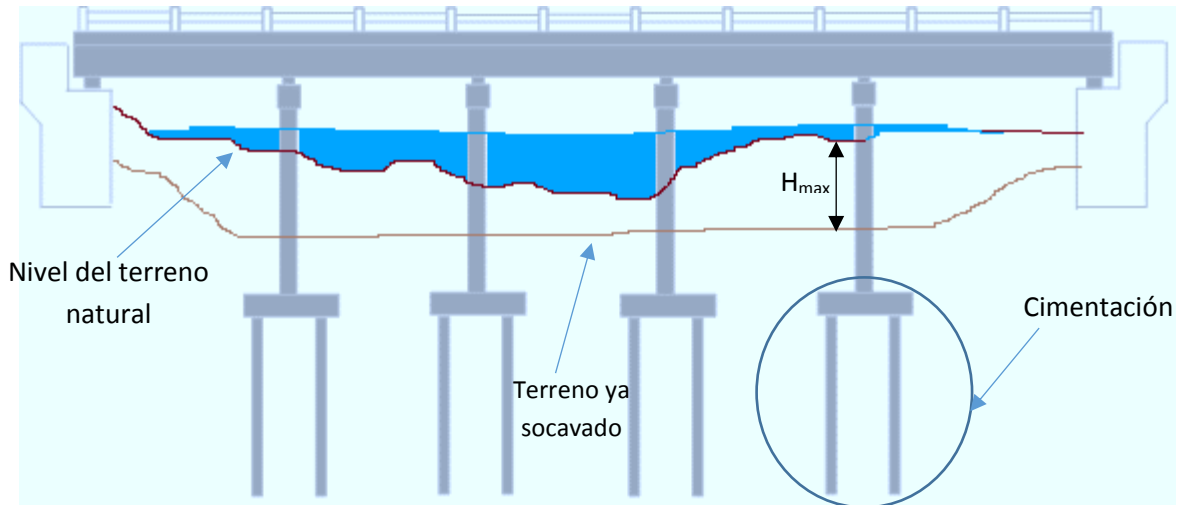


Figura 28. Representación del tirante de socavación para todos los modelos

El número de modelos considerados en el análisis no lineal en la historia del tiempo se resume en las Tabla 21-26, describiéndose en la última columna de la tabla el nombre con el que se identifica cada caso de estudio.

Tabla 21. Modelos modificados del modelo base **C20P05-1**

Nombre del Modelo	Tirante de socavación (m)	Altura de pila (m)	Nuevo modelo
C20P05-1	0	5	C20P05-1 (0m)
	1	6	C20P05-1 (1m)
	2	7	C20P05-1 (2m)
	3	8	C20P05-1 (3m)
	4	9	C20P05-1 (4m)
	5	10	C20P05-1 (5m)
	6	11	C20P05-1 (6m)
	7	12	C20P05-1 (7m)

Tabla 22. Modelos modificados del modelo base **C20P05-2**

Nombre del Modelo	Tirante de socavación (m)	Altura de pila (m)	Nuevo modelo
C20P05-2	0	5	C20P05-2 (0m)
	1	6	C20P05-2 (1m)
	2	7	C20P05-2 (2m)
	3	8	C20P05-2 (3m)
	4	9	C20P05-2 (4m)
	5	10	C20P05-2 (5m)
	6	11	C20P05-2 (6m)
	7	12	C20P05-2 (7m)



Tabla 23. Modelos modificados del modelo base **C20P10-1**

Nombre del Modelo	Tirante de socavación (m)	Altura de pila (m)	Nuevo modelo
C20P10-1	0	5	C20P10-1 (0m)
	1	6	C20P10-1 (1m)
	2	7	C20P10-1 (2m)
	3	8	C20P10-1 (3m)
	4	9	C20P10-1 (4m)
	5	10	C20P10-1 (5m)
	6	11	C20P10-1 (6m)
	7	12	C20P10-1 (7m)

Tabla 24. Modelos modificados del modelo base **C20P10-2**

Nombre del Modelo	Tirante de socavación (m)	Altura de pila (m)	Nuevo modelo
C20P10-2	0	5	C20P10-2 (0m)
	1	6	C20P10-2 (1m)
	2	7	C20P10-2 (2m)
	3	8	C20P10-2 (3m)
	4	9	C20P10-2 (4m)
	5	10	C20P10-2 (5m)
	6	11	C20P10-2 (6m)
	7	12	C20P10-2 (7m)

Tabla 25. Modelos modificados del modelo base **C20P20-1**

Nombre del Modelo	Tirante de socavación (m)	Altura de pila (m)	Nuevo modelo
C20P20-1	0	5	C20P20-1 (0m)
	1	6	C20P20-1 (1m)
	2	7	C20P20-1 (2m)
	3	8	C20P20-1 (3m)
	4	9	C20P20-1 (4m)
	5	10	C20P20-1 (5m)
	6	11	C20P20-1 (6m)
	7	12	C20P20-1 (7m)



Tabla 26. Modelos modificados del modelo base **C20P20-2**

Nombre del Modelo	Tirante de socavación (m)	Altura de pila (m)	Nuevo modelo
C20P20-2	0	5	C20P20-2 (0m)
	1	6	C20P20-2 (1m)
	2	7	C20P20-2 (2m)
	3	8	C20P20-2 (3m)
	4	9	C20P20-2 (4m)
	5	10	C20P20-2 (5m)
	6	11	C20P20-2 (6m)
	7	12	C20P20-2 (7m)

3.8 Análisis estático no lineal (PUSH OVER)

Después de haber modificado los modelos se realiza un análisis estático no lineal en dirección longitudinal del puente, en cada caso de estudio. El análisis estático no lineal consiste en aplicar una carga unitaria en un punto superior de un elemento estructural que nos interese, con el objetivo de obtener la capacidad que tiene ese elemento cuando se somete a un desplazamiento aplicado en el mismo punto, es decir, es ir obteniendo la fuerza cortante del elemento para cada desplazamiento aplicado, el resumen de los resultados obtenidos en cada paso de carga se conoce como curva de capacidad. Para este tipo de análisis el comportamiento no lineal se concentra en lo que conocemos como articulaciones plásticas, las cuales en este caso se asignaron en parte inferior de las columnas. Par este trabajo el análisis PUSHOVER se realizó a una sola pila del puente, asignando una articulación plástica a cada columna (Figura 29).

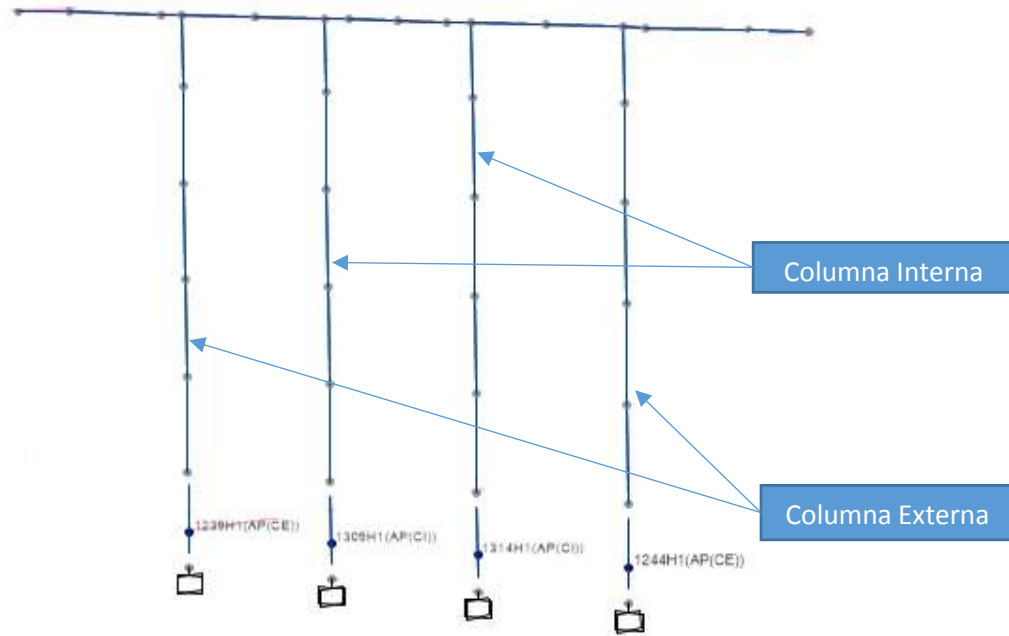


Figura 29. Pila del puente con Articulaciones plásticas en la parte inferior

El comportamiento de las articulaciones plásticas queda definido por la sección transversal y el armado de las columnas, valores que se resumen en la Tabla 27, además de las propiedades del material, en este caso el acero se define con un esfuerzo a la fluencia (F_y) igual a 42184 t/m².

Tabla 27. Detalles del armado de las columnas que forman las pilas de los puentes

Modelo	Diámetro de columna (m)	Refuerzo Longitudinal		Refuerzo Transversal #E @ (m)	Espectro de diseño
		# de Varillas	P (%)		
C20P05-1	0.95	34#8	2.44%	#4@0.16	Aguililla
C20P05-2	1.10	42#8	2.25%	#4@0.14	Lázaro cárdenas
C20P10-1	1.00	39#8	2.53%	#4@0.15	Aguililla
C20P10-2	1.30	36#10	2.22%	#5@0.18	Lázaro cárdenas
C20P20-1	1.30	70#8	2.69%	#4@0.12	Aguililla
C20P20-2	1.45	54#10	2.68%	#5@0.16	Lázaro cárdenas

La forma de ingresar el armado de las columnas en el programa SAP2000 se resume en la Figura 30, donde se puede observar la sección transversal de la columna con el número de varillas longitudinales.

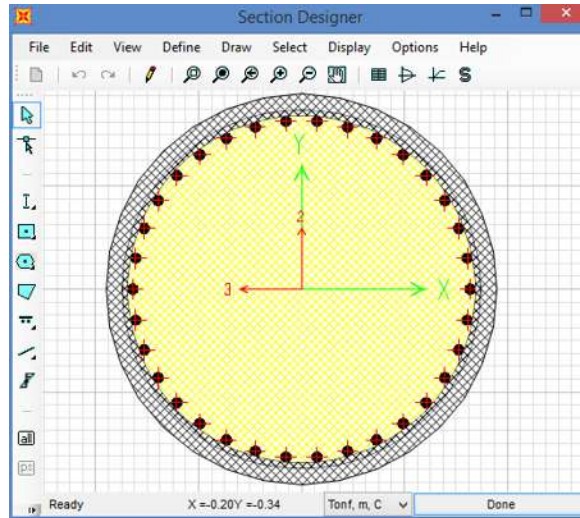


Figura 30. Definición del armado de columnas en SAP2000

Al final del análisis estático no lineal se calcularon parámetros importantes como el Momento de fluencia de las columnas (M_y), Curvatura de fluencia (ϕ_y), Momento último (M_u), Curvatura última (ϕ_u), valores que se utilizan para los análisis no lineales en la historia del tiempo desarrollados en PERFORM3D. También se calcularon parámetros de la curva de capacidad de las columnas: Desplazamiento de fluencia (Δy), Fuerza de fluencia (F_y), Desplazamiento último (Δu) y la Fuerza última (F_u), para calcular el índice de daño.

Se presentan los resultados de estos análisis referentes a la relación Momento-Curvatura de las columnas en las Figura 36-43, así como los resultados de la curva de capacidad del modelo C20P05-1, para todos los casos de estudio en las Figura 32-35. En la Figura 31 se presenta un diagrama de Momento-Curvatura del modelo base C20P05-1 obtenida del programa SAP2000, como ejemplo.

Enseguida se presentan los resultados del análisis PUSHOVER, se resumen para el modelo base C20P05-1 y todos los casos de estudio, mientras que los resultados para los modelos restantes se reportan en el apéndice A. Los resultados más importantes que se consideran de estos análisis se presentan en las Tabla 28 y 29.

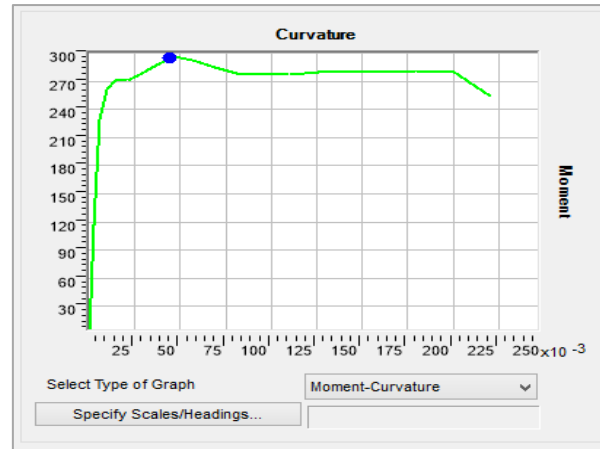


Figura 31. Diagrama Momento-Curvatura obtenido de SAP2000

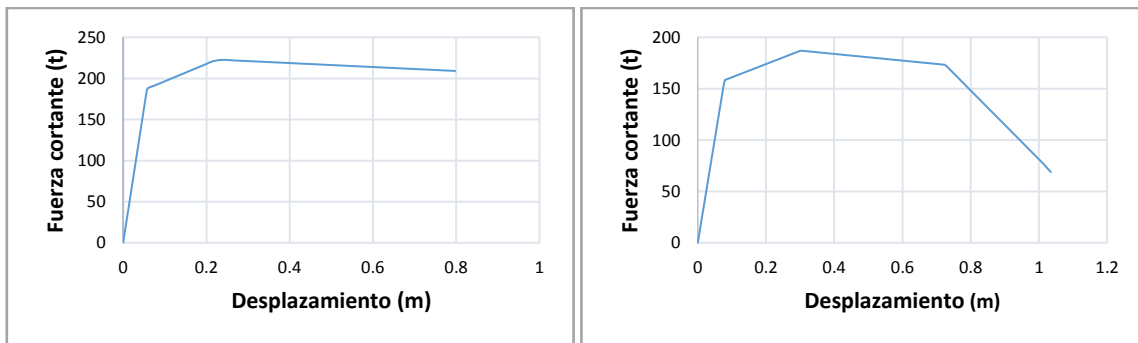
Tabla 28. Valores de la curva de capacidad de columnas del modelo C20P05-1

Modelo	Dirección Longitudinal			
	Δ_y (m)	F_y (t)	Δ_u (m)	F_u (t)
C20P05-1 (0m)	0.043	173.850	0.745	71.950
C20P05-1 (1m)	0.0766	154.7396	0.7297	171.8133
C20P05-1 (2m)	0.1105	138.9751	0.9347	150.8775
C20P05-1 (3m)	0.1386	122.5676	1.1719	132.13
C20P05-1 (4m)	0.1675	109.5818	1.4164	119.6307
C20P05-1 (5m)	0.2023	99.4206	1.7112	107.2657
C20P05-1 (6m)	0.2397	90.6835	2.0276	97.3768
C20P05-1 (7m)	0.2779	82.7244	2.3511	89.8612



Tabla 29. Propiedades de las columnas (interna y externa) del modelo C20P05-1 con diferentes alturas de socavación

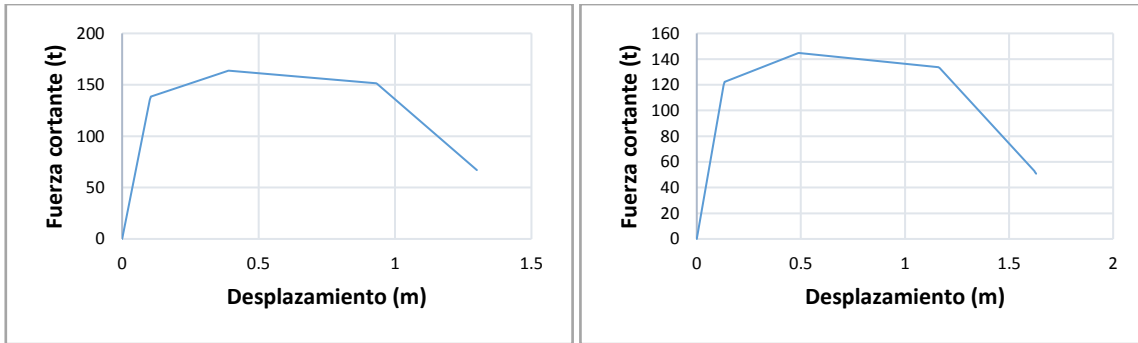
Modelo	Ubicación de columna	Carga Axial (ton)	Longitud Columna (m)	No. de Varilla	Longitud de articulación L_{p_x} (m)	I_{efc} (m^4)	M_y (t-m)	φ_y (rad/m)	M_u (t-m)	φ_u (rad/m)
C20P05-1 (0m)	Externa	-142.09	5	8	0.6276	0.024	252.37	0.004750	301.93	0.04320
C20P05-1 (0m)	Interna	-90.46	5	8	0.6276	0.023	251.44	0.004939	297.20	0.04930
C20P05-1 (1m)	Externa	-142.09	6	8	0.7076	0.023	253.01	0.004969	301.57	0.04650
C20P05-1 (1m)	Interna	-96.58	6	8	0.7076	0.023	253.22	0.004974	297.48	0.04650
C20P05-1 (2m)	Externa	-142.08	7	8	0.7876	0.023	252.74	0.004964	301.57	0.04650
C20P05-1 (2m)	Interna	-99.97	7	8	0.7876	0.023	253.02	0.004970	297.86	0.04650
C20P05-1 (3m)	Externa	-142.29	8	8	0.8676	0.023	252.55	0.004960	301.58	0.04650
C20P05-1 (3m)	Interna	-103.15	8	8	0.8676	0.023	252.80	0.004965	298.21	0.04650
C20P05-1 (4m)	Externa	-142.67	9	8	0.9476	0.023	252.57	0.004961	301.59	0.04650
C20P05-1 (4m)	Interna	-106.15	9	8	0.9476	0.023	252.73	0.004964	298.52	0.04650
C20P05-1 (5m)	Externa	-143.22	10	8	1.0276	0.023	252.99	0.004969	301.61	0.04650
C20P05-1 (5m)	Interna	-108.99	10	8	1.0276	0.023	253.03	0.004970	298.83	0.04650
C20P05-1 (6m)	Externa	-143.89	11	8	1.1076	0.023	252.51	0.004960	301.63	0.04650
C20P05-1 (6m)	Interna	-111.71	11	8	1.1076	0.023	252.73	0.004964	299.13	0.04650
C20P05-1 (7m)	Externa	-144.67	12	8	1.1876	0.023	252.88	0.004967	301.65	0.04650
C20P05-1 (7m)	Interna	-114.31	12	8	1.1876	0.023	253.06	0.004970	299.34	0.04650



a)

b)

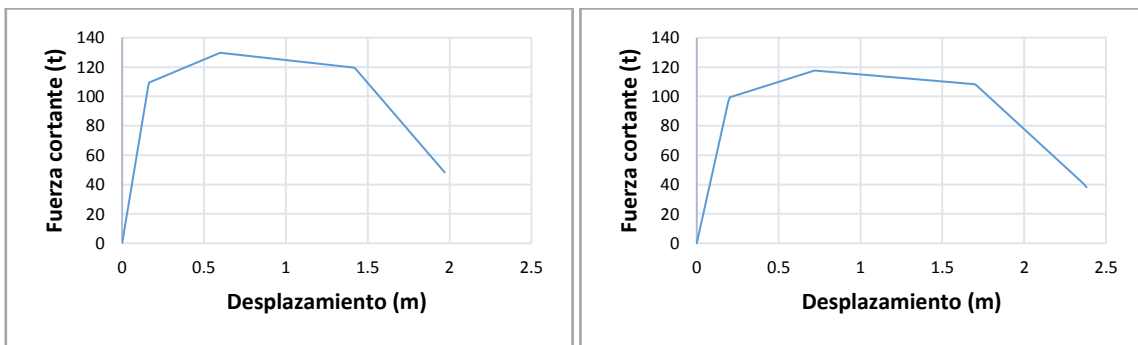
Figura 32. Curva de capacidad de modelo C20P05-1 a) (0m) b) (1m)



a)

b)

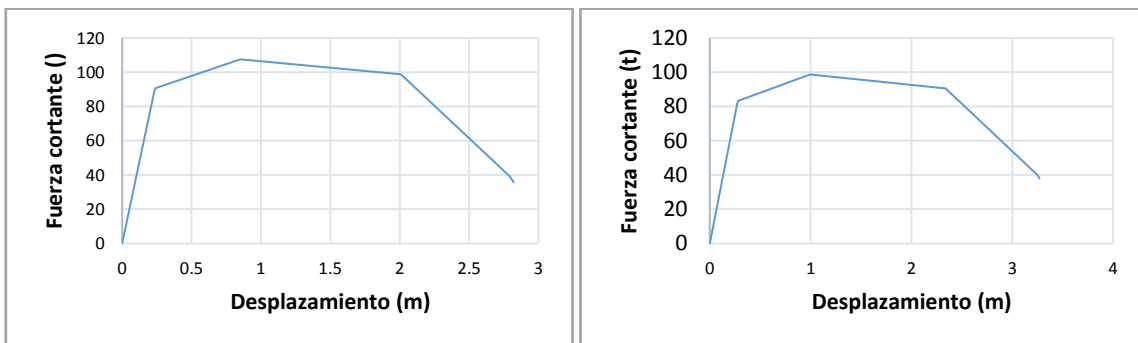
Figura 33. Curva de capacidad de modelo C20P05-1 a) (2m) b) (3m)



a)

b)

Figura 34. Curva de capacidad de modelo C20P05-1 a) (4m) b) (5m)



a)

b)

Figura 35. Curva de capacidad de modelo C20P05-1 a) (6m) b) (7m)

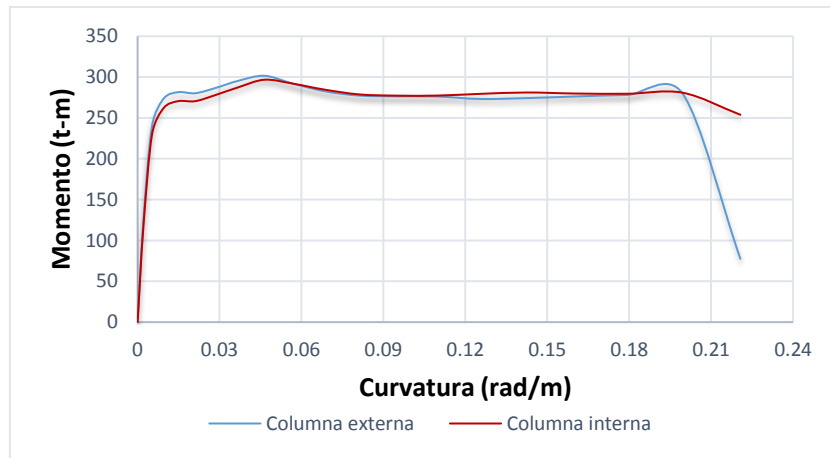


Figura 36. Diagrama Momento-Curvatura del modelo C20P05-1 (0m)

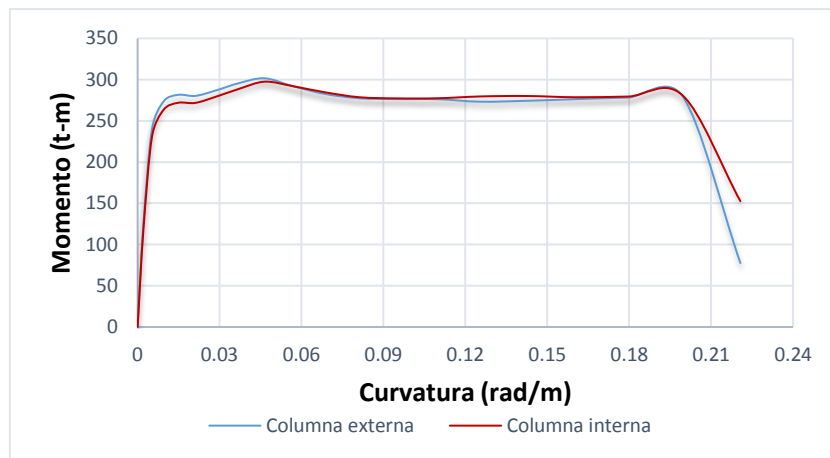


Figura 37. Diagrama Momento-Curvatura del modelo C20P05-1 (1m)

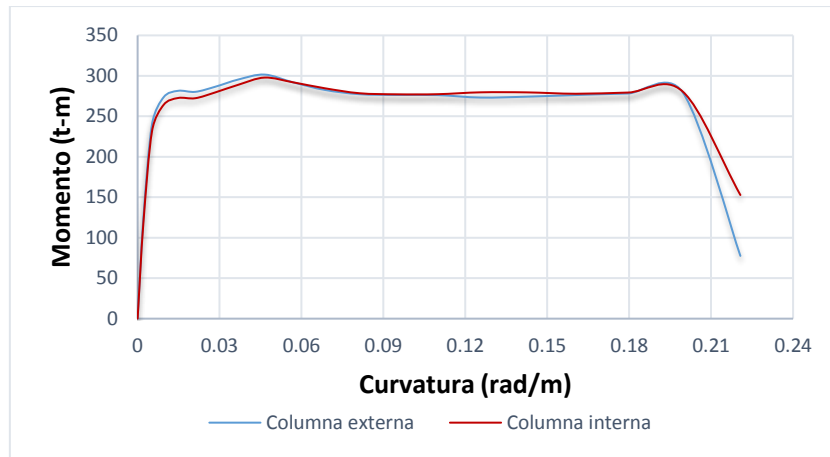


Figura 38. Diagrama Momento-Curvatura del modelo C20P05-1 (2m)

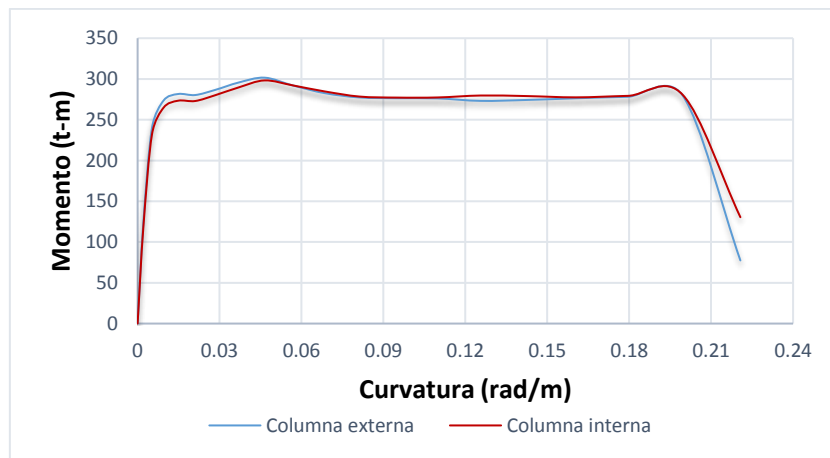


Figura 39. Diagrama Momento-Curvatura del modelo C20P05-1 (3m)

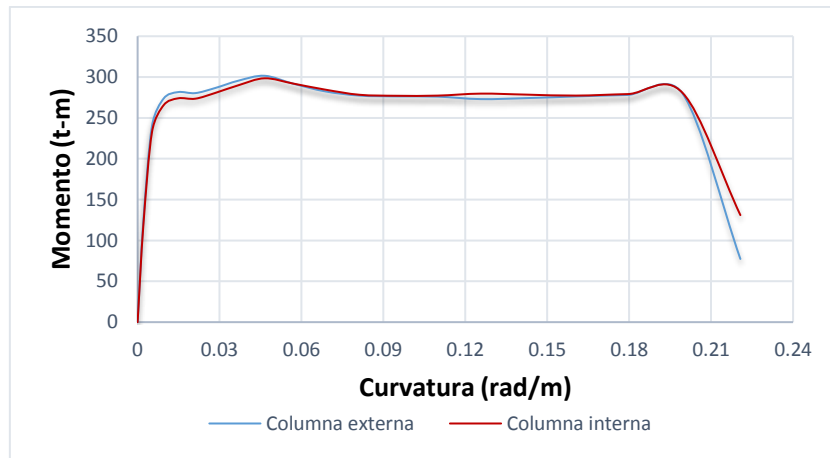


Figura 40. Diagrama Momento-Curvatura del modelo C20P05-1 (4m)

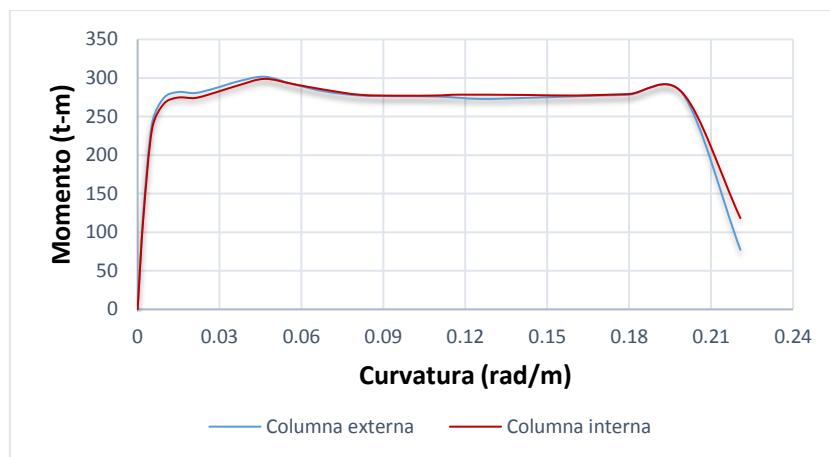


Figura 41. Diagrama Momento-Curvatura del modelo C20P05-1 (5m)

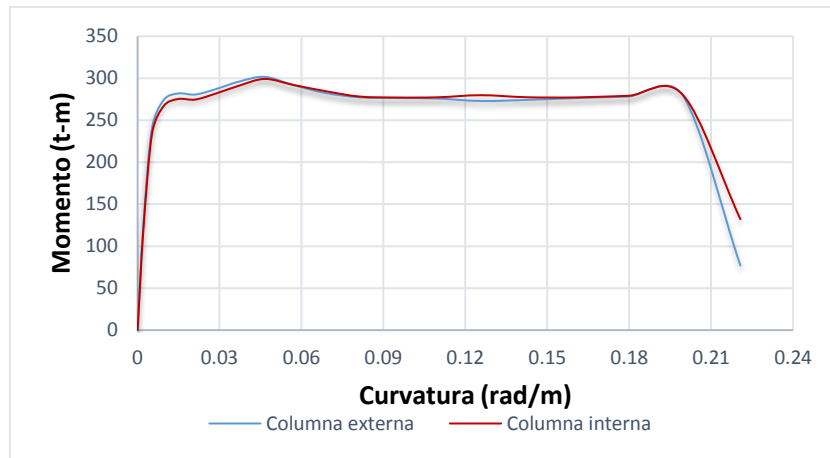


Figura 42. Diagrama Momento-Curvatura del modelo C20P05-1 (6m)

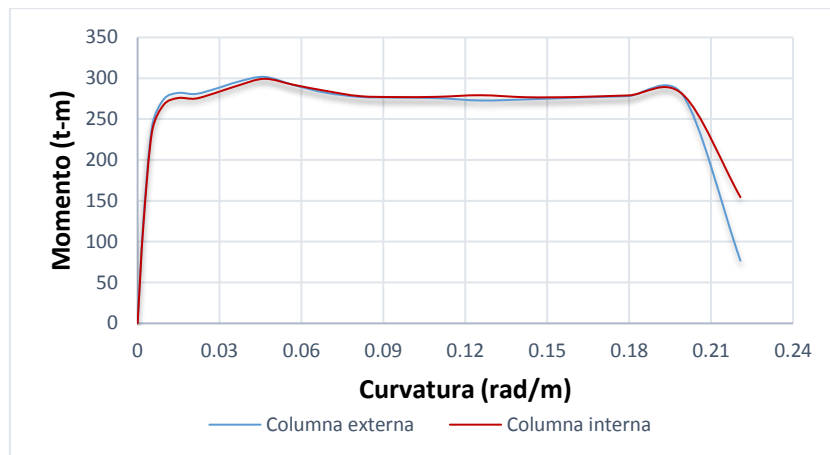


Figura 43. Diagrama Momento-Curvatura del modelo C20P05-1 (7m)



CAPÍTULO 4

DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA

4.1. Sismicidad en la Costa del Pacífico

La República Mexicana cuenta con una red de estaciones acelerográficas, la mayoría de las estaciones se localizan en la Costa del Pacífico de México (Figura 44) por ser considerada como una zona activa sísmicamente, donde además se pueden generar sismos con intensidad mayor a 8 en la escala de magnitud de Richter.



Figura 44. Distribución de la red acelerográfica Mexicana [Tomada de: <http://aplicaciones.lingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/RedAcelerografica.aspx>].

La administración de los datos de la mayoría de las estaciones con que se cuenta están a cargo del Instituto de Ingeniería de Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), cuya base de datos se alimenta de los registros de las estaciones que se muestran en la Figura 45. Esta es la fuente de donde se selecciono el conjunto de registros sísmicos utilizado en este trabajo.



Figura 45. Estaciones con acelerogramas [Tomada de: <http://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/Consultas/ListaEstaciones.aspx>].

El territorio Mexicano se encuentra ubicado en cinco placas tectónicas y la mayor parte se ubica sobre la placa Norteamericana, de hecho esta es la placa tectónica que contiene a todo Norteamérica. La península de Baja California se encuentra sobre la placa tectónica del Pacífico, donde se encuentra gran parte del estado de California, EUA, y gran parte del Océano Pacífico. Al sur de Chiapas se encuentra la placa del Caribe que es una pequeña placa que contiene gran parte de las islas Caribeñas y de los países de Centro América. México también se encuentra sobre dos pequeñas placas oceánicas conocidas como Cocos y Rivera (Figura 46), las cuales se encuentran bajo el océano Pacífico. Las placas de Cocos y Rivera son las que tienen mayor importancia para el presente trabajo, debido a que se encuentran en la zona de subducción del Pacífico, donde se han generado una gran cantidad de sismos de magnitud importante, además, se desplazan a una velocidad aproximada de 6 a 8 cm/año por debajo de la placa Norteamericana, Figura 47, generando sismos interplaca y sismos intraplaca, los cuales ocurren principalmente en los estados de Jalisco, Colima, Guerrero, Michoacán, Chiapas y Oaxaca: En esta zona se ha generado un brecha sísmica que abarca una longitud aproximada de 1300 km a lo largo del Pacífico por lo que se considera que es una zona altamente sísmica.



En este trabajo se desea conocer específicamente la demanda sísmica a que pueden estar sujetos los puentes localizados en esta zona del país.



Figura 46. Placas tectónicas localizadas en el territorio mexicano. [Tomada de: <http://www.ssn.unam.mx/jsp/reportesEspeciales/sismoMayor.pdf>]

Los sismos que se consideran importantes desde un punto de vista estructural son aquellos que tienen alta probabilidad de causar daño a las estructuras, lo cual corresponde a magnitudes mayores o iguales a 5 en la escala de Richter. A pesar de que la magnitud no necesariamente se relaciona con el daño causado a las estructura, esta se correlaciona mejor con las propiedades dinámicas de las estructuras y las de las ondas sísmicas, así como con las propiedades mecánicas del suelo; sin embargo, se ha observado en muchas ocasiones que la magnitud del sismo también está relacionada con los daños generados, más aún cuando el epicentro se encuentra muy cerca de la edificación. En el mapa de la Figura 48, se puede observar a todo lo largo de la Costa del Pacífico una gran cantidad de sismos registrados con magnitud mayor o igual que 5 durante el periodo de 1964 a 2014.

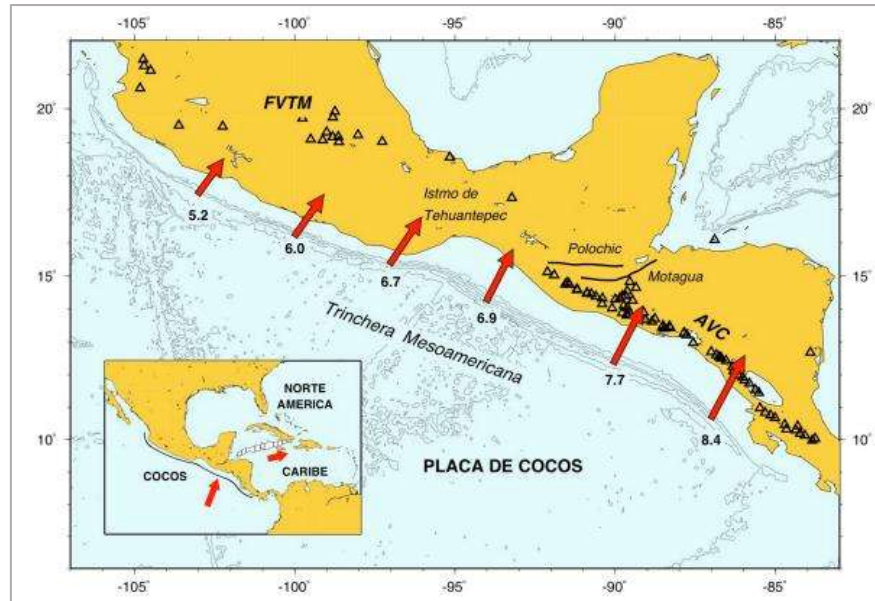


Figura 47. Desplazamiento de la placa de cocos y rivera sobre la placa de norteamericana. [Tomada de http://www.geociencias.unam.mx/geociencias/posgrado/tesis/maestria/garcia_qj.pdf].

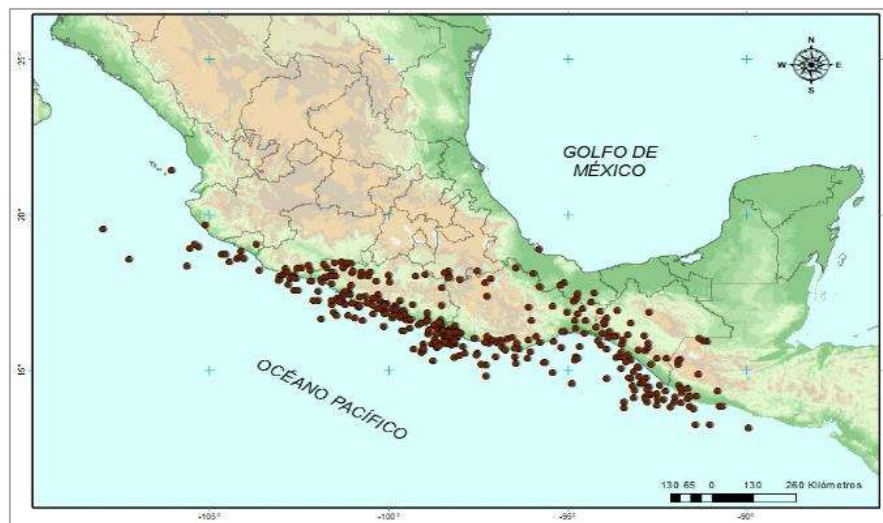
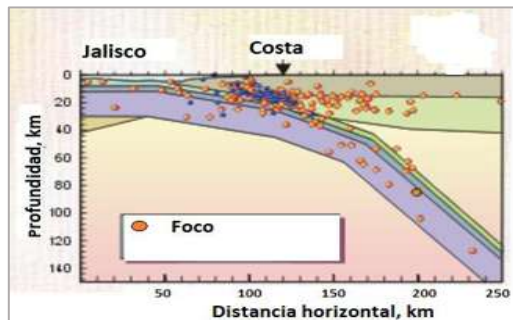
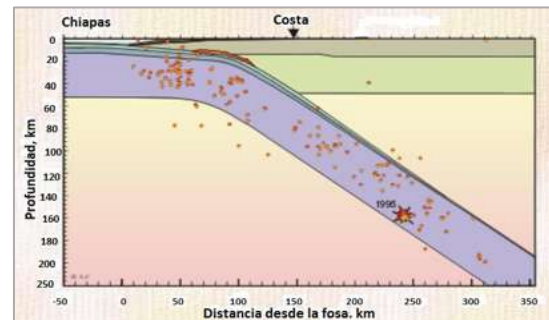


Figura 48. Sismos de 1964 a 2014 ($M \geq 5$). [Tomado de: <http://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/RedAcelerografica.aspx>]

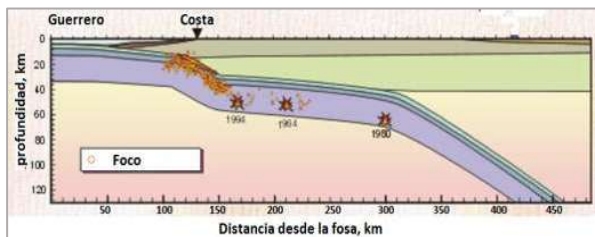
Los perfiles sismogénicos que se observan en la Figura 49 muestran la profundidad focal de sismos registrados en diferentes partes de la Costa del Pacífico causados por movimientos de las placas de Rivera y Cocos que subducen por debajo de la placa Norteamericana, se puede ver que la mayor cantidad de sismos se han generado en la zona de interacción de las placas, es decir, en el punto de contacto donde subduce una por debajo de la otra. La mayoría de los sismos presentan una profundidad focal que va desde los 10 hasta los 40 km de profundidad.



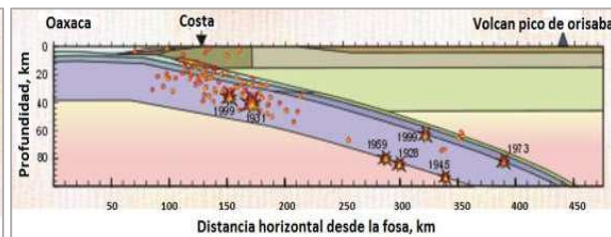
a) Placa de Rivera



b) Placa de Cocos



c) Placa de Rivera



d) Placa de Cocos

Figura 49. Estructura de la zona de Subducción y localización de Sismos profundos en México.

a) Jalisco b) Guerrero c) Oaxaca d) Chiapas.

[Adaptada de: <http://usuarios.geofisica.unam.mx/vladimir/sismos/100a%F1os.html>].

4.2. Demanda sísmica

La selección de la demanda sísmica corresponde a un conjunto de acelerogramas seleccionados de acuerdo a la información de la red acelerográfica, para esto se realizó una búsqueda de registros sísmicos localizados en la zona de interés. En este trabajo se desea caracterizar específicamente la sismicidad de la Costa del Pacífico, ya que se sabe que es una zona de alta sismicidad, donde además han ocurrido temblores de gran magnitud. Como ejemplo tenemos el temblor registrado el 3 de junio de 1932 en las costas de Jalisco, para el cual se reportó una magnitud de 8.2 en la escala de Richter y una longitud de ruptura de la placa de 280 km. Otro terremoto importante fue el registrado en Michoacán el 19 de Septiembre de 1985, con una magnitud de 8.1 y ruptura que cubrió casi toda la costa del Estado de Michoacán, longitud aproximada de 180 km.



Para el análisis no lineal en PERFORM3D se descargaron registros de la base de datos del Instituto de Ingeniería de la UNAM, la cual cuenta con una serie de datos de estaciones acelerográficas en el país, donde se proporcionan datos de sismos que han ocurrido en el país. Se buscaron registros sísmicos de la zona de interacción de las placas de Cocos, Rivera y Norteamericana, donde una subduce por debajo de la otra de tal manera que fueran clasificados por sismos de subducción y que además tuvieran una magnitud importante desde el punto de vista estructural.

Para realizar los análisis no lineales en el tiempo se descargaron registros provenientes de una zona de subducción con magnitud mínima de 5 y profundidades focales que van desde 9 hasta 28 km, como se reporta en la Tabla 31, de donde se seleccionaron un total de 67 acelerogramas con estas características. Es importante mencionar que para la selección de los acelerogramas se tomó en cuenta solamente la componente horizontal donde se tiene la aceleración mayor de las dos componentes horizontales. En la Tabla 30 se muestran los registros sísmicos seleccionados así como las características más importantes de ellos. La Figura 50 muestra los epicentros correspondientes a estos sismos. En total los acelerogramas seleccionados provienen de 13 sismos de subducción registrados en diferentes estaciones (Figura 51).



Figura 50. Epicentros de sismos de subducción.



Figura 51. Localización de estaciones

Es importante ver la ubicación de los sismos con relación de la localización de las estaciones para tener como referencia la cercanía con la que se encuentran los sismos (Figura 52), los símbolos en rosa muestran los epicentros de los sismos y los símbolos en rojo muestran la ubicación de las estaciones sísmicas.



Figura 52. Localización de sismos y estaciones.

También es importante tener información sobre la localización exacta de las estaciones sismográficas, en la Tabla 32 se muestran algunas de las características de las estaciones como el nombre de la estación, localización y las coordenadas de sus tres componentes (longitud, latitud y altitud).



Una vez seleccionados los acelerogramas de los registros sísmicos se estimaron los espectros de respuesta elásticos, esto se realizó con ayuda del programa de computo SEISMOSIGNAL considerando un porcentaje de amortiguamiento del 5%. Lo anterior se desarrolló con la finalidad de conocer las ordenadas espectrales máximas de los espectros de respuesta, información que nos interesa desde un punto de vista de la respuesta dinámica de las estructuras y de su diseño estructural.



Tabla 30. Registros de sismos de subducción

Fecha de ocurrencia del sismo	Hora (UTC)	Magnitud			Entidad	Nombre de Estación	Archivo	Coordenadas		Aceleración máx. (cm/s ²)	
		Ms	Mc	Mb				Lat. N	Long. W		
25/04/1989	14:29:00	6.9	6.5	6.3	GRO	EL OCOTITO	OCTT8904.251	17.25	99.51	201.16	
		6.9	6.5	6.3	GRO	EL PARAISO	PARS8904.251	17.34	100.21	117.11	
						ACAPULCO					
		6.9	6.5	6.3	GRO	PELLANDINI	ACAP8904.251	16.84	99.91	104.39	
		6.9	6.5	6.3	GRO	COYUCA	COYC8904.251	17.25	99.51	85.08	
		6.9	6.5	6.3	GRO	LA VENTA	VNTA8904.251	16.91	99.82	62.03	
		6.9	6.5	6.3	GRO	XALTIANGUIS	XALT8904.251	17.10	99.72	78.13	
		6.9	6.5	6.3	GRO	OCOTILLO	OCLL8904.251	17.04	99.88	35.24	
		6.9	6.5	6.3	GRO	ATOYAC	ATYC8904.251	17.21	100.43	19.18	
				FILO DE CABALLO	FIC28904.251	17.65	99.84	15.23			
24/10/1993	07:52:18	6.6	6.5	6.2	GRO	LAS MESAS	MSAS9310.241	17.01	99.46	119.05	
		6.6	6.5	6.2	GRO	EL OCOTITO	OCTT9310.241	17.25	99.51	65.08	
		6.6	6.5	6.2	GRO	SAN MARCOS	SMR29310.241	16.77	99.44	62.21	
						CERRO DE PIEDRA	CPDR9310.241	16.77	99.63	60.29	
		6.6	6.5	6.2	GRO	PETAQUILLAS	PTQL9310.241	17.47	99.45	22.01	
		6.6	6.5	6.2	GRO	COYUCA	COYC9310.241	17.00	100.09	21.05	
		6.6	6.5	6.2	GRO	OCOTILLO	OCLL9310.241	17.04	99.88	18.18	
		6.6	6.5	6.2	GRO	LA VENTA	VNTA9310.241	16.91	99.82	17.09	
15/07/1996	21:23:38	6.5	6	5.7	GRO	NUXCO	NUXC9607.151	17.21	100.76	49.58	
		6.5	6	5.7	GRO	ATOYAC	ATYC9607.151	17.21	100.43	26.88	
						LA COMUNIDAD	COMD9607.151	18.12	100.52	22.24	
		6.5	6	5.7	GRO	LA UNION	UNIO9607.151	17.99	101.81	18.35	
		6.5	6	5.7	GRO	EL OCOTITO	OCTT9607.151	17.25	99.51	18.05	
15/05/1993	03:11:56	5.9	6	5.9	GRO	LAS VIGAS	VIGA9305.152	16.76	99.23	67.31	
		5.9	6	5.9	GRO	LAS MESAS	MSAS9305.152	17.01	99.46	56.01	
		5.9	6	5.9	GRO	EL OCOTITO	OCTT9305.152	17.25	99.51	26.8	
		5.9	6	5.9	GRO	SAN MARCOS	SMR29305.152	16.77	99.44	25.06	
29/10/1985	15:02:26	5.4	5.1	5.6	MIC	CALETA DE CAMPOS	CALE8510.291	18.07	102.75	34.63	
08/02/1988	13:51:29	5.7	5	5.5	GRO	EL PARAISO	PARS8802.081	17.34	100.21	246.91	
						LOS MAGUEYES	MAGY8802.081	17.38	100.58	102.09	
		5.7	5	5.5	GRO	ATOYAC	ATYC8802.081	17.21	100.43	61.02	
		5.7	5	5.5	GRO	EL BALCON	BALC8802.081	18.01	101.22	43.07	
		5.7	5	5.5	GRO	EL SUCHIL	SUCH8802.081	17.23	100.64	35.92	
		5.7	5	5.5	GRO	COYUCA	COYC8802.081	17.00	100.09	26.65	
						LA COMUNIDAD	COMD8802.081	18.12	100.52	19.36	
31/05/1990	07:35:26	5.9	5.5	5.8	GRO	ATOYAC	ATYC9005.311	17.21	100.43	25.82	
						LA COMUNIDAD	COMD9005.311	18.12	100.52	21.95	
		5.9	5.5	5.8	GRO	EL BALCON	BALC9005.311	18.01	101.22	21.59	
		5.9	5.5	5.8	GRO	CAÑON DEL ZOPILOTE	CAZO9005.311	17.80	99.45	4.79	



Tabla 30.continuacion

Fecha de ocurrencia del sismo	Hora Sismo (UTC)	Magnitud			Entidad	Nombre Estación	Archivo	Coordenadas		Aceleración máx. (cm/s ²)
		Ms	Mc	Mb				Lat. N	Long. W	
19/09/1985	13:17:42	8.1	8.1	6.8	GRO	LA UNION	UNIO8509.191	17.99	101.81	165.29
		8.1	8.1	6.8	GRO	PAPANOA	PAPN8509.191	17.33	101.04	154.95
		8.1	8.1	6.8	GRO	AEROPUERTO ZIHUATANEJO	AZIH8509.191	17.61	101.47	153.93
		8.1	8.1	6.8	MIC	VILLITA MARGEN DERECHA	VILE8509.191	18.05	102.19	125.17
		8.1	8.1	6.8	GRO	EL PARAISO	PARS8509.191	17.34	100.21	109.82
		8.1	8.1	6.8	GRO	EL SUCHIL	SUCH8509.191	17.23	100.64	103.12
		8.1	8.1	6.8	GRO	FILO DE CABALLO	FICA8509.191	17.65	99.84	69.18
		8.1	8.1	6.8	GRO	ATOYAC	ATYC8509.191	17.21	100.43	59.96
		8.1	8.1	6.8	GRO	EL OCOTITO	OCTT8509.191	17.25	99.51	53.22
		8.1	8.1	6.8	GRO	COYUCA	COYC8509.191	17.00	100.09	42.04
		8.1	8.1	6.8	GRO	ACAPULCO PELLANDINI	ACAP8509.191	16.84	99.91	27.72
8.1	8.1	6.8	GRO	LA VENTA	VNTA8509.191	16.91	99.82	20.08		
21/09/1985	01:37:18	7.6	7.5	6.3	GRO	EL PARAISO	PARS8509.211	17.34	100.21	625.78
		7.6	7.5	6.3	GRO	PAPANOA	PAPN8509.211	17.33	101.04	242.69
		7.6	7.5	6.3	GRO	EL SUCHIL	SUCH8509.211	17.23	100.64	85.98
		7.6	7.5	6.3	GRO	ATOYAC	ATYC8509.211	17.21	100.43	79.66
		7.6	7.5	6.3	GRO	FILO DE CABALLO	FICA8509.211	17.65	99.84	56.9
		7.6	7.5	6.3	GRO	COYUCA	COYC8509.211	17.00	100.09	47.92
		7.6	7.5	6.3	MIC	VILLITA MARGEN DERECHA	VILE8509.211	18.05	102.19	41.1
		7.6	7.5	6.3	GRO	TEACALCO	TEAC8509.211	18.62	99.45	30.74
		7.6	7.5	6.3	GRO	ACAPULCO PELLANDINI	ACAP8509.211	16.84	99.91	26.37
		7.6	7.5	6.3	GRO	LA VENTA	VNTA8509.211	16.91	99.82	18.5
		7.6	7.5	6.3	GRO	XALTIANGUIS	XALT8509.211	17.10	99.72	19.09
22/01/2003	02:06:34	7.6	6.5	7.2	MIC	CALETA DE CAMPOS	CALE0301.221	18.07	102.75	28.08
14/03/1979	11:07:14	7	--	--	GRO	ACAPULCO PELLANDINI	ACAP7903.141	16.84	99.91	34.31
14/09/1995	14:04:30	7.2	7.3	6.4	GRO	LAS VIGAS	VIGA9509.141	16.76	99.23	100.35
		7.2	7.3	6.4	GRO	EL OCOTITO	OCTT9509.141	17.25	99.51	59.34
14/09/1995	14:04:30	7.2	7.3	6.4	GRO	EL OCOTITO	OCTT9509.142	17.25	99.51	17.23
30/04/1986	07:07:18	7	6.4	6.2	MIC	ARTEAGA	ARTG8604.301	18.36	102.29	27.06



El espectro de respuesta que corresponde al registro sísmico PARS8509.211 tiene la mayor pseudoaceleración (1778.09 cm/s^2), enseguida tenemos el espectro que corresponde al registro de PARS8802.081 (992.26 cm/s^2) mientras que la mayoría de los espectros de respuesta oscilan entre aceleraciones que van de 200 a 600 cm/s^2 , como se muestra en la Figura 53.

Tabla 31. Datos de sismos de subducción.

Fecha del sismo (D/M/A)	Hora epicentro	Magnitudes			Coordenadas de epicentro		Profundidad focal (km)
		Mb	Ms	Mc	Lat. N	Long. W	
22/01/2003	02:06:34	6.50	7.60	--	18.600	104.220	9
08/02/1988	13:51:29.9	5.50	5.70	5.00	17.494	101.157	19
14/03/1979	11:07:14.6	7.00	--	--	17.490	101.260	28
25/04/1989	14:29:00.4	6.30	6.90	6.50	16.603	99.400	19
30/04/1986	07:07:18.9	6.20	7.00	6.40	18.024	103.057	20
15/05/1993	03:11:56	5.90	5.90	6.00	16.470	98.720	15
31/05/1990	07:35:26.9	5.80	5.90	5.50	17.106	100.893	16
15/07/1996	21:23:38.5	5.70	6.50	6.00	17.450	101.160	20
14/09/1995	14:04:30.5	6.40	7.20	7.30	16.310	98.880	22
19/09/1985	13:17:42.6	6.80	8.10	8.10	18.081	102.942	15
21/09/1985	01:37:18.4	6.30	7.60	7.50	18.021	101.479	15
24/10/1993	07:52:18.2	6.20	6.60	6.50	16.540	98.980	19
29/10/1985	15:02:26.1	5.60	5.40	5.10	17.583	102.636	20

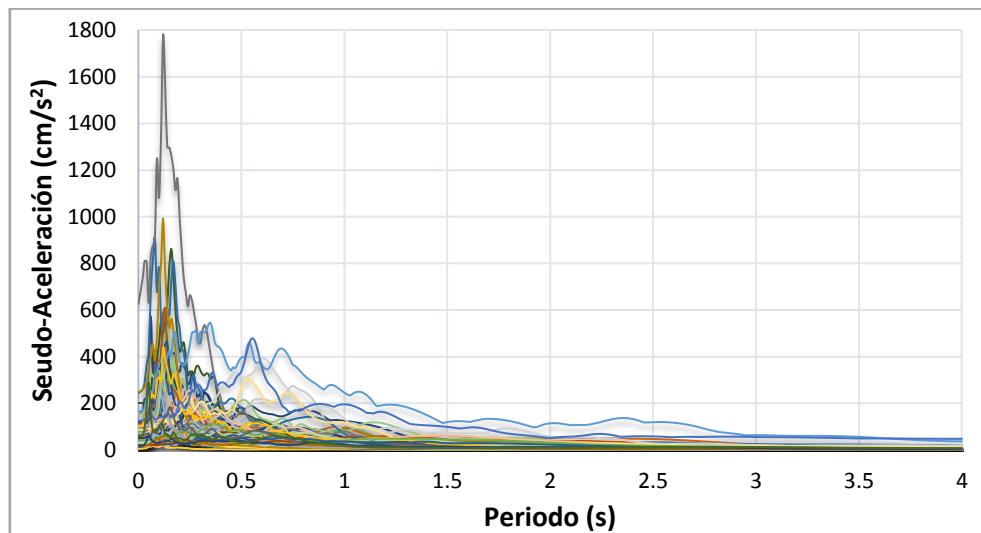


Figura 53. Espectros de respuesta elásticos de sismos de subducción con 5% de amortiguamiento.



Tabla 32. Datos de estaciones.

Nombre de la estación	Clave de la estación	Localización de estación	Coordenadas de estación		Altitud
			Lat. N	Long. W	
CALETA DE CAMPOS	CALE	Escuela Secundaria Técnica 68 de Pesca. Caleta de Campos Michoacán	18.0729	102.7544	10
ATOYAC	ATYC	Iglesia de Atoyac Guerrero.	17.2134	100.4323	40
EL BALCON	BALC	Casa del Sr. Agustín Coria Carretera Cd. Altamirano-Ixtapa El Balcón, Guerrero.	18.0110	101.2160	2000
LA COMUNIDAD	COMD	La Comunidad a 20 km. de Cd. Altamirano, La Comunidad, Guerrero	18.1224	100.5238	315
COYUCA	COYC	Escuela Primaria "Lic. Alfredo V. Bonfil", Coyuca, Guerrero.	16.9978	100.0900	30
LOS MAGUEYES	MAGY	Cerca del Río Tecpan, en el paso de los Magueyes a 27 km de la carretera Acapulco - Ixtapa, Guerrero.	17.3770	100.5770	220
ACAPULCO PELLANDINI	ACAP	Cerro de la Inalámbrica casa del Arq. Pellandini. Acapulco, Guerrero.	16.8360	99.9140	100
FILO DE CABALLO	FIC2	Telesecundaria. Filo de Caballo, Guerrero.	17.6520	99.8420	2300
OCOTILLO	OCLL	Atrás de la Comisaría Municipal de Ocotillo, Guerrero.	17.0366	99.8785	700
EL OCOTITO	OCTT	Escuela "Crepe", carretera Chilpancingo- Acapulco Ocotito, Guerrero.	17.2527	99.5059	700
EL PARAISO	PARS	Casa del Sr. Justo Castalan, en El Paraíso, Guerrero.	17.3440	100.2140	720
LA VENTA	VNTA	Poblado la Venta, a 2 km. de Ciudad Renacimiento, Acapulco, Guerrero.	16.9143	99.8189	60
XALTIANGUIS	XALT	Potrero (terreno particular), en Xaltianguis, Guerrero.	17.0950	99.7200	560
ARTEAGA	ARTG	Escuela Primaria anexa a Escuela Normal. Arteaga, Michoacán.	18.3560	102.2930	780
LAS MESAS	MSAS	Atrás de la Clínica S.S.A., en Las Mesas, Guerrero.	17.0070	99.4560	420
SAN MARCOS	SMR2	Escuela Primaria a 7 km. de San Marcos, Guerrero.	16.7735	99.4377	80
LAS VIGAS	VIGA	Instalaciones SARH, en las Vigas, Guerrero.	16.7587	99.2333	30
CAÑON DEL ZOPILOTE	CAZO	Cayon de Zopilote a 50 m. del entronque a Filo de Caballo, Guerrero.	17.8010	99.4530	1660
NUXCO	NUXC	Poblado de Nuxco, a 10 m. de la carretera México-Zihuatanejo a un lado de la clínica, Nuxco, Guerrero.	17.2070	100.7580	20
LA UNION	UNIO	Escuela Secundaria Técnica 37 La Unión, Guerrero.	17.9876	101.8106	50
AEROPUERTO ZIHUATANEJO	AZIH	Aeropuerto Internacional de Zihuatanejo, ladera derecha. Zihuatanejo, Guerrero.	17.6065	101.4653	20
PAPANOA	PAPN	Escuela Primaria "Sor Juana Inés de la Cruz", Papanoa, Guerrero.	17.3280	101.0400	30
EL SUCHIL	SUCH	Taller Mecánico en el Suchil, Guerrero.	17.2262	100.6383	40
VILLITA MARGEN DERECHA	VILE	Cerro margen derecha, Presa José María Morelos (la Villita), Guerrero.	18.0453	102.1889	60
TEACALCO	TEAC	Escuela Primaria en Teacalco, Guerrero.	18.6176	99.4541	1000
CERRO DE PIEDRA	CPDR	Rancho "La Unión", SARH. Cerro de Piedra, Guerrero.	16.7690	99.6330	20
PETAQUILLAS	PTQL	Deshuesadero de automóviles Petaquillas, Guerrero. Cerca de Chilpancingo.	17.4660	99.4530	1350



4.2.1. Escalamiento de registros sísmicos

Con la finalidad de llevar a los puentes a cuatro estados límites de daño (daño ligero, daño severo y colapso) para estudiar diferentes escenarios que se pueden presentar en los puentes como función de la intensidad sísmica y la profundidad de socavación, se escalaron los registros sísmicos para llevar a los puentes en estudio a presentar los cuatro estados de daño de interés, los cuales se miden mediante métricas de parámetros ingenieriles que se obtienen de realizar análisis no lineales en la historia del tiempo. A los resultados que relacionan una demanda ingenieril dado que se presentan acciones accidentales, se conocen como parámetros de demandad ingenieril (MI-PDI), también citas en la literatura como funciones de demanda estructural. Para nuestro caso, estas funciones relacionan una cierta intensidad sísmica y profundidad de socavación vs una demanda máxima, llámese distorsión angular, curvatura, índice de daño local o índice de daño global. Además, es importar decir que los acelerogramas también se escalan para reducir la dispersión en los resultados de PDI.

El método de escalamiento utilizado en este trabajo corresponde al de amplitud; el cual consiste en aplicar un factor de escala al espectro de respuesta del registro sísmico de tal manera que para un mismo periodo su amplitud coincida en la ordenada espectral de otro espectro de respuesta objetivo. Generalmente se toma el periodo natural que corresponde al primer modo de vibrar de la estructura. Para el presente trabajo se eligió como espectro objetivo el espectro de peligro uniforme (López 2013). La Figura 54 muestra el espectro objetivo para diferentes periodos de retorno. Los registros sísmicos seleccionados se escalaron manteniendo siempre la misma ordenada espectral máxima del espectro de peligro uniforme para un periodo a 0.15. En la Tabla 33 se resumen los factores de escala usados en cada registro. Para este trabajo se eligió ésta forma de escalamiento debido a que la investigación toma como base los modelos desarrollados por López (2013), donde se estiman funciones de demanda estructural que consideran solamente como acción accidental a los terremotos, por lo tanto se implementó la misma metodología desarrollando los análisis no lineales desde los casos bases, sin socavación correspondientes a los resultados de López (2013), con la finalidad



de determinar los mismos factores de escala para garantizar que se estaban utilizando de manera adecuada toda la información tomada como base (López, 2013).

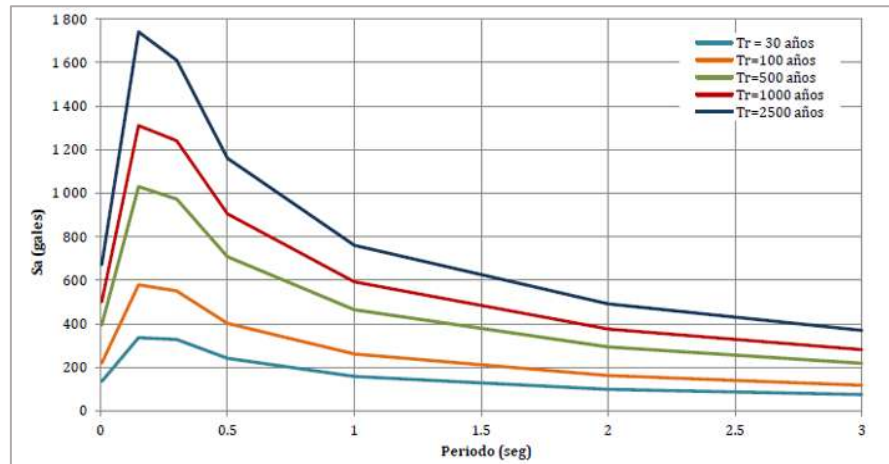


Figura 54. Espectros de peligro uniforme [Tomada de López, 2013].

Para visualizar los registros sísmicos escalados se presentan en una gráfica en la Figura 55, donde se observan las diferencias entre un registro escalado y uno registro original, las amplitudes son muy grandes ya que las ordenadas espectrales máximas para sismos escalados son aproximadamente de 8000 cm/s^2 , mientras que para los sismos sin escalar el valor máximo es cercano a 1800 cm/s^2 .

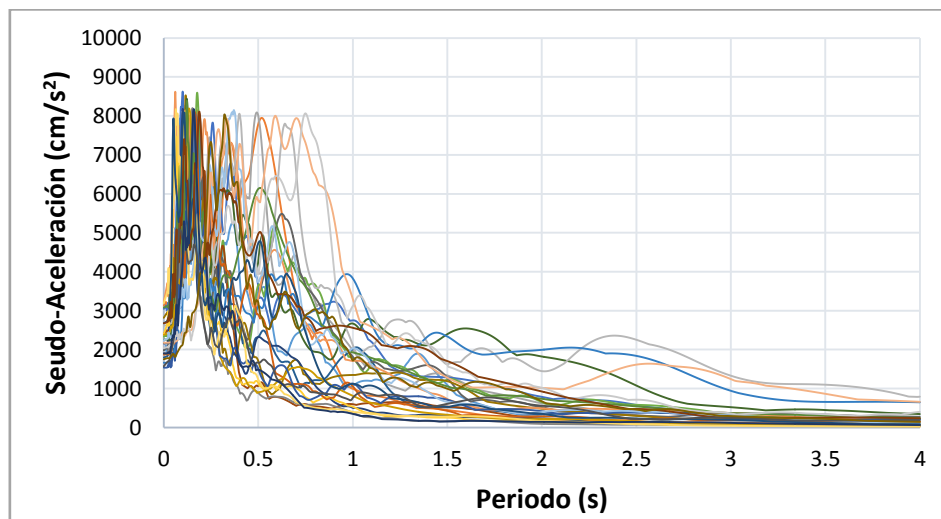


Figura 55. Espectros de respuesta elástica escalados con 5% de amortiguamiento



Tabla 33. Factores de escala para registros sísmicos provenientes de sismos de subducción

Archivo	FS	Archivo	FS
ACAP7903.141	58.1	OCLL9310.241	139.08
ACAP8509.191	112.92	OCTT8509.191	32.92
ACAP8509.211	90.69	OCTT8904.251	9.46
ACAP8904.251	35.58	OCTT9305.152	89.92
ARTG8604.301	112.6	OCTT9310.241	26.32
ATYC8509.191	38.84	OCTT9509.141	28.17
ATYC8509.211	22.58	OCTT9509.142	171.03
ATYC8802.081	39.5	OCTT9607.151	94.05
ATYC8904.251	103.27	PAPN8509.191	15.22
ATYC9005.311	109.1	PAPN8509.211	8.79
ATYC9607.151	80.27	PARS8509.191	12.77
AZIH8509.191	14.67	PARS8509.211	4.52
BALC8802.081	74.22	PARS8802.081	9.22
BALC9005.311	168.05	PARS8904.251	17.3
CALE0301.221	93.15	PTQL9310.241	142.02
CALE8510.291	59.62	SMR29305.152	79.63
CAZO9005.311	104.75	SMR29310.241	31.28
COMD8802.081	123.94	SUCH8509.191	20.39
COMD9005.311	135.59	SUCH8509.211	26.28
COMD9607.151	114.07	SUCH8802.081	65.5
COYC8509.191	39.54	TEAC8509.211	74.58
COYC8509.211	39.07	UNIO8509.191	14.73
COYC8802.081	71.45	UNIO9607.151	97.34
COYC8904.251	27.94	VIGA9305.152	26.68
COYC9310.241	73.12	VIGA9509.141	17.9
CPDR9310.241	51.1	VILE8509.191	16.88
FIC28904.251	142.69	VILE8509.211	70.75
FICA8509.191	29.48	VNTA8509.191	127.77
FICA8509.211	39.42	VNTA8509.211	177.18
MAGY8802.081	31.28	VNTA8904.251	44.74
MSAS9305.152	25.41	VNTA9310.241	136.3
MSAS9310.241	12.38	XALT8509.211	129.03
NUXC9607.151	53.94	XALT8904.251	28.76
OCLL8904.251	86.5		



4.3. Análisis no Lineal en la Historia del Tiempo

El análisis no lineal en la historia del tiempo se llevó a cabo usando el programa PERFORM3D, para esto se analizaron todos los modelos de puentes en estudio, modelos con y sin problemas de socavación. Es importante mencionar que los análisis solamente se realizaron en la dirección longitudinal de los puentes. Se estimó la respuesta de cada uno de puentes sujeta a los 67 acelerogramas escalados con los cuales se caracterizó la demanda sísmica.

De acuerdo con cada modelo, escenarios de socavación, se estimaron las longitudes de las articulaciones plásticas, el resumen de esta información se presentan en el apéndice A en las tablas referentes a las propiedades inelásticas de las columnas. También se definieron para cada caso de estudio las propiedades inelásticas de las columnas que definen la curva de capacidad de las articulaciones en PERFORM3D, las cuales se obtenidas del análisis PUSHOVER en el programa SAP2000.

4.3.1. Obtención de MI-PDI

En la literatura se han reportado funciones que relacionan una medida de intensidad, llámese pseudoaceleración o PGA, contra un parámetro de demanda ingenieril, como puede ser la ductilidad, con el objetivo de cuantificar una demanda esperada en un tipo de estructura. Esta metodología permite conocer de manera aproximada el posible comportamiento de estructuras a fines ante distintos escenarios de riesgo, lo cual se puede utilizar de manera preventiva para ver el riesgo a que se pueden ver sometidas las estructuras a lo largo de su vida útil, así como en un caso de ocurrencia de las acciones sísmicas usar esta información para la toma de decisiones.

Estas funciones se determinan mediante análisis de regresión sobre una base de datos que relaciona la medida de intensidad y la demanda ingenieril, la cual se obtiene de realizar un número grande de análisis no lineales en la historia del tiempo de cada estructura de interés. Para este trabajo las relaciones de MI-PDI se obtienen con base en la respuesta de cada caso



de estudio sujetos a la acción de 67 acelerogramas. Los periodos de vibrar de cada modelo numérico que representa a los puentes se reporta en las Tabla 34-36

Tabla 34. Periodos de vibrar de los modelos a) C20P05-1 b) C20P05-2

a)

Modelo	Longitudinal	
	Modo	T (s)
C20P05-1 (0m)	1	0.867
C20P05-1 (1m)	1	0.963
C20P05-1 (2m)	1	1.066
C20P05-1 (3m)	1	1.172
C20P05-1 (4m)	1	1.278
C20P05-1 (5m)	1	1.378
C20P05-1 (6m)	1	1.473
C20P05-1 (7m)	1	1.560

b)

Modelo	Longitudinal	
	Modo	T (s)
C20P05-2 (0m)	1	0.775
C20P05-2 (1m)	1	0.841
C20P05-2 (2m)	1	0.917
C20P05-2 (3m)	1	1.000
C20P05-2 (4m)	1	1.089
C20P05-2 (5m)	1	1.179
C20P05-2 (6m)	1	1.268
C20P05-2 (7m)	1	1.355

Tabla 35. Periodos de vibrar de los modelos a) C20P10-1 b) C20P10-2

a)

Modelo	Longitudinal	
	Modo	T (s)
C20P10-1 (0m)	1	1.306
C20P10-1 (1m)	1	1.401
C20P10-1 (2m)	1	1.489
C20P10-1 (3m)	1	1.571
C20P10-1 (4m)	1	1.646
C20P10-1 (5m)	1	1.714
C20P10-1 (6m)	1	1.775
C20P10-1 (7m)	1	1.830

b)

Modelo	Longitudinal	
	Modo	T (s)
C20P10-2 (0m)	1	0.984
C20P10-2 (1m)	1	1.049
C20P10-2 (2m)	1	1.132
C20P10-2 (3m)	1	1.208
C20P10-2 (4m)	1	1.284
C20P10-2 (5m)	1	1.358
C20P10-2 (6m)	1	1.430
C20P10-2 (7m)	1	1.499



Tabla 36 Periodos de vibrar de los modelos a) C20P20-1 b) C20P20-2

a)

Modelo	Longitudinal	
	Modo	T (s)
C20P20-1 (0m)	1	1.690
C20P20-1 (1m)	1	1.747
C20P20-1 (2m)	1	1.799
C20P20-1 (3m)	1	1.849
C20P20-1 (4m)	1	1.895
C20P20-1 (5m)	1	1.938
C20P20-1 (6m)	1	1.979
C20P20-1 (7m)	1	2.016

b)

Modelo	Longitudinal	
	Modo	T (s)
C20P20-2 (0m)	1	1.541
C20P20-2 (1m)	1	1.603
C20P20-2 (2m)	1	1.662
C20P20-2 (3m)	1	1.718
C20P20-2 (4m)	1	1.771
C20P20-2 (5m)	1	1.822
C20P20-2 (6m)	1	1.870
C20P20-2 (7m)	1	1.916

Para cada modelo se calcularon las demandas máximas (valor máximo absoluto) correspondientes a cada acelerograma, considerándose como demandas a los parámetros de Drift o distorsión angular (Δ), Rotación plástica (θ), Índice de Daño global (ID_g) y Local (ID_L). Es importante mencionar que el índice de daño local se calculó para cada columna que conforma el puente tomando el índice de daño que resultó mayor de todas las columnas.

El cálculo del índice de daño local de las columnas se estima con base en el modelo propuesto por Park, Ang, & Wen (1985), este consiste en calcular el índice de daño que se genera en cada elementos que conforma el sistema estructural, para lo cual se consideran los desplazamientos bajo cargas cíclicas y energía histerética de ciclos de carga y descarga. La fórmula propuesta para estimar se ID_L calcula con EC 4.3:

$$ID_L = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_u} + \beta \frac{E_h}{F_y \Delta_u} \quad (EC 4.3)$$

donde:

ID_L : Índice de daño local

Δ_{max} : Demanda de desplazamiento máxima, bajo cargas cíclicas

Δ_u : Capacidad de desplazamiento última, bajo carga monotónica

β : Parámetro que representa la ponderación para el efecto de disipación de energía en la acumulación de daño

E_h : Demanda de energía histerética, bajo cargas cíclicas

F_y : Fuerza de fluencia



De igual forma Park, Ang, & Wen (1985) proponen la *EC 4.4* para estimar el índice de daño global. La formulación corresponde a una sumatoria del producto del índice de daño local de cada elemento del sistema con la energía histerética de ese elemento en particular y dividido por la sumatoria de la energía histerética de cada elemento.

$$ID_g = \frac{\sum_{i=1}^n ID_{Li} E_{hi}}{\sum_{i=1}^n E_{hi}} \quad (EC 4.4)$$

donde:

ID_g : Índice de daño global

ID_{Li} : Índice de daño local del elemento i

E_{hi} : Demanda de energía histerética del elemento, bajo cargas cíclicas

Para relacionar los valores de demanda ingenieril calculados con el daño, se utilizan las propuestas de Park, Ang, & Wen (1985) reportadas en la Tabla 37, donde reportan los estados de daño asociados a un rango numérico de valores en que se puede presentar cada índice de daño.

Tabla 37. Definición de estados de daño como función del índice de daño

Nivel de daño	Índice de daño		Estado de daño
I	ID < 0.1	Sin daño	Grietas pequeñas localizadas
II	0.1 ≤ ID < 0.25	Daño menor	Gritas ligeras en todo el elemento
III	0.25 ≤ ID < 0.40	Daño moderado	Agrietamiento severo, desprendimientos del concreto localizados
IV	0.40 ≤ ID < 1	Daño severo	Aplastamiento del concreto, exposición del acero de refuerzo
V	ID ≥ 1	Colapso	

El Drift o distorsión angular se relaciona con los diferentes estados de daño de acuerdo con la propuesta de Dutta & Mander (1998), donde se proponen los rangos en que se puede presentar cada estado de daño, la propuesta se reporta en la Tabla 38. En la Tabla 39 se presenta la propuesta de Akbari (1998) que se tiene en la literatura con el mismo fin.



Tabla 38. Definición de estados de daño como función de la distorsión angular [Dutta & Mander, 1998]

Estado de daño	Límite de distorsión angular	
	No diseñadas sísmicamente	Diseñada sísmicamente
Primera fluencia	$\Delta y \leq \Delta < 0.008$	$\Delta y \leq \Delta < 0.01$
Agrietamiento, desprendimiento	$0.008 \leq \Delta < 0.01$	$0.01 \leq \Delta < 0.025$
Perdida de recubrimiento	$0.01 \leq \Delta < 0.02$	$0.025 \leq \Delta < 0.05$
Colapso incipiente de la pila	$0.02 \leq \Delta < 0.05$	$0.05 \leq \Delta < 0.075$
Colapso de la pila	$0.05 \leq \Delta$	$0.075 \leq \Delta$

Tabla 39. Definición de estados de daño como función de la distorsión angular [Akbari, 1998]

Estado limite (daño)	Descripción	Límite de distorsión angular
Casi ningún daño	Primera fluencia	$0.005 \leq \Delta < 0.007$
Daño ligero	Grietas y desprendimientos	$0.007 \leq \Delta < 0.015$
Daño moderado	Perdida de recubrimiento	$0.015 \leq \Delta < 0.025$
Daño extensivo	Colapso incipiente de la columna	$0.025 \leq \Delta < 0.05$
Daño completo	Colapso de la columna	$0.05 \leq \Delta$

En las siguientes secciones del presente capítulo, se presentan los resultados obtenidos de un solo puente con y sin problemas de socavación para los cuatro parámetros de demanda ingenieril considerados, los resultados de los otros puentes se reportan en su totalidad en el Apéndice B.

4.3.1.1. Modelo C20P05-1

4.3.1.1.1. Drift o distorsión angular

En este apartado se muestran los resultados obtenidos para los puentes localizados en Aguililla, puentes que para su proceso de diseño se utilizó el espectro de diseño obtenido para Aguililla. Los resultados de las Figura 56-60 presentan los casos de puentes sin y con problemas de socavación, donde se consideran profundidades de socavación que van desde 1 m y hasta 7 m, los escenarios considerados corresponden a incrementos de 1 m de esta variable. En resumen las gráficas presentan en el eje de las abscisas la demanda de pseudoaceleración y en



el eje de las ordenadas la distorsión angular que se presentan en las pilas ante esa demanda dada una profundidad de socavación (H).

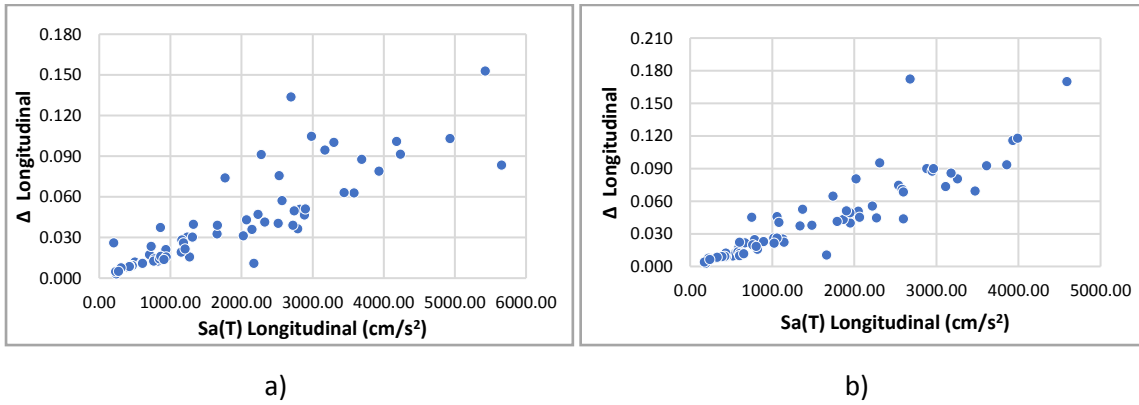


Figura 56. Sa (T)-Δ. Modelo C20P05-1 a) (H= 0m) b) (H= 1m).

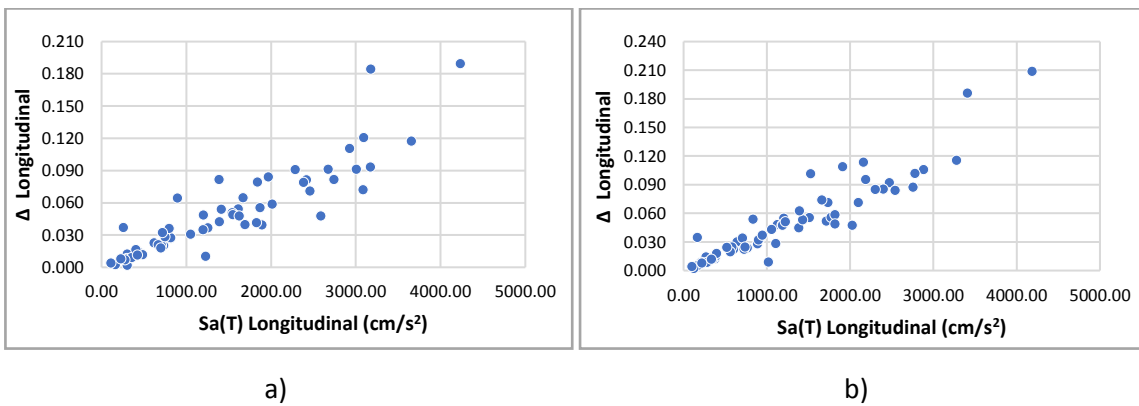


Figura 57. Sa (T)-Δ. Modelo C20P05-1 a) (H= 2m) b) (H= 3m).

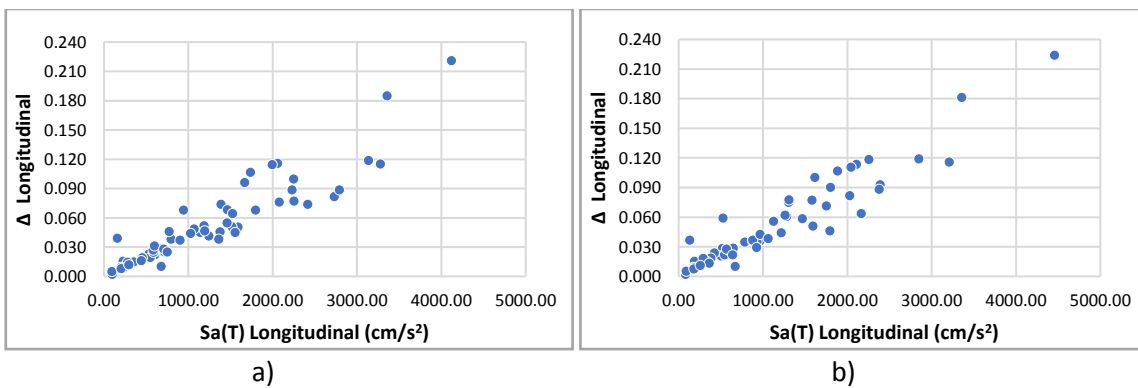
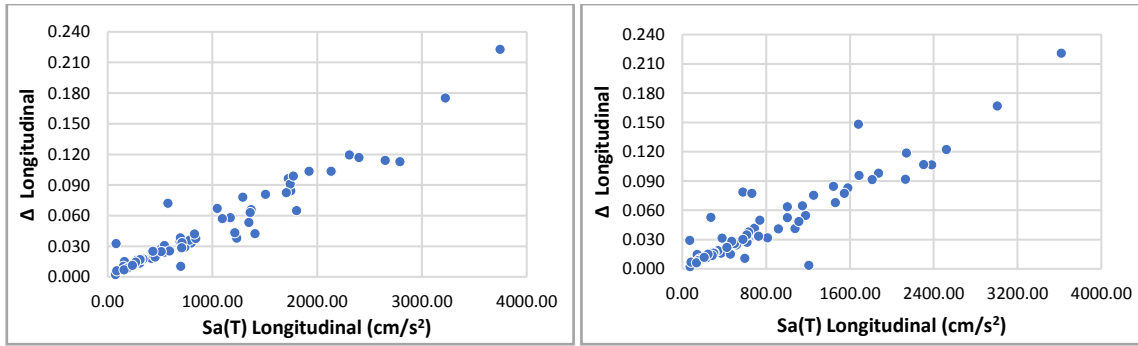


Figura 58. Sa (T)-Δ. Modelo C20P05-1 a) (H= 4m) b) (H= 5m).



a)

b)

Figura 59. Sa (T)-Δ. Modelo C20P05-1 a) (H= 6m) b) (H= 7m).

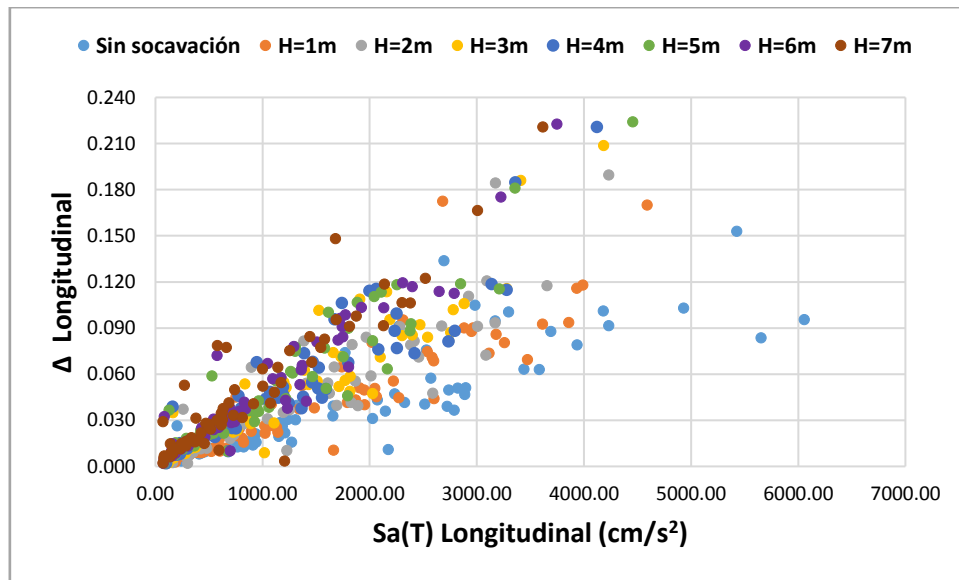


Figura 60. Sa(T)-Δ. Modelo C20P05-1 considerando todos los casos de estudio.

4.3.1.1.2. Rotación plástica

Las gráficas de las Figura 61-65 resumen, al igual que en la sección previa, los resultados obtenidos de los puentes de estudio sin y con problemas de socavación, donde se consideran profundidades que van socavación desde 1 m y hasta 7 m, los escenarios considerados corresponden a incrementos de 1 m de esta variable, pero ahora considerando como demanda ingenieril a la rotación longitudinal de las pilas. Las gráficas presentan en el eje de las abscisas



la demanda de pseudoaceleración y en el eje de las ordenadas la rotación que se presentan en las pilas ante esa demanda dada una profundidad de socavación (H).

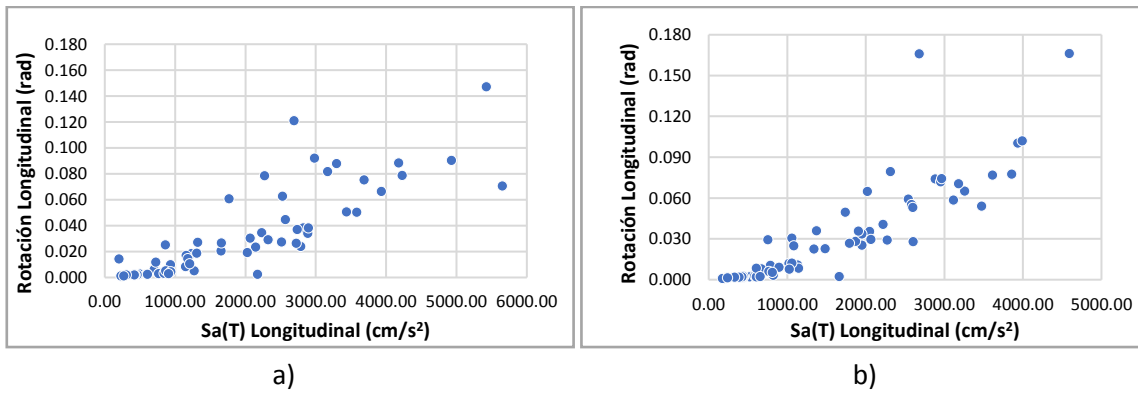


Figura 61. $Sa(T)-\theta$. Modelo C20P05-1 a) (H=0m) b) (H=1m).

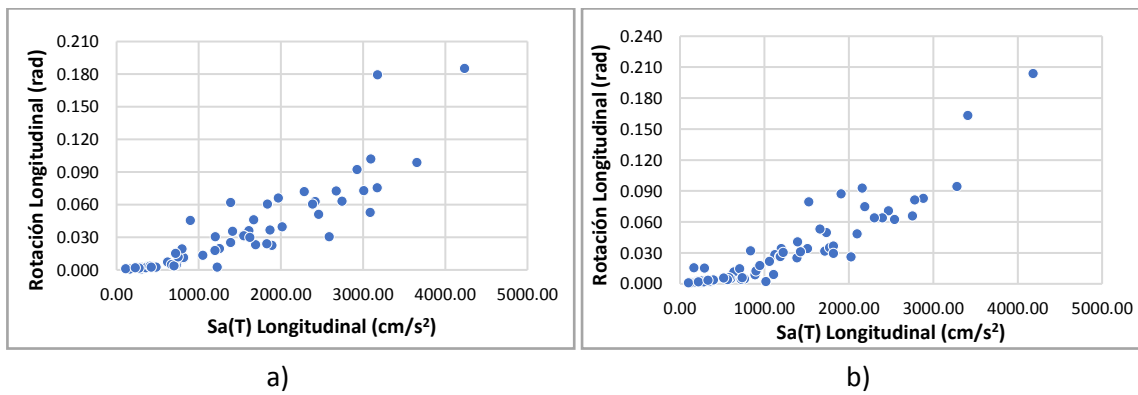


Figura 62. $Sa(T)-\theta$. Modelo C20P05-1 a) (H=2m) b) (H=3m).

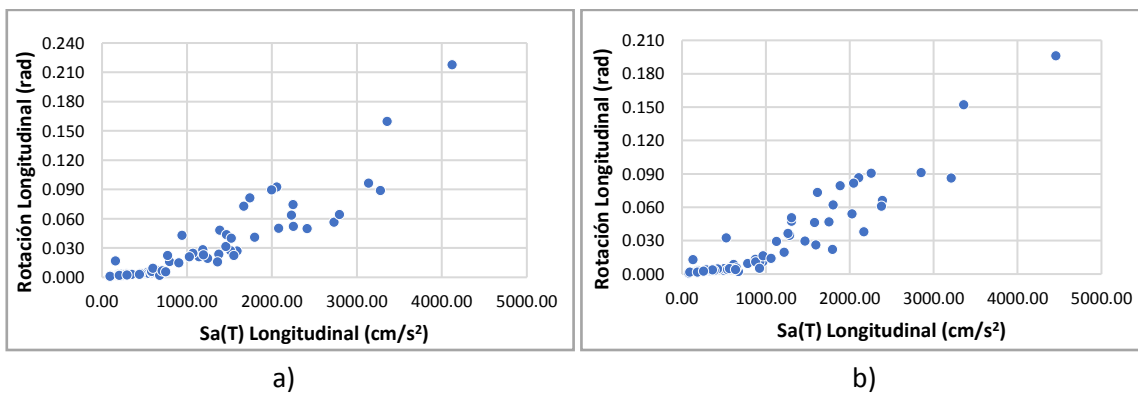
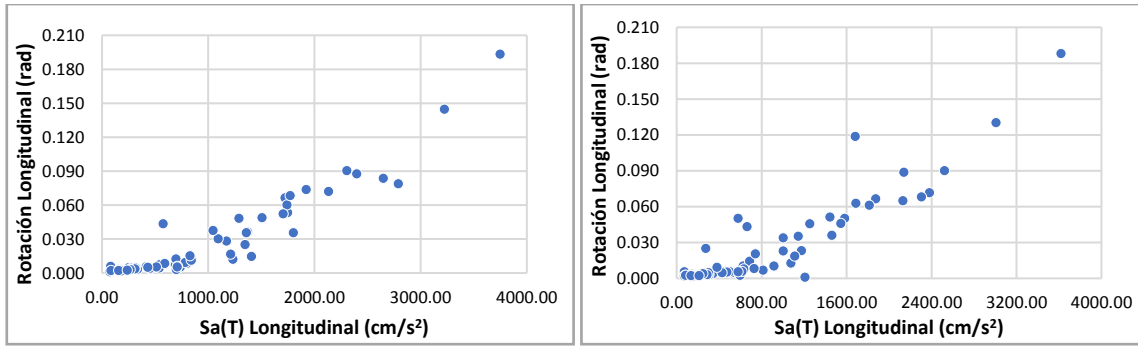


Figura 63. $Sa(T)-\theta$. Modelo C20P05-1 a) (H=4m) b) (H=5m).



a)

b)

Figura 64. $Sa(T)-\theta$. Modelo C20P05-1 a) ($H=6m$) b) ($H=7m$).

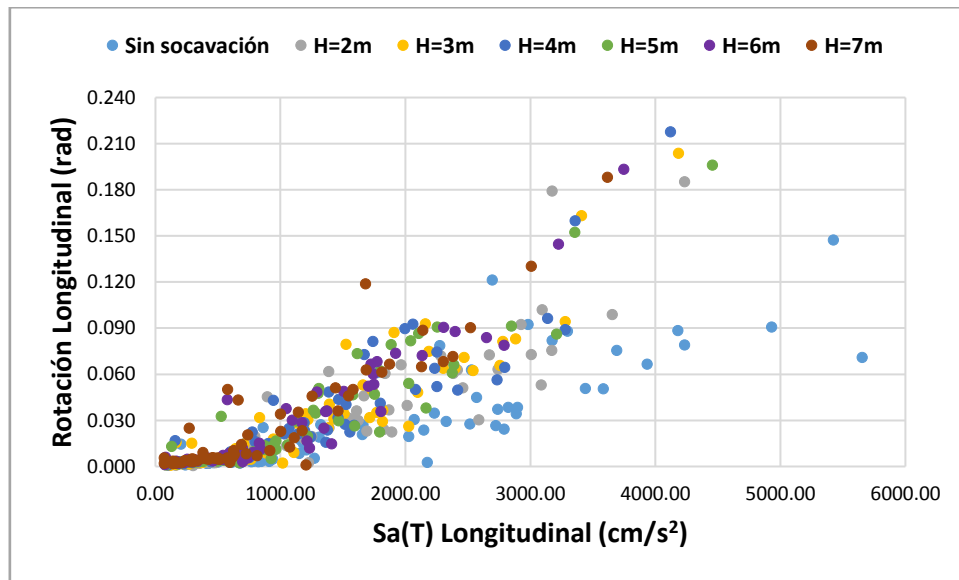


Figura 65. $Sa(T)-\theta$. Modelo C20P05-1, considerando todos los casos de estudio.

4.3.1.1.3. Índice de daño local

Las Figura 66-70 resumen los resultados obtenidos de los puentes de estudio sin y con problemas de socavación, donde se consideran profundidades de socavación que van desde 1 m y hasta 7 m, los escenarios considerados corresponden a incrementos de 1 m de esta variable. Las gráficas presentan en el eje de las abscisas la demanda de pseudoaceleración y en el eje de las ordenadas el índice de daño local que se presentan en las pilas ante esa demanda dada una profundidad de socavación (H).

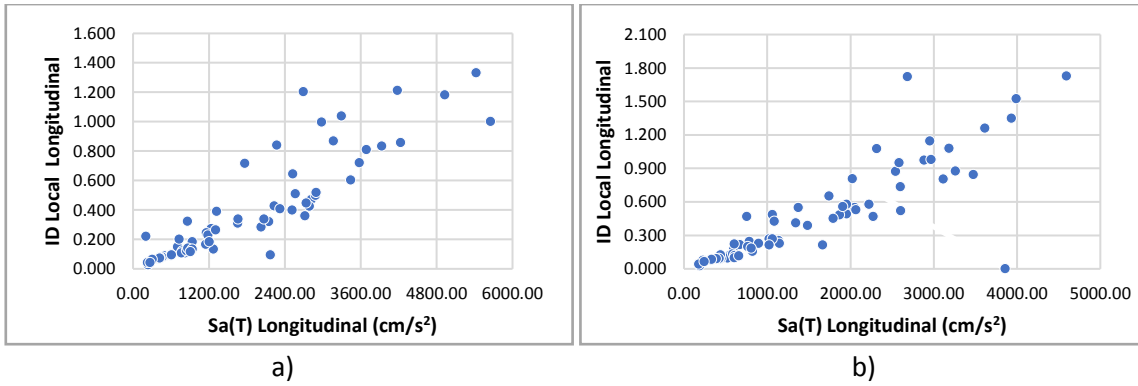


Figura 66. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P05-1 a) (H= 0m) b) (H= 1m).

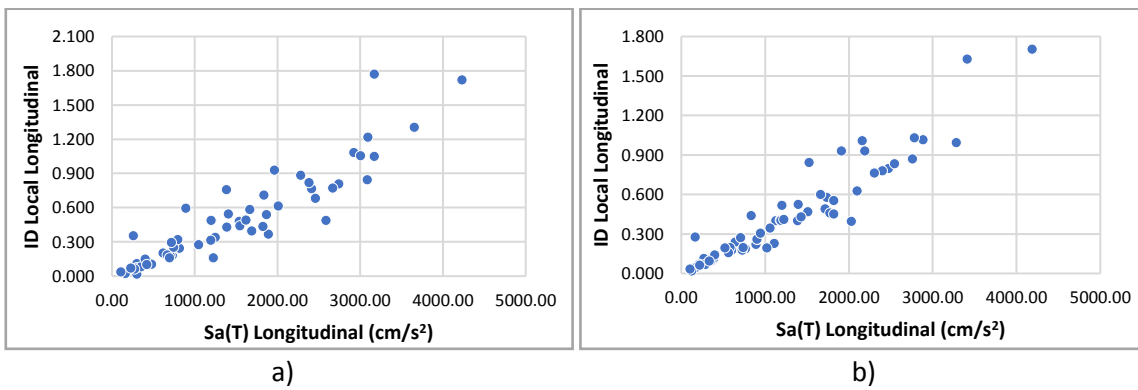


Figura 67. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P05-1 a) (H= 2m) b) (H= 3m).

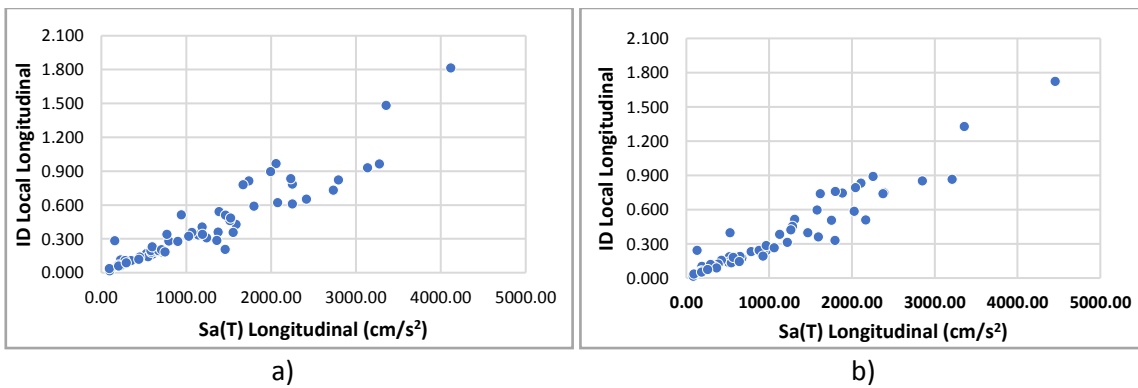


Figura 68. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P05-1 a) (H= 4m) b) (H= 5m).

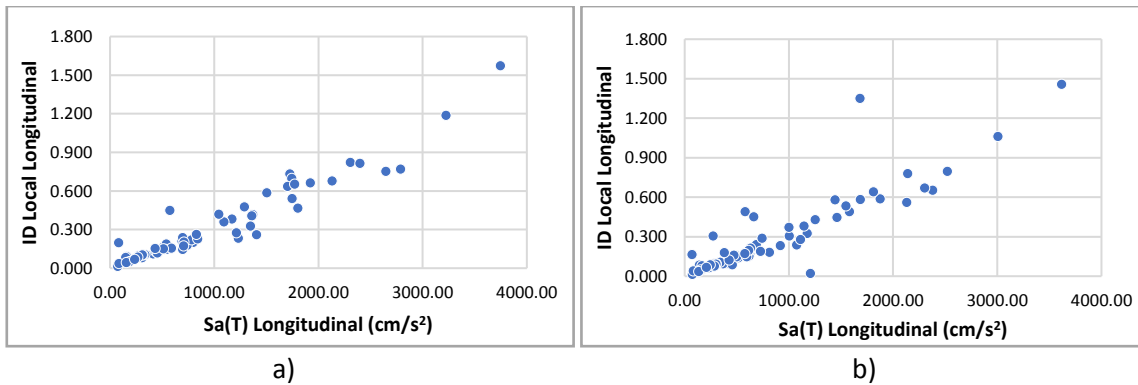


Figura 69. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P05-1 a) (H= 6m) b) (H= 7m).

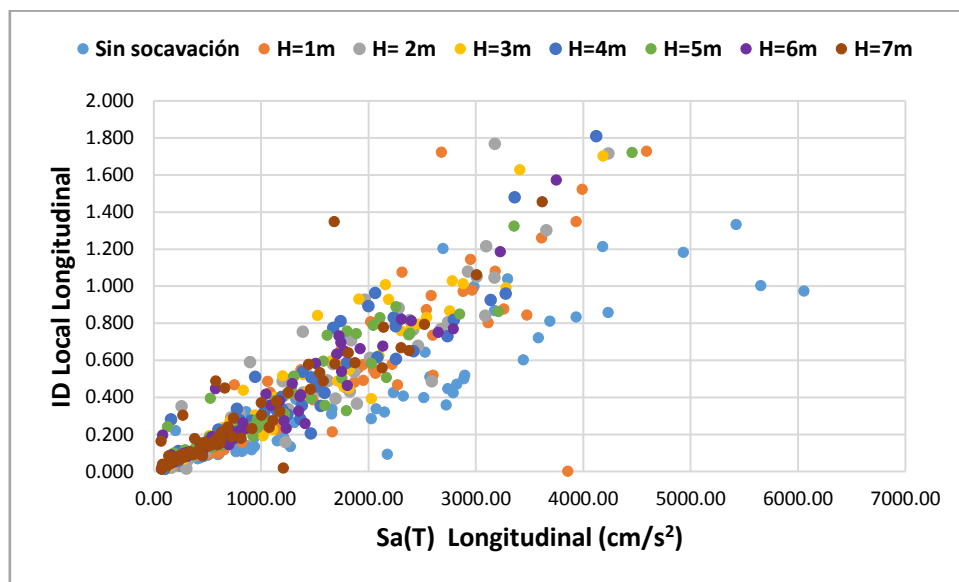


Figura 70. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P05-1, considerando todos los casos de estudio.

4.3.1.1.4. Índice de daño global

Las gráficas de las Figura 71-75 resumen, al igual que en las secciones previas, los resultados obtenidos de los puentes de estudio sin y con problemas de socavación, donde se consideran profundidades de socavación que van desde 1 m y hasta 7 m, los escenarios considerados corresponden a incrementos de 1 m de esta variable. En esta sección se presenta como demanda ingenieril al índice de daño global. Las gráficas presentan en el eje de las abscisas la demanda de pseudoaceleración y en el eje de las ordenadas el índice de daño global que se



presenta en los puentes considerados como un sistema ante esa demanda dada y para una profundidad de socavación (H) específica.

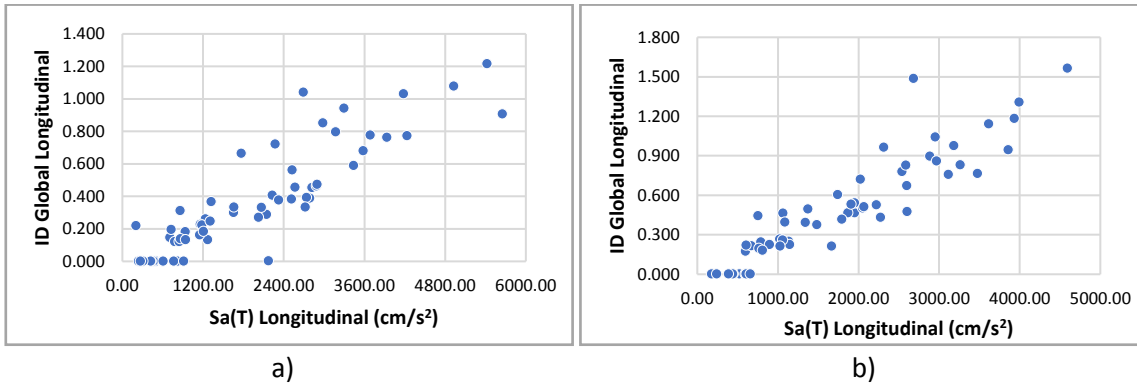


Figura 71. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-1 a) (H= 0m) b) (H= 1m).

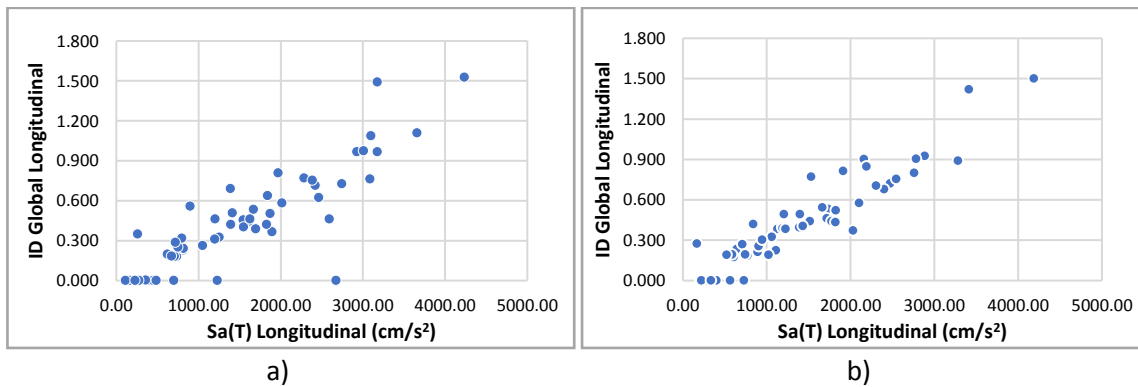


Figura 72. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-1 a) (H= 2m) b) (H= 3m).

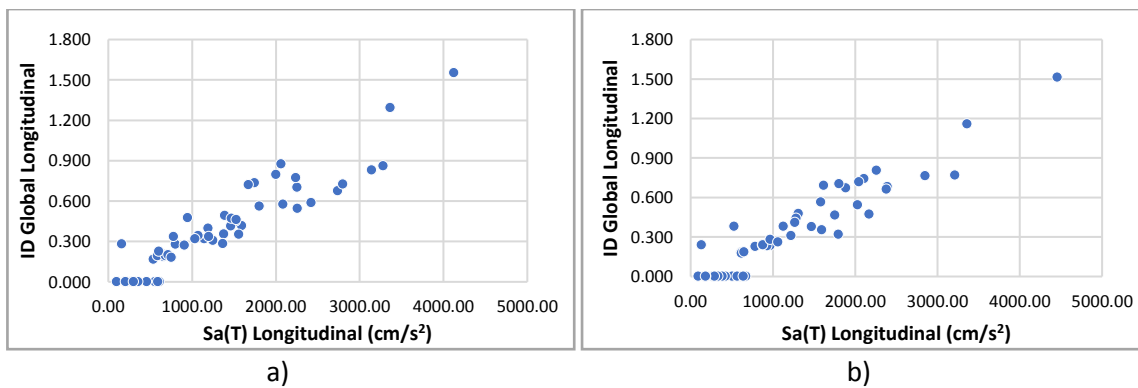


Figura 73. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-1 a) (H= 4m) b) (H= 5m).

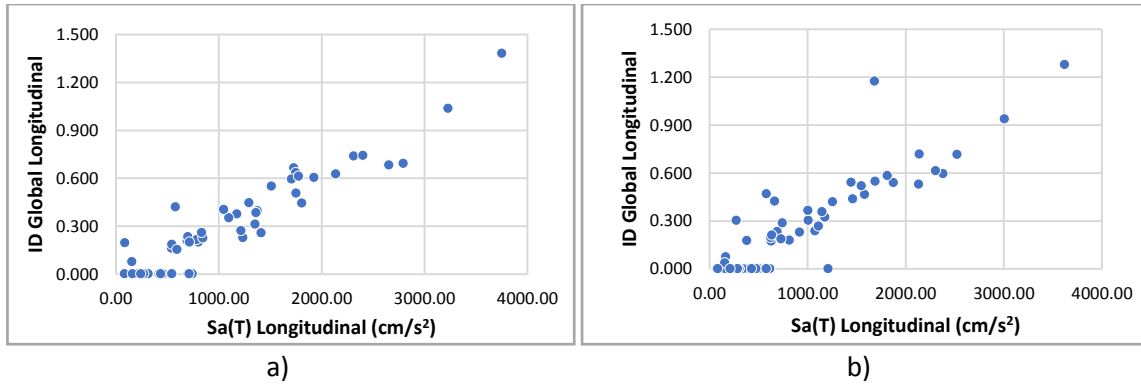


Figura 74. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-1 a) (H=6m) b) (H=7m).

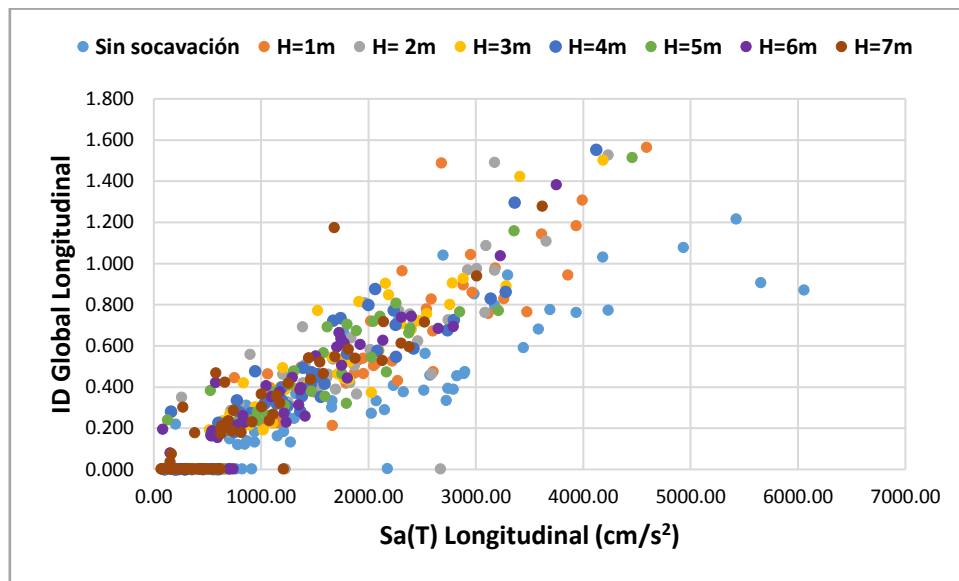


Figura 75. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-1, considerando todos los casos de estudio.



4.3.2. Análisis de resultados MI-PDI

4.3.2.1. Resultados de MI- Drift o distorsión angular

Es este capítulo se describen algunas de las tendencias encontradas del análisis de los resultados de la relación que hay entre mediadas de intensidad (S_a) contra la distorsión angular (Δ), con el objetivo de obtener conclusiones sobre el comportamiento y vulnerabilidad de los puentes ante la acción del multi-peligro, y de este análisis en el siguiente capítulo se presentara un función propuesta de una análisis de regresión no lineal sobre el conjunto de datos que se presenta en este capítulo.

En importante mencionar que en este apartado solamente se escriben las tendencias de un caso completo de estudio, estos refiere al modelo diseñado para el espectro de Aguililla con altura de pila de 5 m, sin efectos de socavación, la cual llega hasta 12 m ante el escenario más crítico de socavación.

En las Figura 56-60 se presentan los resultados obtenidos para MI-Distorsión angular. En estas relaciones solamente se presentan la información relacionada con el parámetro de demanda ingenieril (distorsión angular) de donde la Figura 60 se muestran los puntos que corresponden a todos los resultados que consideran todos los escenarios de socavación considerados en este trabajo, esto se hace con el fin de poder observar con más caridad si existe alguna tendencia clara del comportamiento entre cada caso de estudio. De los resultados se observa:

- 1.- Los resultados obtenidos del modelo base presentan una mayor dispersión que la que se presenta en los casos donde se incluyen los efectos de socavación, donde se observa una variación prácticamente lineal como función del incremento en la profundidad de socavación.
- 2.- El valor máximo de drift para el modelo sin problemas de socavación es de 0.15276, mientras que para el caso con el peor escenario de socavación, $H=7$ m, es 0.22061, valores que corresponden a pseudoaceleraciones de 5427.44 y 3619.40 cm/s^2 , respectivamente. La diferencia de las pseudoaceleraciones es porque cambian los periodos naturales en cada caso.



3.- Los resultados no muestran un incremento constante en la respuesta como función de la profundidad de socavación; sin embargo, los resultados muestran incrementos de la respuesta como función del escenario de socavación considerado.

4.- Conforme aumenta la altura de socavación, en la mayoría de los resultados se observa que estos se presentan en un rango de pseudoaceleraciones entre $0 \leq Sa \leq 2000 \text{ cm/s}^2$, además de que presentan una menor dispersión.

Observando con cuidado la Figura 60, resulta clara que la variación que se presenta entre un modelo sin socavación y un modelo con una socavación de 7 m, donde los datos presentan una pendiente más pronunciada que sigue una tendencia aproximadamente lineal.

4.3.2.2. Resultados de MI-Rotación Plástica

De los resultados de MI-Rotación plástica que se resumen en la Figura 61-65, se obtienen las siguientes observaciones:

1.- Se presenta la misma tendencia de dispersión de los datos que la que se observó en el caso de la distorsión angular, es decir, se reduce la dispersión de resultados conforme se incrementa la profundidad de la socavación.

2.- Al comparar las demandas máximas entre un modelo y otro, estas presentan fluctuaciones, aumentan y disminuyen, como función del escenario de socavación considerado a diferencia de la distorsión angular, donde el incremento de la profundidad de socavación tiene a resultados con comportamiento más uniforme; es decir, las demandas generalmente presentan una tendencia creciente.

3.- El valor máximo de rotación plástica para el caso sin socavación es de 0.14707 para una $Sa = 5427.44 \text{ cm/s}^2$, mientras que para el escenario de socavación de 7 m es de 0.18790 ante una $Sa = 3619.40 \text{ cm/s}^2$. Estos resultados corresponden al acelerograma definido como VNTA8509.191.



4.- La tendencia de los resultados de rotación plástica parece ser exponencial.

4.3.2.3. Resultados de MI- Índice de daño local

Las Figura 66-70 presentan los resultados MI-Índice de daño local. En estas gráficas se observan las siguientes tendencias de comportamiento:

- 1.- Los resultados presentan una tendencia lineal para todos los modelos, además de que su dispersión es menor como función del incremento en la profundidad de socavación.
- 2.- Los resultados muestran un incremento mínimo de la respuesta para un modelo sin socavación con respecto del caso crítico de socavación ($H=7$ m).
- 3.- El valor máximo de ID_L cuando no se tienen problemas de socavación es de 1.3312 ante una $S_a=5427.44$ cm/s^2 , mientras que el valor máximo para un modelo con altura de socavación igual 7 m es de 1.4539 para una $S_a= 3619.40$ cm/s^2 . El valor máximo para los modelos con profundidad de socavación en el rango de 1 a 6 m oscila entre 1.7 y 1.8, aproximadamente. Aunque los resultados presentan variaciones, aumentan y disminuyen como función de la profundidad de socavación, estos siguen siendo mayores que la respuesta de un puente sin socavación.

4.3.2.4. Resultados de MI- Índice de daño global

Finalmente de las gráficas de las Figura 71-75 que describen los resultados de MI-Índice de daño global se observa lo siguiente:

- 1.- La tendencia de los resultados es aproximadamente igual que la observada para el índice de daño local, la diferencia entre estos resultados es que algunos son cero, lo cual tiene que ver con la energía histerética disipada en el análisis en la historia del tiempo.
- 2.- El valor máximo para el caso sin socavación es de 1.21463 ante una pseudoaceleración de 5427.44 cm/s^2 y para el caso con profundidad de socavación de 7 m se tiene un ID_g de 1.2766 ante una S_a igual a 3619.40 cm/s^2 .



3.- Al igual que para el índice de daño local, los valores máximos obtenidos para profundidades de socavación en el rango de 1 a 5 m oscilan entre 1.50-1.57 ante demandas sísmicas de 4186.97 y 4593.27 cm/s^2 .

3.- La tendencia de resultados se observa que es aproximadamente lineal, los datos presentan una menor dispersión de los resultados conforme crece la profundidad de socavación esperada.



CAPÍTULO 5

EVALUACIÓN DE FUNCIONES DE DEMANDA ESTRUCTURAL DE PUENTES CON SUBESTRUCTURA DE CR TIPO MARCO CONSIDERANDO EL MULTI-PELIGRO: SOCAVACIÓN Y SISMO

Mackie K. y Stojadinovic (2001) desarrollaron un Modelo de Demanda Sísmica Probabilista (PSDM, por sus siglas en inglés) para obtener funciones que relacionan medidas de intensidad contra una demanda sísmica (IM-DM), donde se correlacionan datos obtenidos de análisis no lineales en historia del tiempo para estructuras y sismos típicos de una región de interés, en ese caso puentes de concreto reforzado típicos de california diseñados de acuerdo a Bridge Design Specification and Seismic Design Criteria (Caltrans 1999). Las funciones se estiman mediante análisis de regresión no lineales (EC 5.1), donde “a”, “b” son las constantes de la regresión. Las relaciones de IM-DM reportadas en los últimos años en la literatura corresponden al diseño de edificios. Por lo tanto, es deseable desarrollar un PSDM para puentes que defina el par óptimo de Medida de Intensidad y Demanda para esta clase de estructuras.

$$DM = a (IM)^b \quad (EC 5.10)$$

Mackie, K., and B. Stojadinovic (2002) hacen un análisis de puentes típicos en california mediante un análisis no lineal en la historia del tiempo considerando registros sísmicos con magnitud (M_w) igual a 6.5 y distancia epicentral mayor de 15 km, registros sísmicos provenientes de la base de datos de registros sísmicos (PEER). Mediante este análisis se obtuvieron parámetros de demanda ingenieril (EDP). Los parámetros que se evaluaron en este estudio fueron la distorsión angular, la ductilidad por curvatura, el momento máximo y el esfuerzo del material. Estos parámetros los relacionaron con $S_a(T)$ y $S_d(T)$.



5.1. Determinación de funciones de demanda estructural

En este capítulo se determinan funciones de demanda estructural para un conjunto de datos obtenido de análisis no lineales en la historia del tiempo de todos los casos de estudio, puentes con y sin problemas de socavación ante diferentes escenarios sísmicos. Las funciones se estiman mediante modelos de regresión no lineal. Las funciones de demanda estructural relacionan una medida de intensidad con un parámetro de demanda ingenieril (MI-PDI), en este caso la demanda se define como función de la pseudoaceleración (S_a) y se utilizan cuatro parámetros de demanda ingenieril: distorsión angular, rotación plástica, índice de daño local y global.

Una análisis de regresión consiste en ajustar una curva o línea de tendencia a una serie de datos obtenidos del análisis que relacionan dos variables (x, y), una dependiente de la otra. El objetivo es encontrar la función que represente al mayor número de datos con la menor dispersión. Las funciones de ajuste pueden ser lineales o no lineales: potenciales, exponenciales, logarítmicas, etc. La Figura 76 representa un ajuste a una serie de datos.

Para verificar que la ecuación de ajuste propuesta es la más apropiada se deben calcular unos parámetros que demuestren la variación que existe entre los datos observados y los estimados. Los parámetros de regresión más importantes son el coeficiente de correlación, coeficiente de determinación y el error estándar que existe entre los datos observados y los estimados. El coeficiente de determinación se puede calcular con la siguiente expresión (EC 5.11).

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (\hat{y} - y_i)^2}{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2} \quad (EC 5.11)$$

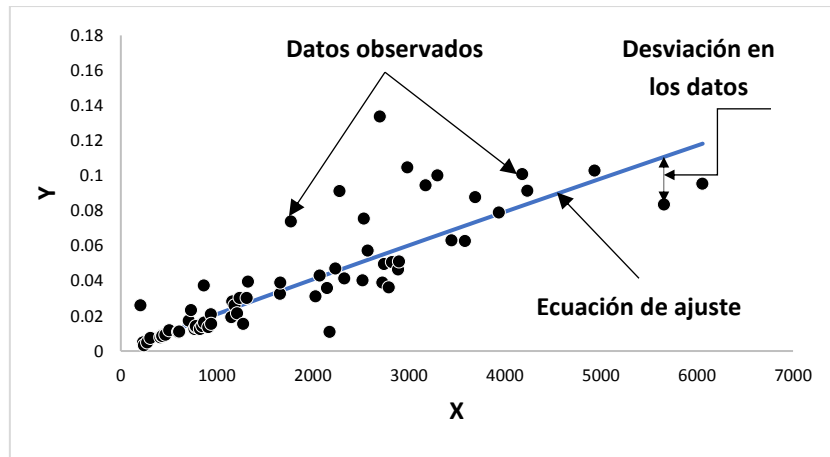


Figura 76. Representación de datos contra el modelo de regresión

El coeficiente de determinación toma valores entre 0 y 1, cuanto más se aproxime a 1 mejor será el ajuste y por lo tanto mayor la fiabilidad en los valores calculados con la ecuación. Si el coeficiente de determinación es igual a 1 entonces quiere decir que el 100% de datos observados se representan mediante la ecuación de ajuste propuesta. Con el coeficiente de determinación se puede obtener el coeficiente de correlación que se define con la expresión (EC 5.12).

$$r = \sqrt{R^2} \quad (EC 5.12)$$

En la Tabla 40 se establecen valores para ver el grado de correlación que existe entre los datos observados contra los datos obtenidos de la ecuación.

Tabla 40. Grado de correlación entre dos variables

Valor de r	Tipo y grado de correlación
-1	Negativa perfecta
$-1 < r \leq -0.8$	Negativa fuerte
$-0.8 < r < -0.5$	Negativa moderada
$-0.5 \leq r < 0$	Negativa débil
0	No existe
$0 < r \leq 0.5$	Positiva débil
$0.5 < r \leq 0.8$	Positiva moderada
$0.8 < r < 1$	Positiva fuerte
1	Positiva perfecta



El error estándar o error cuadrático medio nos dice el error medio que hay entre los valores observados contra los calculados y se puede calcular con la EC 5.13.

$$\sigma^2 = \frac{SS_E}{n - 2} \quad (EC 5.13)$$

donde:

$$SS_E = \sum_{i=1}^n \varepsilon_i^2 = \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2 \quad (EC 5.14)$$

donde:

ε_i^2 = Error cuadrático

y_i = Valores de los datos observados

\hat{y} = Valores estimados con la ecuación de ajuste

En este trabajo el objetivo principal es determinar funciones de demanda estructural que modelen el comportamiento de resultados de modelos de puentes con problemas de socavación y que puedan estar sujetos a una demanda sísmica, para esto primeramente se determinan funciones de demanda estructural de modelos base, sin problemas de socavación, y a partir de estos resultados obtener las funciones por las que deben ser afectados una vez que estén sujetos a problemas de socavación.

Las funciones de demanda estructural de los modelos base para la distorsión angular y el índice de daño se ajustan mediante una función potencial, mientras que para la rotación plástica se usa una función exponencial (López, 2013).

Se desarrolló una regresión mediante el método de mínimos cuadrados sobre los resultados obtenidos de modelos sin socavación. Los resultados dieron prácticamente iguales a los plasmados en el trabajo de (López, 2013) debido a que los modelos y factores de escala son los mismos, las diferencias obtenidas se deben a que en este trabajo se consideró una demanda de pseudoaceleraciones máxima de 8000 cm/s², mientras que en López (2013) la



máxima pseudoaceleración fue 3500 cm/s². Por lo tanto se encuentran pequeñas diferencias en los resultados obtenidos de las regresiones.

Los pasos desarrollados para calcular los parámetros que definen la función de ajuste que relaciona los efectos de la profundidad de socavación con la demanda sísmica, potencial o exponencial, se enumeran en las ecuaciones 5.15-5.27. Es importante mencionar que para la regresión los valores “x” corresponden a la Sa y los “y” corresponden a la distorsión angular, la rotación, el índice de daño local y el índice de daño global.

1.- Cálculo de β_1

$$\beta_1 = \frac{n \sum_{i=1}^n xy - \sum_{i=1}^n x \sum_{i=1}^n y}{n \sum_{i=1}^n x^2 - (\sum_{i=1}^n x)^2} \quad (EC 5.15)$$

2.- Cálculo de la media de los valores de “x”

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x}{n} \quad (EC 5.16)$$

n= número de datos

3.- Cálculo de la media de los valores de “y”

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^n y}{n} \quad (EC 5.17)$$

n= número de datos

4.- Cálculo de la constante de regresión " β_0 "

$$\beta_0 = \bar{y} - \beta_1 \bar{x} \quad (EC 5.18)$$

5.- Cálculo de “Sr” que es útil para calcular el coeficiente de correlación y errores de las variables.

$$S_r = \sum_{i=1}^n (y - \beta_0 - \beta_1 x)^2 \quad (EC 5.19)$$

5.- Cálculo de “St” que sirve para calcular el coeficiente de correlación y errores de las variables

$$S_t = \sum_{i=1}^n (y - \bar{y})^2 \quad (EC 5.20)$$

6.- Cálculo del error medio $S_{y/x}$.



$$S_{y/x} = \sqrt{\frac{S_r}{n-2}} \quad (EC 5.21)$$

7.- Cálculo de la varianza S_y

$$S_y = \sqrt{\frac{S_t}{n-1}} \quad (EC 5.22)$$

8.- Cálculo del coeficiente de correlación

$$r = \sqrt{\frac{S_t - S_r}{S_t}} \quad (EC 5.23)$$

De donde los valores de "x" - "y" para realizar una regresión potencial se deben transformar en:

$$x = \log_{10}(x) \quad (EC 5.24)$$

$$y = \log_{10}(y) \quad (EC 5.25)$$

El valor correcto de $\beta_0 = 10^{\beta_0}$ en una regresión potencial

Para realizar la regresión exponencial los valores de "x"- "y" se deben tomar como:

$$x = x \quad (EC 5.26)$$

$$y = \ln(y) \quad (EC 5.27)$$

El valor correcto de $\beta_0 = \exp(\beta_0)$ en una regresión exponencial

Se obtuvo que los resultados de modelos base para la distorsión angular, el índice de daño y la rotación plástica ajustan mejor mediante una función potencial al igual que López (2013), EC 5.28, para los modelos con alturas de pilas de 5 y 10 m, sin embargo para alturas de pilas de 20 m el ajuste es mejor para función exponencial (EC 5.29).

$$PDI = \beta_0 MI^{\beta_1} \quad (EC 5.28)$$

$$PDI = \beta_0 e^{\beta_1 MI} \quad (EC 5.29)$$

donde:

PDI = Parámetro de demanda ingenieril (distorsión angular, rotación, índice de daño local etc.)



β_0, β_1 = Constante de la regresión

MI = Medida de intensidad (Seudoaceleración, S_a)

Una vez calculado las constantes de la regresión potencial y exponencial para los resultados del análisis no lineal en la historia del tiempo de los modelo base se continúa con el análisis de la mejor forma funcional para la demanda estructural efecto de la profundidad de socavación. Primeramente se estimaron las constantes de los modelos base y a partir de estos análisis de terminar la forma funcional que sirva como factor para representar la tendencia de las demandas que se generan por efectos de la socavación de 1-7 m.

Para definir la ecuación de ajuste que represente la tendencia de resultados para diferentes escenarios de socavación, se tomó como base la propuesta de Wang et al (2014), donde proponen una función de ajuste cuadrática, ecuación 5.30:

$$S_{DH} = aIM^b[1 + cH + dH^2] \quad (EC 5.30)$$

donde:

S_{DH} : es la demanda sísmica del componente del puente bajo la combinación de peligro sísmico y socavación

IM: medida de intensidad sísmica (S_a , PGA)

H: es la profundidad de socavación

a, b, c, d: constantes de la regresión

En este trabajo se encontró que la ecuación 5.30 no es la más apropiada, por el contrario los resultados mostraron que se obtiene una mejor estimación de los resultados obtenidos del análisis no lineal utilizando una ecuación lineal.

Se utilizó la siguiente ecuación para los casos donde el modelo base, solamente considerando la demanda sísmica, cuyos datos siguen una forma potencial

$$PDI = \beta_0 MI^{\beta_1} [a + bH + cH^2] \quad (EC 5.31)$$



La siguiente ecuación se utilizó para el modelo base, solamente considerando la demanda sísmica, cuyos datos siguen una forma exponencial

$$PDI = \beta_0 e^{\beta_1 MI} [a + bH + cH^2] \quad (EC 5.32)$$

donde:

a, b, c = constantes de la nueva función

H = profundidad de socavación

β_0, β_1, IM : variables definidas en la ecuación 5.28 y 5.29

Para realizar la regresión de las ecuaciones propuestas (EC 5.31 y 5.32) se utiliza el programa de computo MATLAB, donde el objetivo es calcular las constantes (a, b, c), ya que los valores de las constantes " β_0 " y " β_1 " se determinaron primeramente para los casos definidos como modelos base. Para esto se desarrolló un pequeño programa donde se utilizó la función "nlinfit" en MATLAB, que permite determinar las constantes que definen las funciones de ajuste mediante el error mínimo, así como los parámetros que permiten determinar el grado de correlación de las variables conocidos como error cuadrático medio ($S_{y/x}$), coeficiente de determinación (R^2) y coeficiente de correlación (r), para cada uno de los casos de estudio.

5.2. Funciones de demanda estructural para el caso de estudio C20P05-1

En esta sección se muestran los resultados obtenidos de las funciones de demanda estructural para el modelo con alturas de pilas de 5 m diseñados con espectro de la ciudad de Aguililla y todos los escenarios de socavación considerados, donde la letra "H" representa la profundidad de socavación para cada modelo en particular.

En las Figura 77-80 se muestran los resultados de las funciones de demanda estructural de distorsión angular, rotación plástica, índice de daño local e índice de daño global,



respectivamente, correspondientes a un solo caso de estudio y profundidades de socavación de 1-7 m.

La Tabla 41 resume los valores numéricos de las funciones de demanda estructural para el mismo caso de estudio, así como los parámetros estimados del ajuste que permiten estimar el grado de correlación entre los datos. Es importante mencionar que el valor de “H” toma valores de 1-7 m, profundidad de socavación que depende del modelo, los valores de “ β_0 ”, “ β_1 ”, “a”, “b” y “c” no cambian con la profundidad de socavación para un parámetro de demanda ingenieril específico.

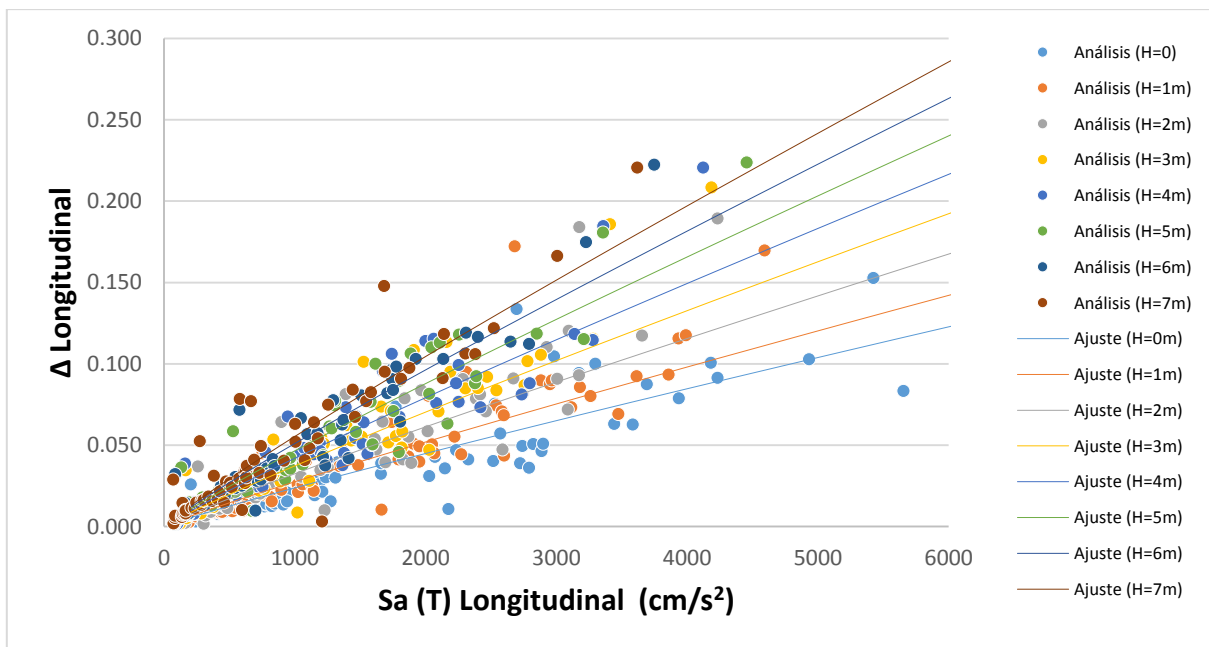


Figura 77. Funciones de demanda estructural para distorsión angular, Modelo C20P05-1 con escenarios de socavación de 1-7m

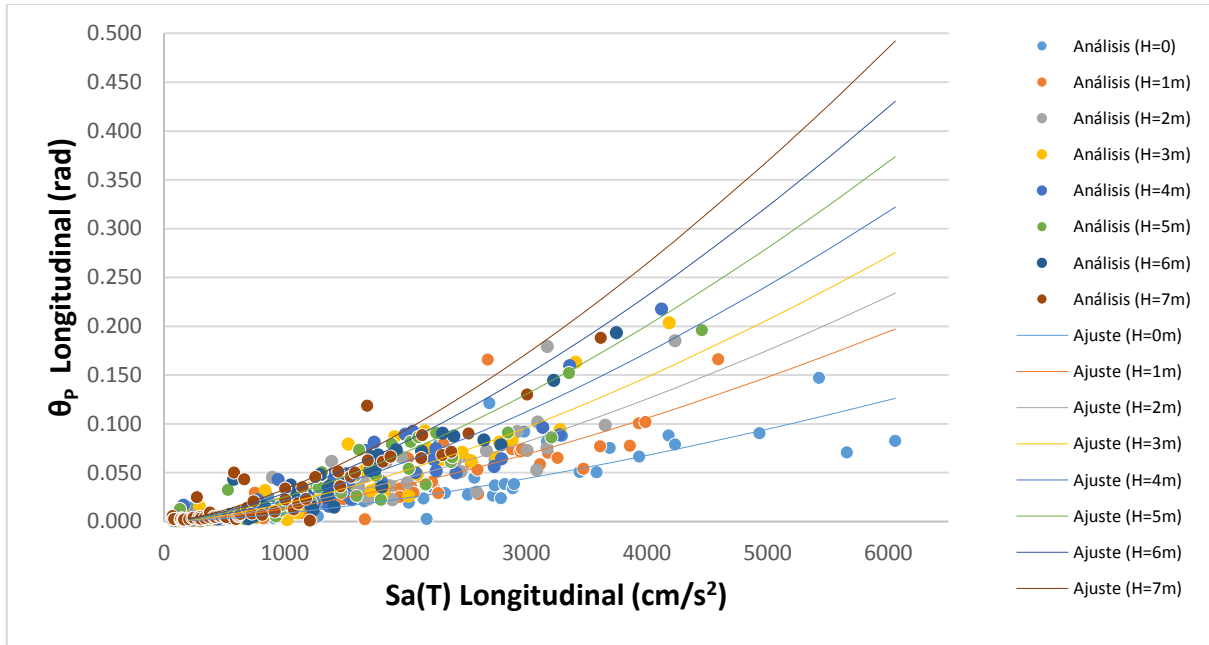


Figura 78. Funciones de demanda estructural para rotación plástica, Modelo C20P05-1 con escenarios de socavación de 1-7m

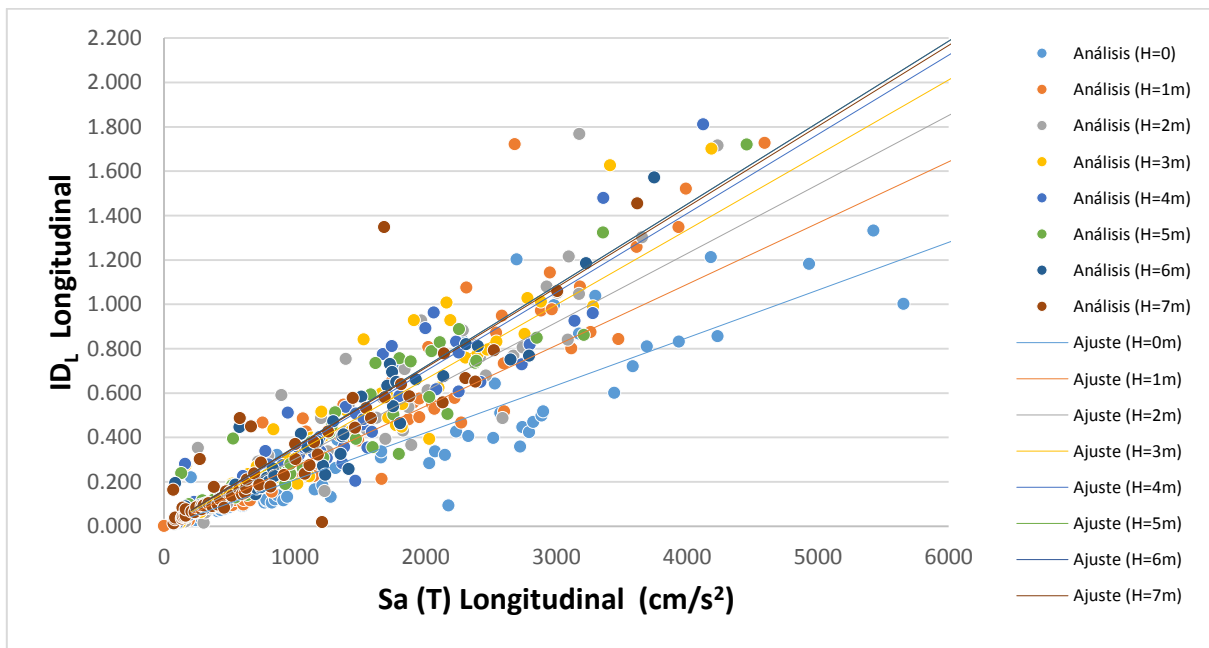


Figura 79. Funciones de demanda estructural para índice de daño local, Modelo C20P05-1 con escenarios de socavación de 1-7m

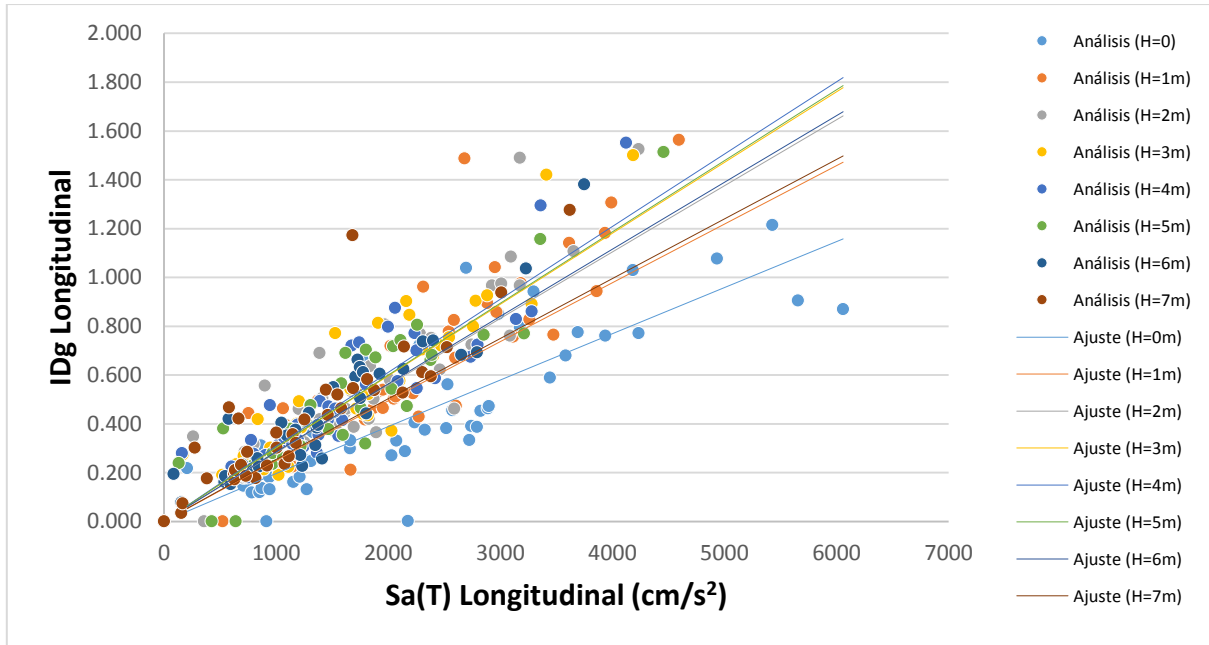


Figura 80. Funciones de demanda estructural para índice de daño global, Modelo C20P05-1 con escenarios de socavación de 1-7m

Tabla 41. Parámetros de ajuste de funciones de demanda estructural del modelo C20P05-1

Función 1: $PDI = \beta_0 IM^{\beta_1} [a + bH + cH^2]$ **Función 2:** $PDI = \beta_0 e^{IM\beta_1} [a + bH + cH^2]$

Tipo de función	Parámetro de demanda ingenieril	Constantes de la función					Parámetros del ajuste		
		β_0	β_1	a	b	c	$S_{y/x}$	R^2	r
Función 1	Distorsión angular	4.2939E-05	0.9148	0.9726	2.200E-03	-2.4672E-07	2.7013E-04	0.8367	0.9147
	Rotación plástica	2.7097E-07	1.4986	1.3131	2.300E-03	1.9950E-06	2.8442E-04	0.7922	0.8901
	IDL	1.9411E-04	1.0108	1.0828	2.200E-03	-1.8960E-06	1.9800E-02	0.8462	0.9199
	IDg	2.1970E-04	0.9840	1.0434	2.600E-03	-3.2039E-06	2.0900E-02	0.8139	0.9022

5.3. Funciones de demanda estructural para el caso de estudio C20P05-2

En esta sección se presentan los resultados de funciones de demanda estructural del modelo C20P05-2 para los diferentes escenarios estudiados de socavación de 1-7 m, el modelo corresponde a un puente diseñado para que las columnas resistan las demandas sísmicas esperadas para el espectro de diseño propuesta para Lázaro Cárdenas en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2008). La profundidad de socavación se



representa con la letra “H”. En una sola figura se presentan los resultados de las funciones de demanda estructural para todos los casos de profundidad de socavación considerados y uno de los parámetros de demanda ingenieril, así sucesivamente se presentan los resultados del resto de los parámetros en las figuras siguientes. Las Figura 81-84 resumen los resultados obtenidos y en la Tabla 42 se reportan los valores de las constantes de ajuste de las funciones, así como la correlación de los datos estimados en los análisis no lineales.

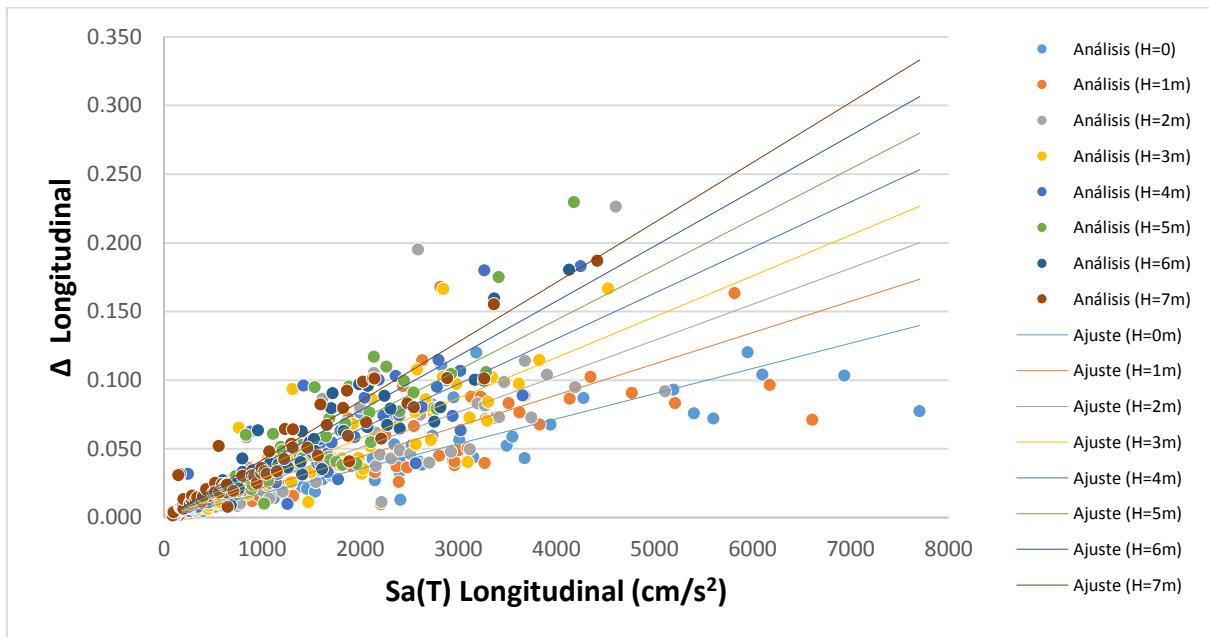


Figura 81. Funciones de demanda estructural para distorsión angular, Modelo C20P05-2 con escenarios de socavación de 1-7m

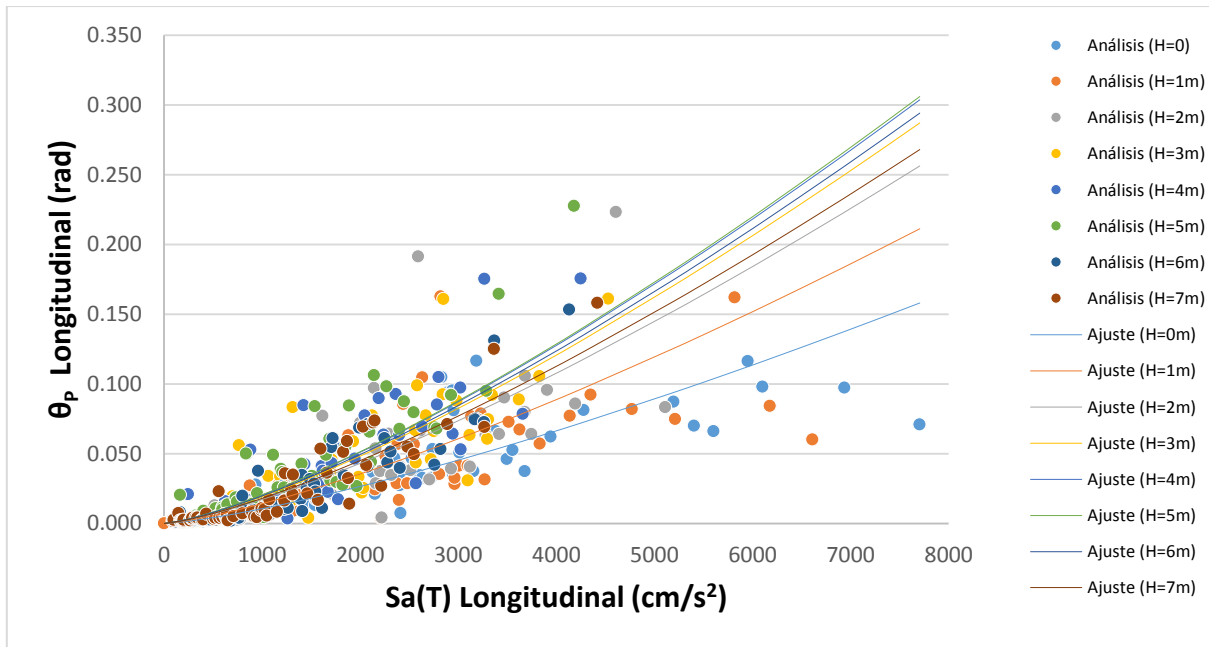


Figura 82. Funciones de demanda estructural para rotación plástica, Modelo C20P05-2 con escenarios de socavación de 1-7m

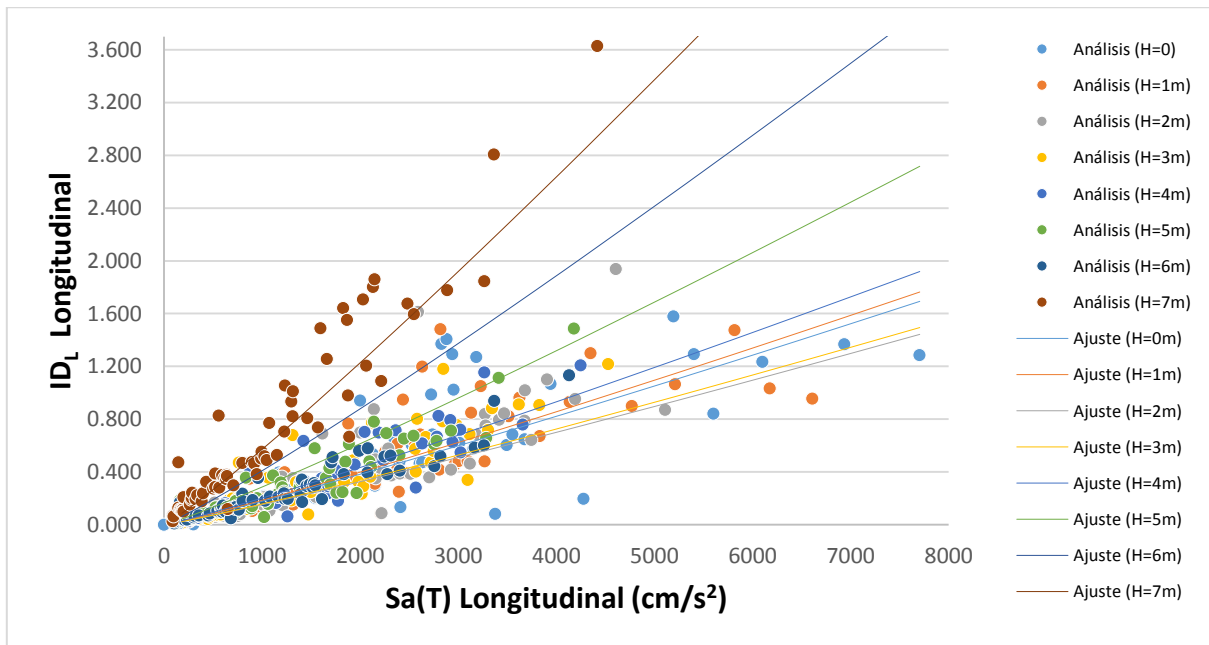


Figura 83. Funciones de demanda estructural para índice de daño local, Modelo C20P05-2 con escenarios de socavación de 1-7m

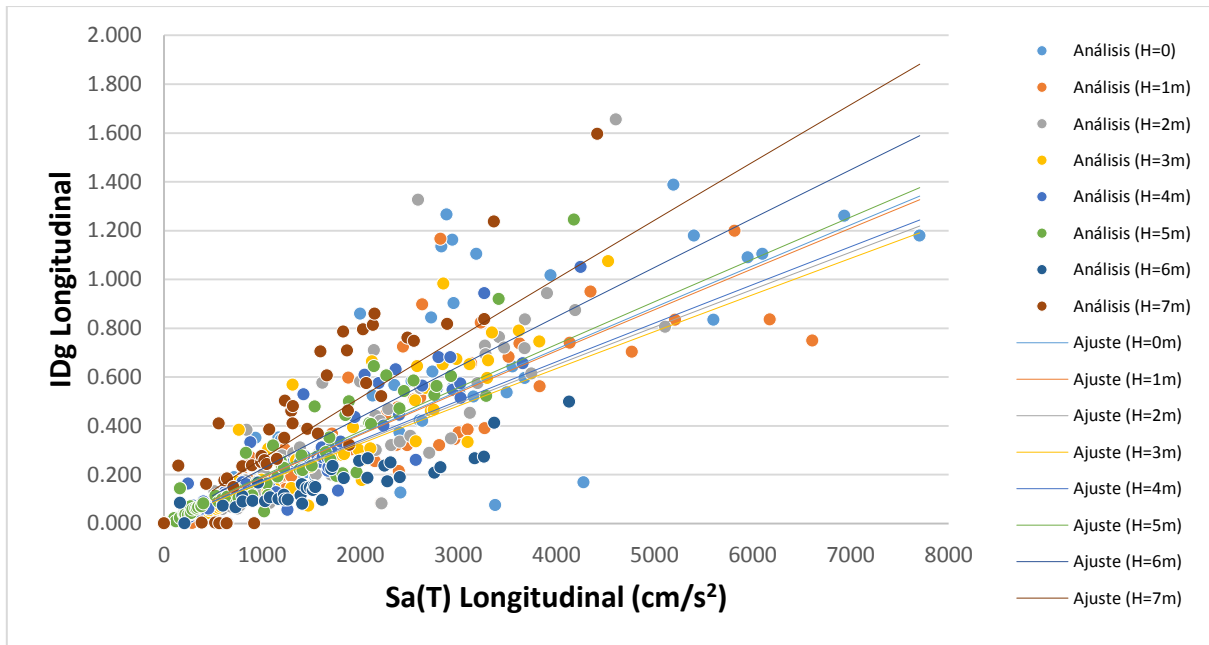


Figura 84. Funciones de demanda estructural para índice de daño global, Modelo C20P05-2 con escenarios de socavación de 1-7m

Tabla 42. Parámetros de ajuste de funciones de demanda estructural del modelo C20P05-2

Función 1: $PDI = \beta_0 IM^{\beta_1} [a + bH + cH^2]$ **Función 2:** $PDI = \beta_0 e^{IM\beta_1} [a + bH + cH^2]$

Tipo de función	Parámetro de demanda ingenieril	Constantes de la función					Parámetros del ajuste		
		β_0	β_1	a	b	c	$S_{y/x}$	R^2	r
Función 1	Distorsión angular	1.5812E-05	1.0154	1.0504	1.900E-03	2.3786E-09	3.7689E-04	0.7408	0.8607
	Rotación plástica	1.1592E-06	1.3211	0.9615	4.200E-03	-4.5017E-06	4.1441E-04	0.6928	0.8323
	IDL	8.8005E-05	1.1022	1.4517	-5.200E-03	1.1012E-05	5.9500E-02	0.6610	0.8130
	IDg	2.4901E-04	0.9600	1.1290	-1.700E-03	2.9873E-06	2.8800E-02	0.6815	0.8255

5.4. Funciones de demanda estructural para el caso de estudio C20P10-1

En esta sección se presentan los resultados de las funciones de demanda estructural correspondientes al modelo C20P10-1 para los escenarios de socavación de 1-7 m, el modelo corresponde a un puente diseñado para que sus columnas resistan la demanda sísmica correspondiente al espectro de diseño de la ciudad de Aguililla de acuerdo con el Manual de Obras Civiles de Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2008). La profundidad de socavación



se representa con la letra “H”. Al igual que en los casos anteriores todos los resultados correspondientes a un solo parámetros ingenieril se reportan en una sola figura. Las Figura 85-88 resumen los resultados del análisis de regresión y la Tabla 43 reporta el valor de las constantes de las funciones de ajuste determinadas, así como el grado de correlación que presentan los datos estudiados.

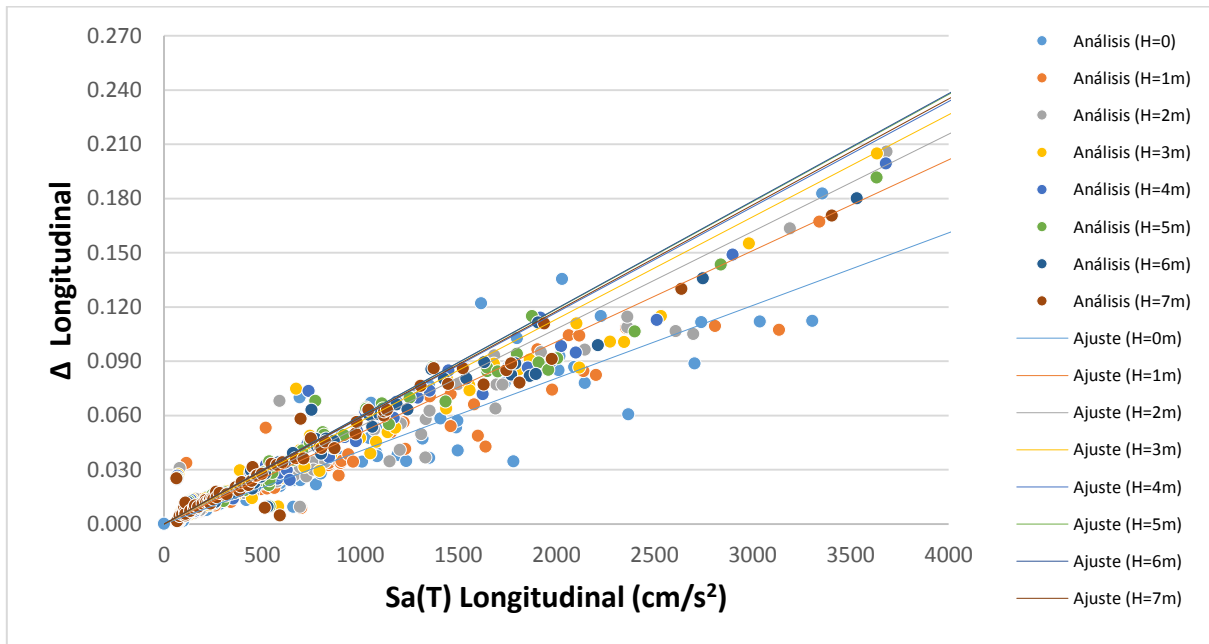


Figura 85. Funciones de demanda estructural para distorsión angular, Modelo C20P10-1 con escenarios de socavación de 1-7m

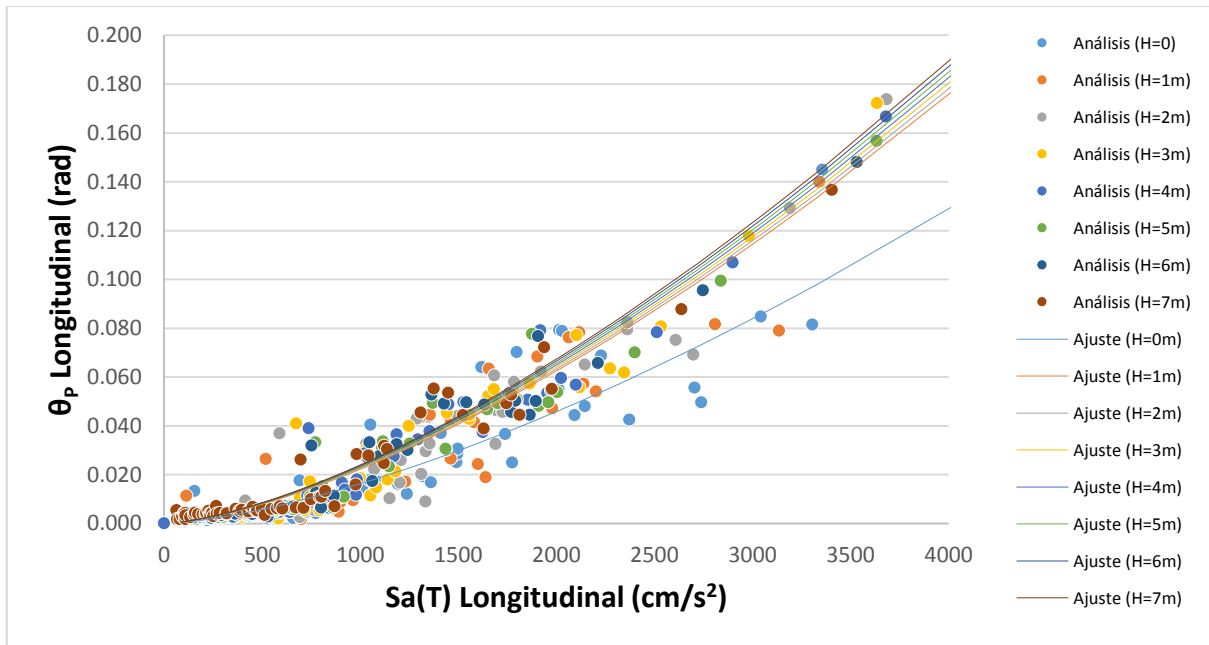


Figura 86. Funciones de demanda estructural para rotación plástica, Modelo C20P10-1 con escenarios de socavación de 1-7m

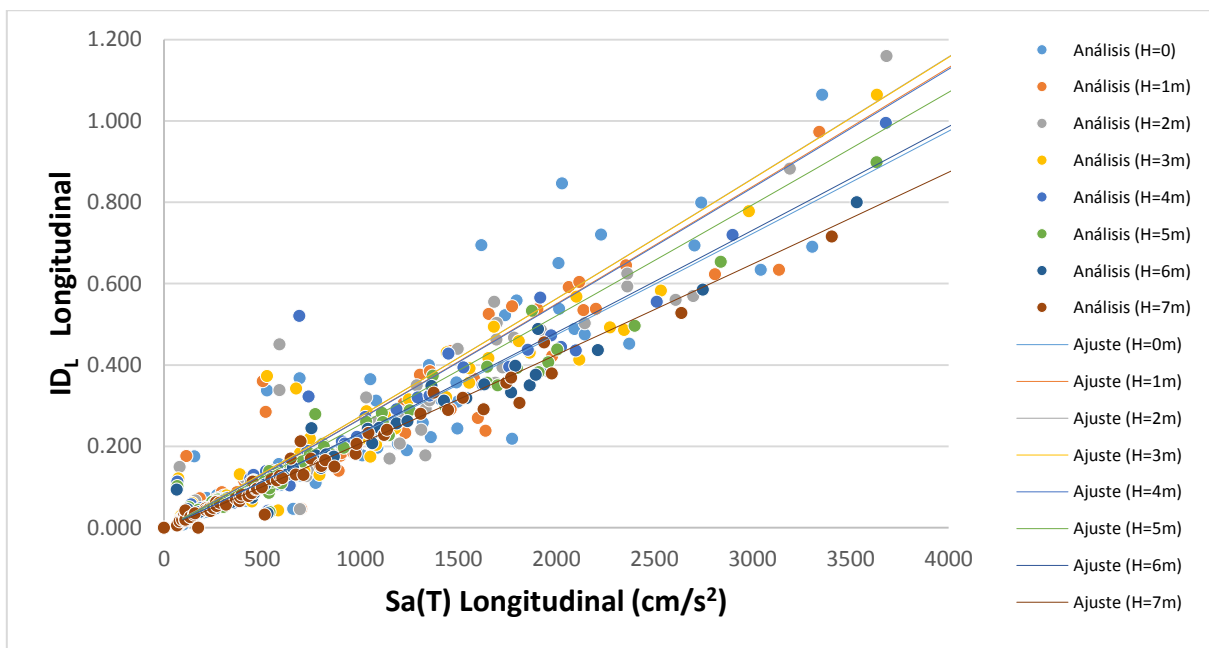


Figura 87. Funciones de demanda estructural para índice de daño local, Modelo C20P10-1 con escenarios de socavación de 1-7m

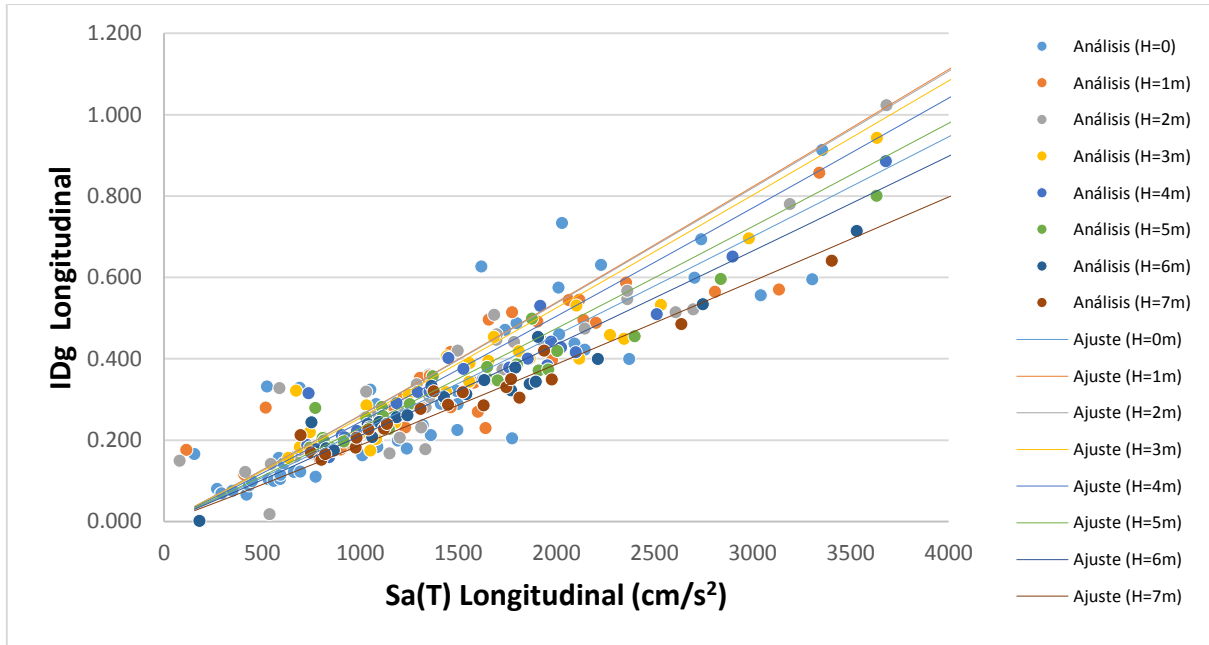


Figura 88. Funciones de demanda estructural para índice de daño global, Modelo C20P10-1 con escenarios de socavación de 1-7m

Tabla 43. Parámetros de ajuste de funciones de demanda estructural del modelo C20P10-1

Función 1: $PDI = \beta_0 IM^{\beta_1} [a + bH + cH^2]$ **Función 2:** $PDI = \beta_0 e^{IM\beta_1} [a + bH + cH^2]$

Tipo de función	Parámetro de demanda ingenieril	Constantes de la función					Parámetros del ajuste		
		β_0	β_1	a	b	c	$S_{y/x}$	R^2	r
Función 1	Distorsión angular	4.0657E-05	0.9988	1.1414	1.200E-03	-1.0645E-06	3.7465E-04	0.7838	0.8853
	Rotación plástica	5.5359E-07	1.4899	1.3460	1.758E-04	0.00000	1.8805E-04	0.7923	0.8901
	IDL	1.7580E-04	1.0394	1.1046	6.98E-04	-1.42E-06	4.4000E-03	0.8963	0.9467
	IDg	1.6345E-04	1.0445	1.1592	2.592E-04	-1.0144E-06	7.2000E-03	0.7927	0.8903

5.5. Funciones de demanda estructural para el caso de estudio C20P10-2

En esta sección se presentan los resultados de las funciones de demanda estructural obtenidas para el modelo C20P10-2 ante los escenarios de socavación considerados, profundidad de 1-7 m. El modelo corresponde a un puente diseñado para que sus columnas resistan demandas sísmicas similares a las demandas correspondientes al espectro de diseño de la ciudad de Lázaro Cárdenas, de acuerdo con el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de



Electricidad. Las Figura 89-92 presentan los resultados obtenidos para la demanda estructural de este modelo ante los escenarios de socavación de socavación considerados, cada una de ellas corresponde a un parámetro específico de demanda ingenieril. En las figuras la letra “H” representa la profundidad de socavación. En la Tabla 44 se reportan los valores de las constantes de las funciones de demanda estructural ajustadas.

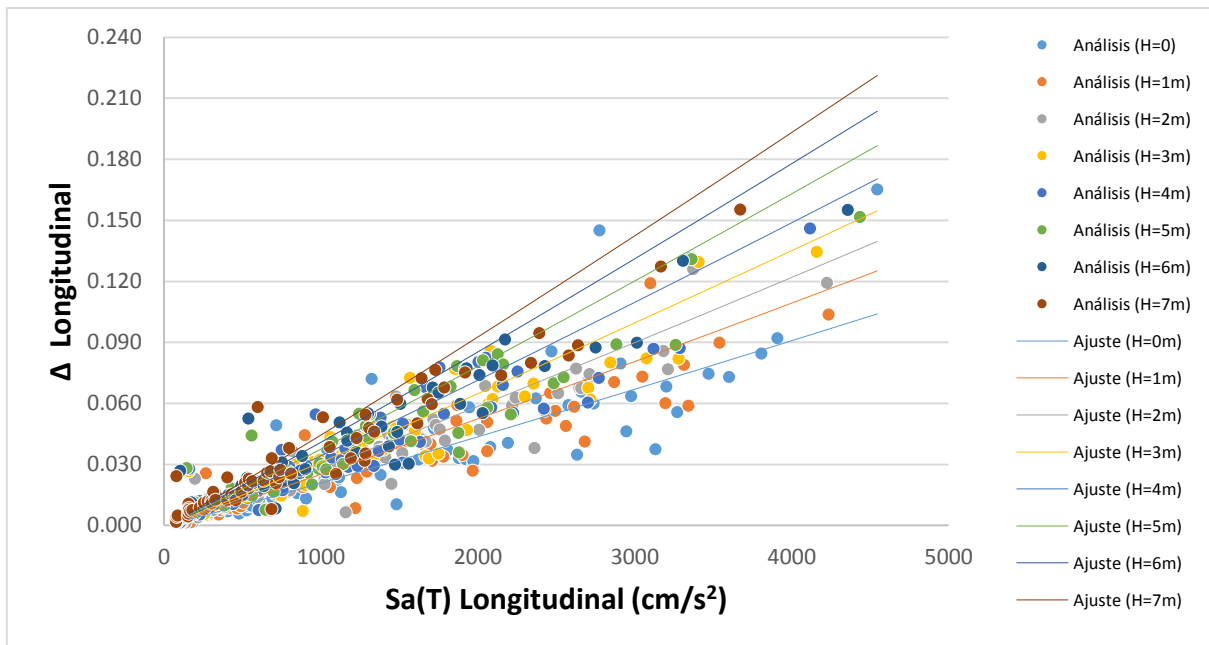


Figura 89. Funciones de demanda estructural para distorsión angular, Modelo C20P10-2 con escenarios de socavación de 1-7m

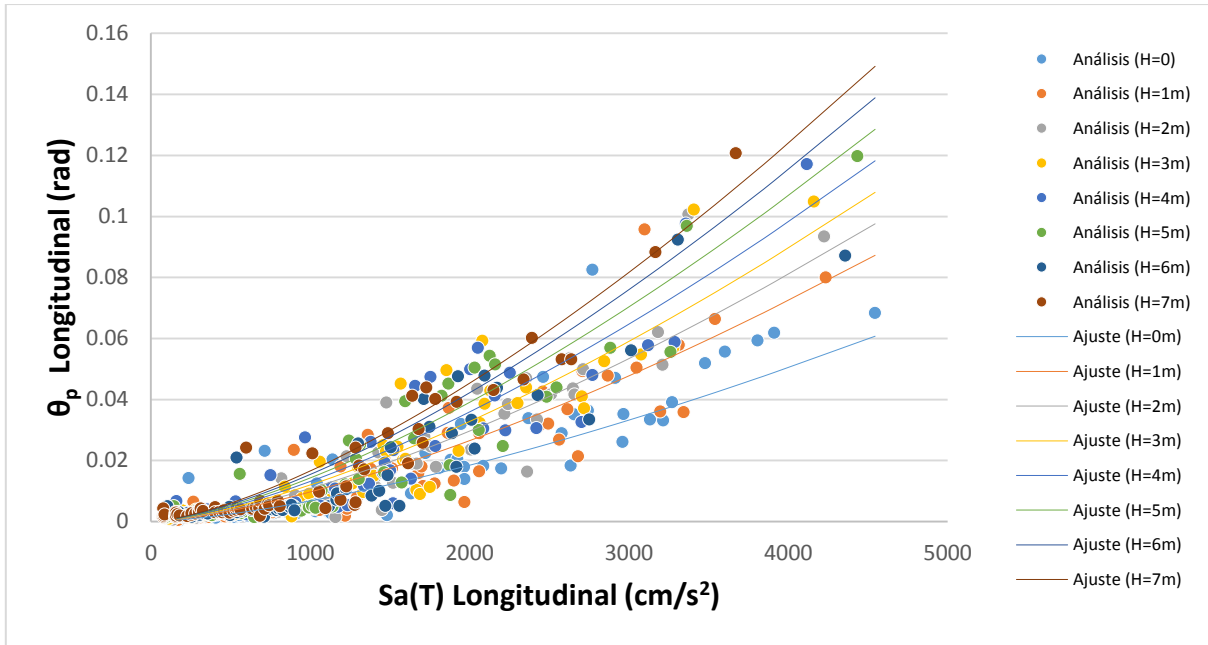


Figura 90. Funciones de demanda estructural para rotación plástica, Modelo C20P10-2 con escenarios de socavación de 1-7m

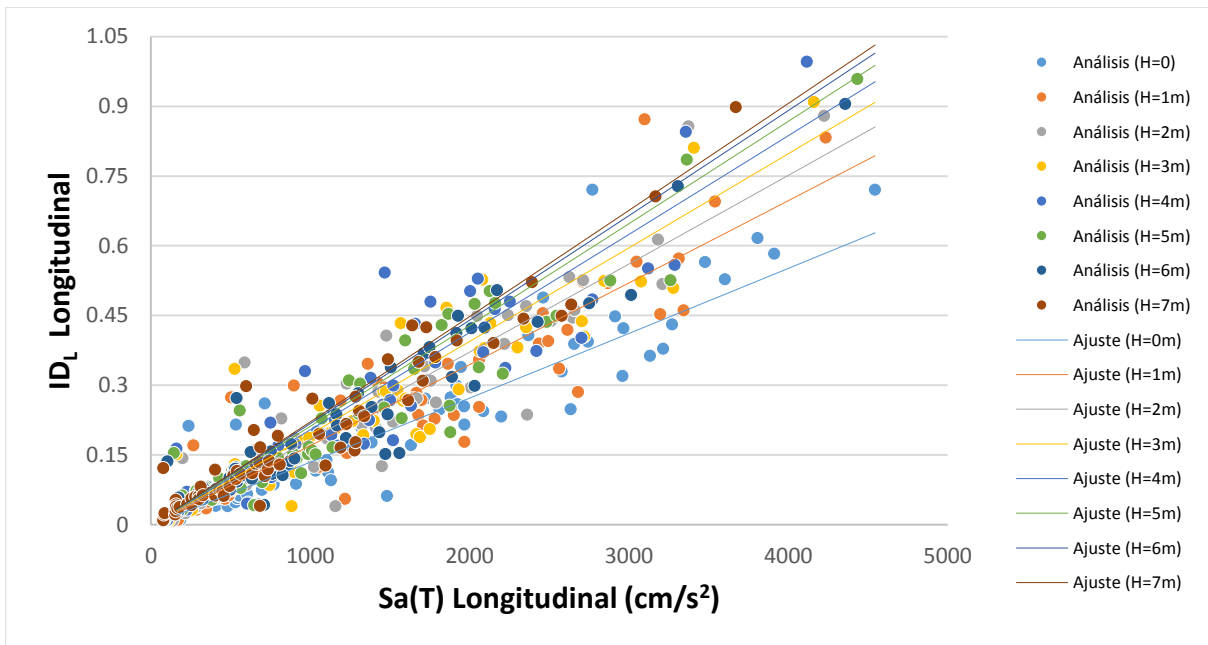


Figura 91. Funciones de demanda estructural para índice de daño local, Modelo C20P10-2 con escenarios de socavación de 1-7m

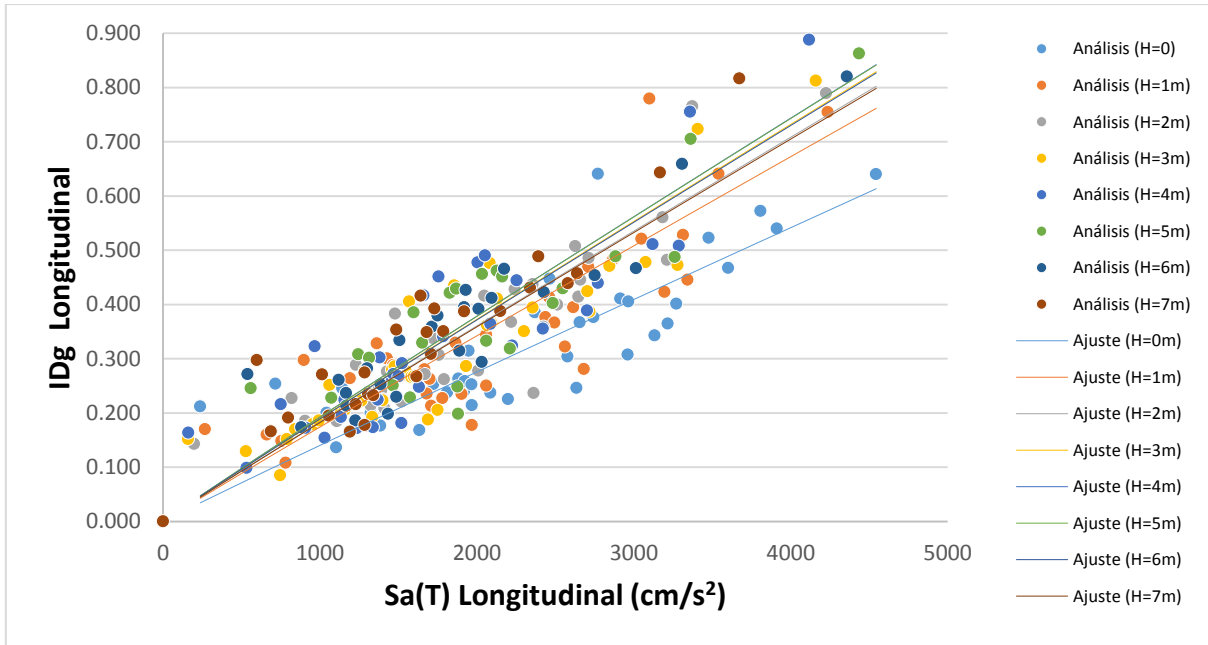


Figura 92. Funciones de demanda estructural para índice de daño global, Modelo C20P10-2 con escenarios de socavación de 1-7m

Tabla 44. Parámetros de ajuste de funciones de demanda estructural del modelo C20P10-2

Función 1: $PDI = \beta_0 IM^{\beta_1} [a + bH + cH^2]$ **Función 2:** $PDI = \beta_0 e^{IM\beta_1} [a + bH + cH^2]$

Tipo de función	Parámetro de demanda ingenieril	Constantes de la función					Parámetros del ajuste		
		β_0	β_1	a	b	c	$S_{y/x}$	R^2	r
Función 1	Distorsión angular	1.3850E-05	1.0596	1.0705	1.300E-03	2.9904E-07	1.7506E-04	0.8009	0.8949
	Rotación plástica	2.9994E-07	1.4508	1.2663	1.700E-03	0.0000E+00	9.5937E-05	0.7922	0.8901
	IDL	1.1945E-04	1.0173	1.1513	1.200E-03	-7.0975E-07	4.7000E-03	0.8658	0.9305
	IDg	1.6818E-04	0.9739	1.1529	1.000E-03	-1.1252E-06	6.1000E-03	0.7853	0.8862

5.6. Funciones de demanda estructural para el caso de estudio C20P20-1

En esta sección se presentan los resultados obtenidos de las funciones de ajuste de demanda estructural del modelo C20P20-1 para los escenarios de socavación considerados (1-7 m), el modelo corresponde a un puente diseñado para que sus columnas resistan demandas sísmicas similares a las correspondientes al espectro de diseño de la ciudad de Aguililla, de acuerdo a lo estipulado en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2008). Las Figura 93-96 muestran el conjunto de resultados obtenidos para este modelo ante todos



los escenarios de socavación considerados, cada figura corresponde a un parámetro de demanda ingenieril en específico, en las figuras la letra “H” representa la profundidad de socavación. En la Tabla 45 se resumen los valores de las constantes obtenidas del análisis de regresión para definir las funciones de demanda estructural, así como la correlación entre los parámetros utilizados para el análisis.

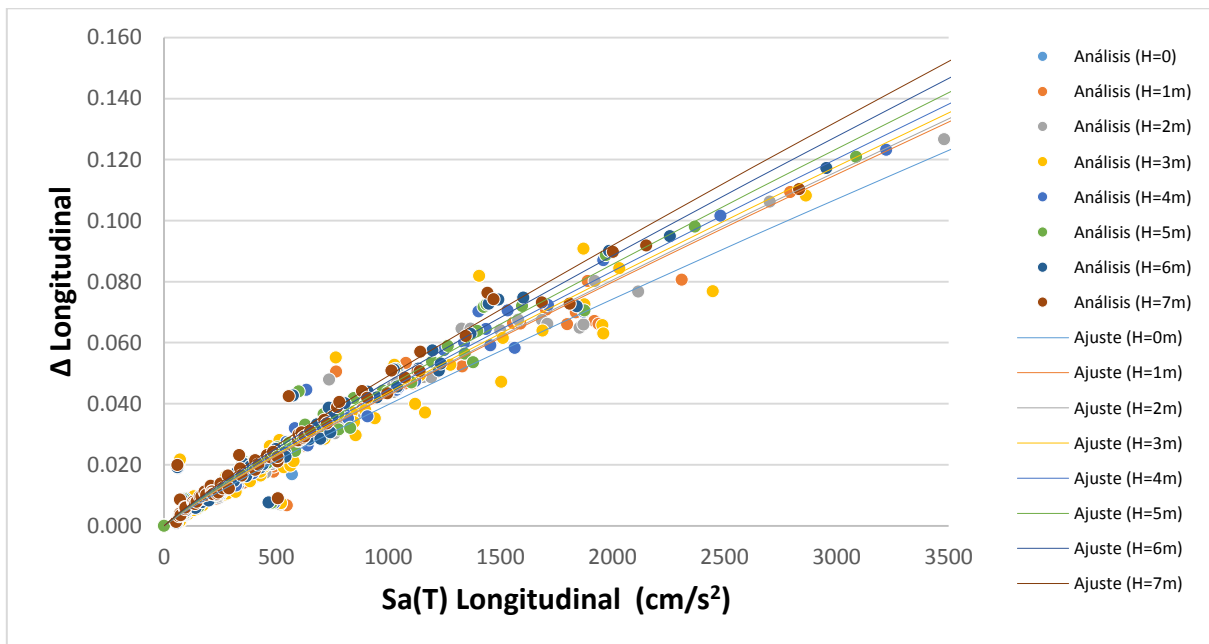


Figura 93. Funciones de demanda estructural para distorsión angular, Modelo C20P20-1 con escenarios de socavación de 1-7m

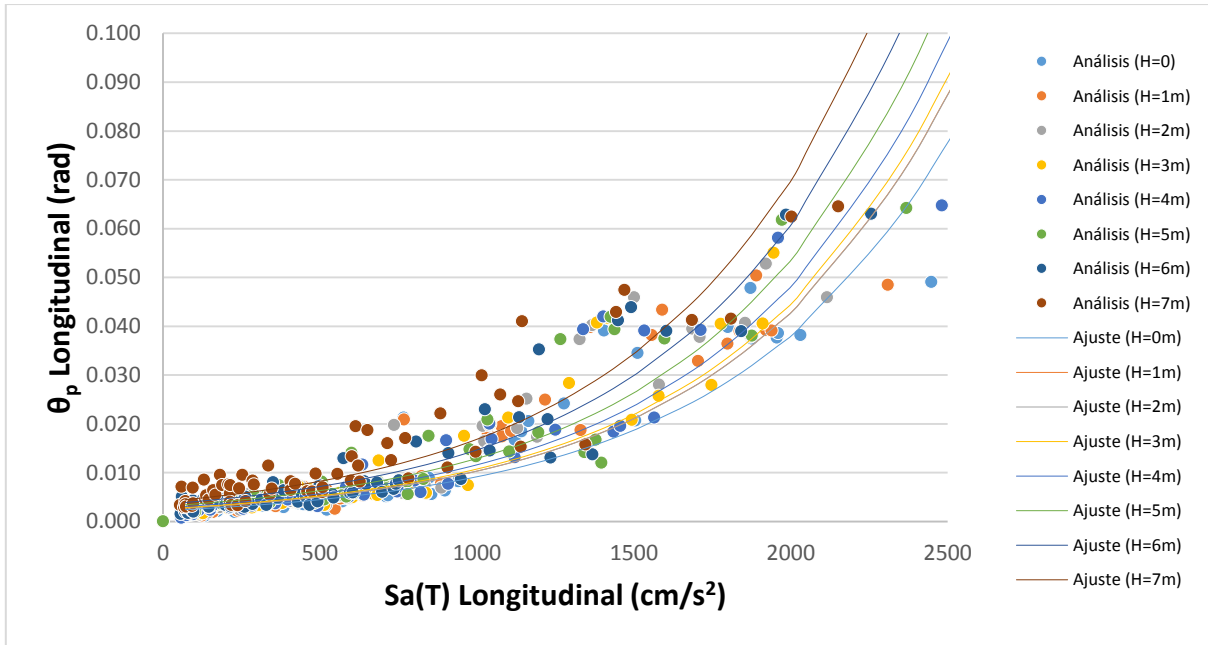


Figura 94. Funciones de demanda estructural para rotación plástica, Modelo C20P20-1 con escenarios de socavación de 1-7m

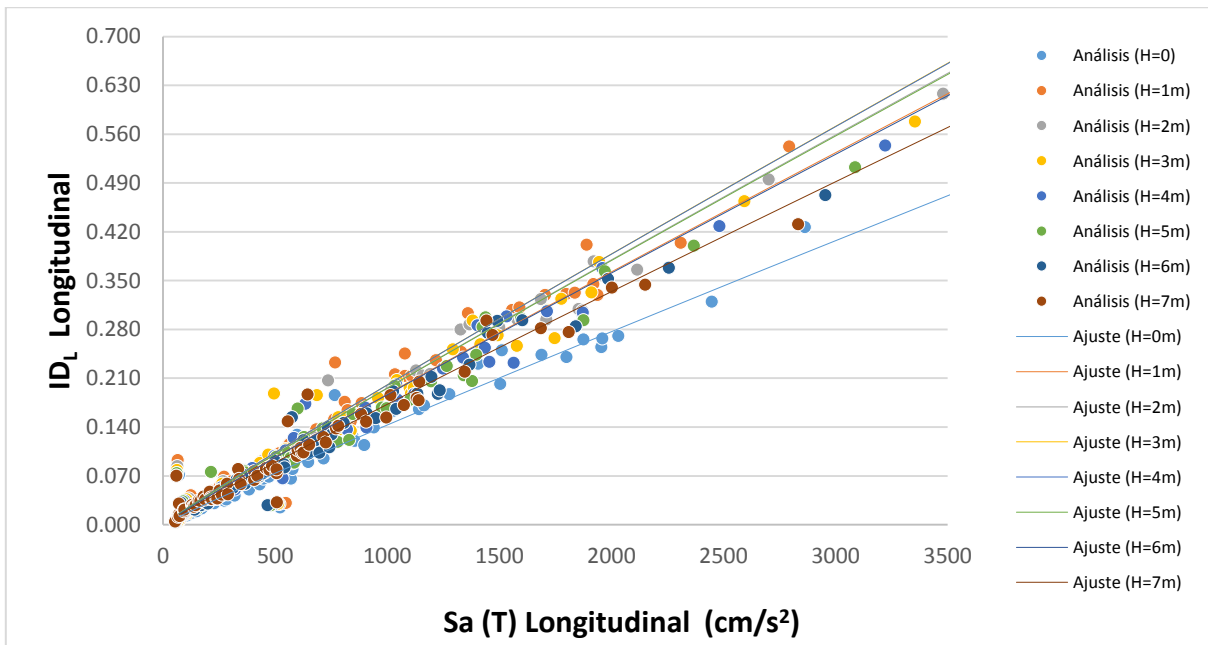


Figura 95. Funciones de demanda estructural para índice de daño local, Modelo C20P20-1 con escenarios de socavación de 1-7m

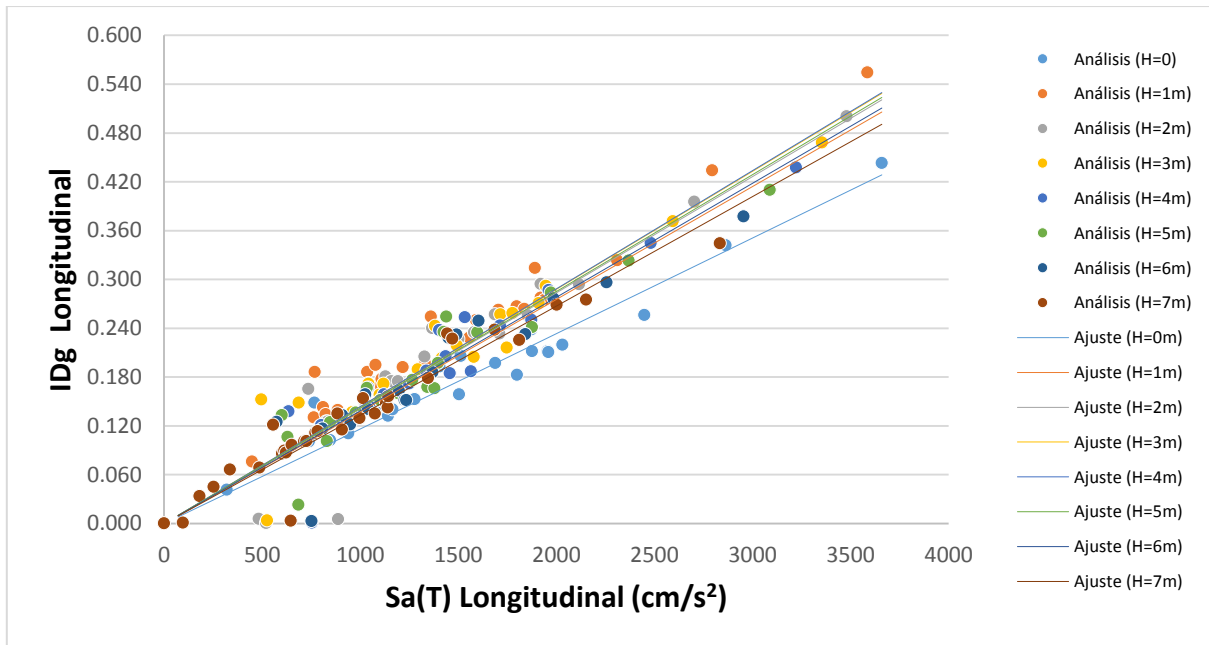


Figura 96. Funciones de demanda estructural para índice de daño global, Modelo C20P20-1 con escenarios de socavación de 1-7m

Tabla 45. Parámetros de ajuste de funciones de demanda estructural del modelo C20P20-1

Función 1: $PDI = \beta_0 IM^{\beta_1} [a + bH + cH^2]$

Función 2: $PDI = \beta_0 e^{IM\beta_1} [a + bH + cH^2]$

Tipo de función	Parámetro de demanda ingenieril	Constantes de la función					Parámetros del ajuste		
		β_0	β_1	a	b	c	$S_{y/x}$	R^2	r
Función 1	Distorsión angular	7.7529E-05	0.9031	1.0744	-2.527E-05	3.6796E-07	2.9886E-05	0.9571	0.9783
Función 2	Rotación plástica	2.2040E-03	1.426E-03	1.1757	-7.299E-04	2.3927E-06	9.8056E-04	0.9937	0.9968
Función 1	IDL	1.9777E-04	0.9530	1.2157	1.100E-03	-1.5881E-06	1.5000E-03	0.8898	0.9433
Función 1	IDg	1.1157E-04	1.0059	1.1292	5.927E-04	-8.1434E-07	1.0000E-03	0.8917	0.9443

5.7. Funciones de demanda estructural para el caso de estudio C20P20-2

En esta sección se presentan los resultados obtenidos para la demanda estructural del modelo C20P20-2 ante los escenarios de socavación considerados (1-7 m). El modelo corresponde a un puente diseñado para que sus columnas resistan demandas sísmicas correspondientes al espectro de diseño de la ciudad de Lázaro Cárdenas, de acuerdo con el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2008). En las Figura 97-100 se presentan los



resultados obtenidos para la demanda estructural ante todos los escenarios de socavación considerados, cada una de las gráficas corresponde a un parámetro de demanda ingenieril. La letra “H” representa la profundidad de socavación. En la Tabla 46 se reportan los valores de las constantes de las funciones obtenidas del análisis de regresión.

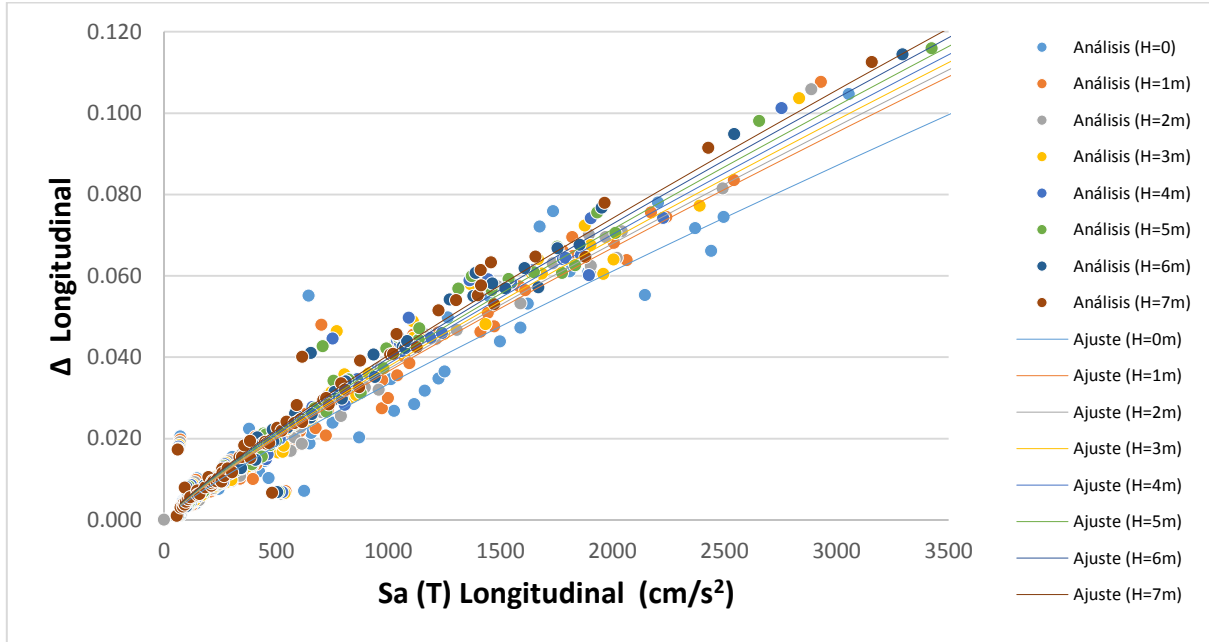


Figura 97. Funciones de demanda estructural para distorsión angular, Modelo C20P20-2 con escenarios de socavación de 1-7m

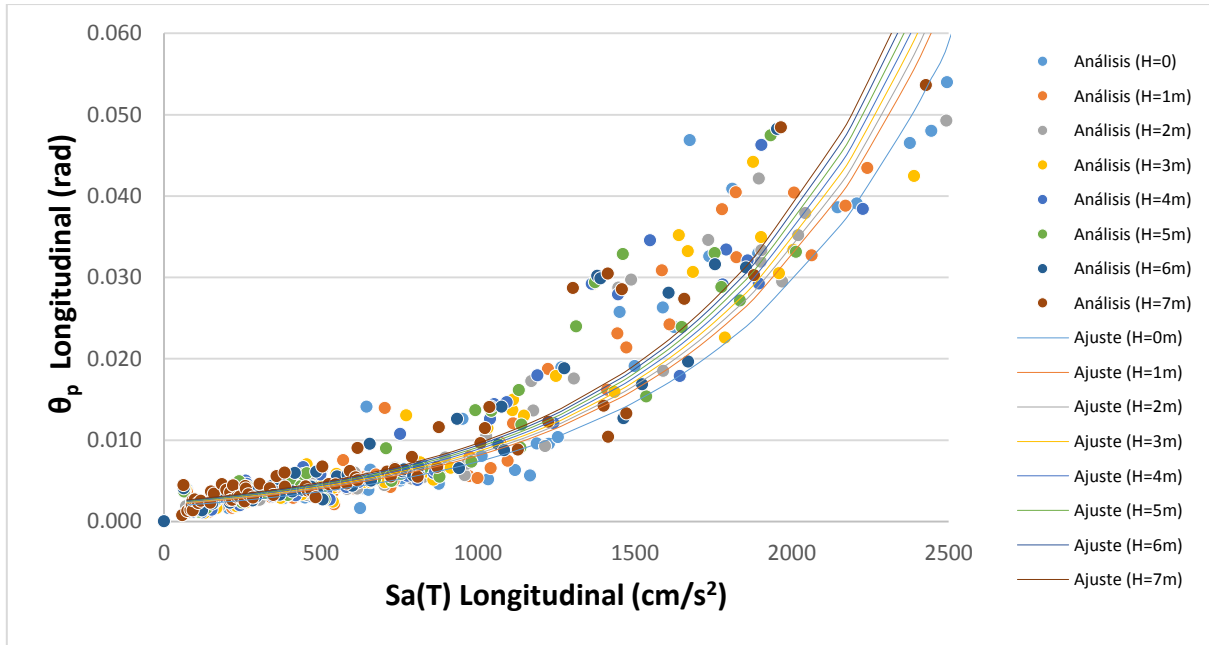


Figura 98. Funciones de demanda estructural para rotación plástica, Modelo C20P20-2 con escenarios de socavación de 1-7m

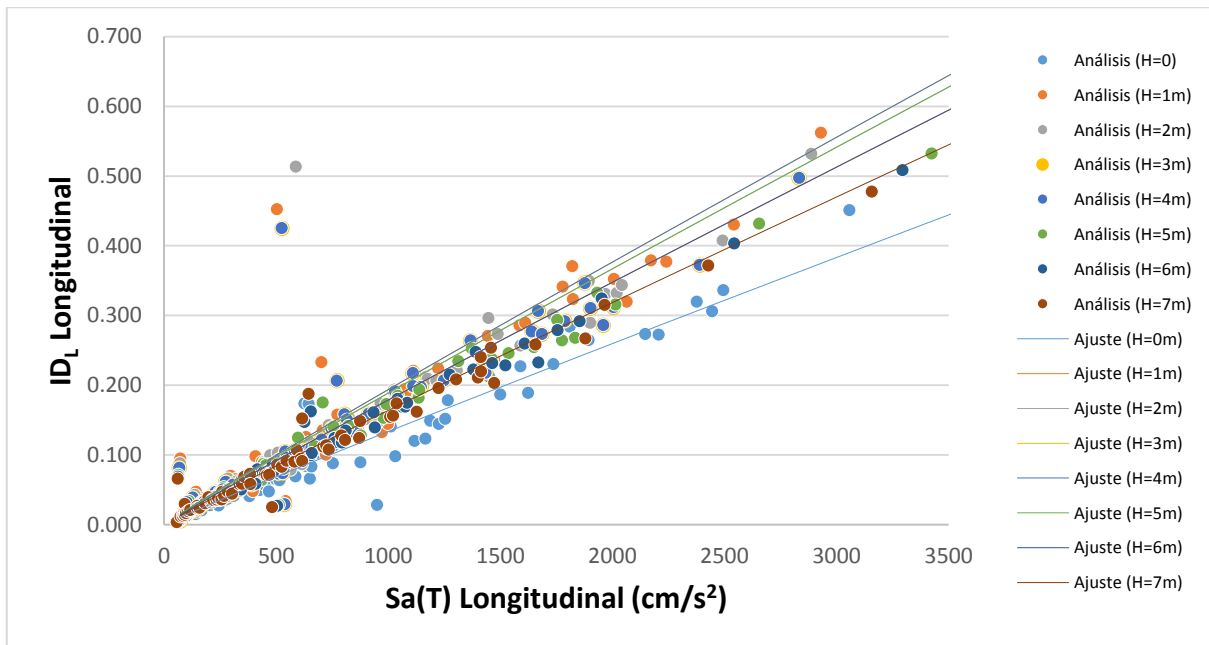


Figura 99. Funciones de demanda estructural para índice de daño local, Modelo C20P20-2 con escenarios de socavación de 1-7m

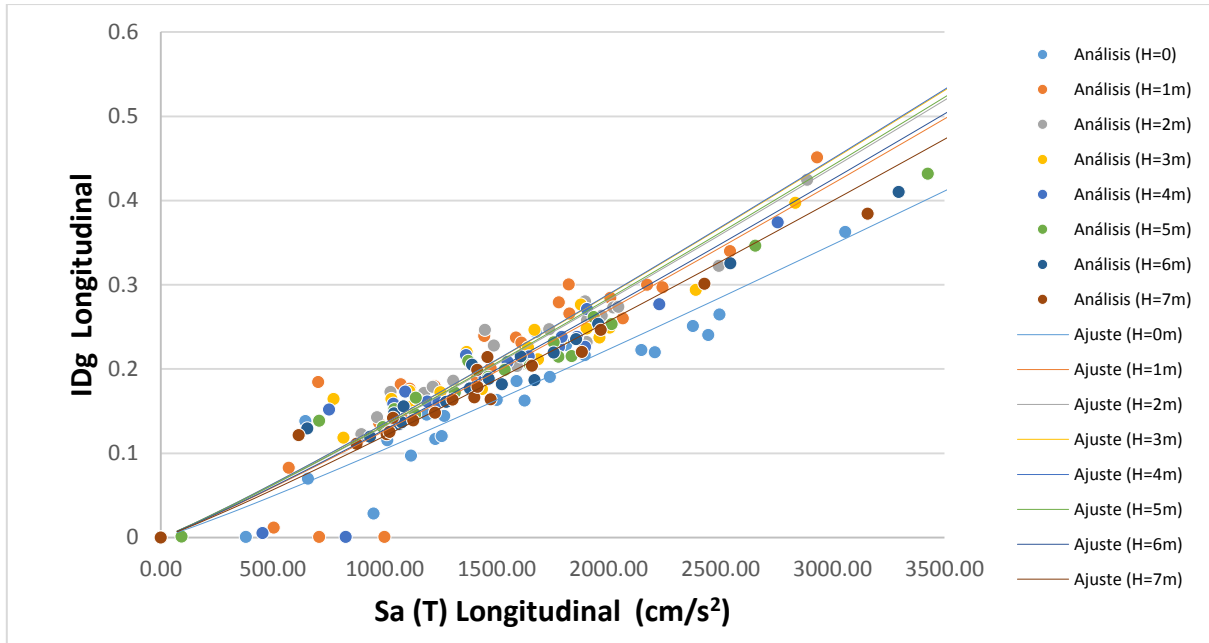


Figura 100. Funciones de demanda estructural para índice de daño global, Modelo C20P20-2 con escenarios de socavación de 1-7m

Tabla 46. Parámetros de ajuste de funciones de demanda estructural del modelo C20P20-2

Función 1: $PDI = \beta_0 IM^{\beta_1} [a + bH + cH^2]$

Función 2: $PDI = \beta_0 e^{IM\beta_1} [a + bH + cH^2]$

Tipo de función	Parámetro de demanda ingenieril	Constantes de la función					Parámetros del ajuste		
		β_0	β_1	a	b	c	$S_{y/x}$	R^2	r
Función 1	Distorsión angular	8.0426E-05	0.8727	1.0781	1.512E-04	5.9205E-08	2.4313E-05	0.9611	0.9804
Función 2	Rotación plástica	1.8396E-03	1.38E-03	1.0677	3.542E-04	-1.4949E-08	6.7562E-04	0.9945	0.9972
Función 1	IDL	1.7751E-04	0.9589	1.2273	1.300E-03	-1.8591E-06	1.6000E-03	0.8863	0.9414
	IDg	5.6143E-05	1.0905	1.1293	9.175E-04	-1.2695E-06	9.4350E-04	0.8887	0.9427



5.6. Análisis de resultados

Del análisis de los resultados obtenidos podemos comentar en forma general algunas de las tendencias que presentan los resultados obtenidos de los análisis no lineales en la historia del tiempo y de los análisis de regresión realizados sobre la demanda sísmica (S_a) y los parámetros de demanda ingenieril (PDI) considerados en esta investigación.

Las Tabla 47-52 reportan los valores máximos obtenidos de las PDI consideradas (distorsión angular, rotación plástica, índice de daño local y índice de daño global), los resultados corresponden a los 48 casos de estudio considerados en este trabajo. Es importante mencionar que prácticamente todos los valores máximos obtenidos de las PDI se presentan para los puentes sujetos a la acción del acelerograma registrado como VNTA8509.191 con magnitud de M_s y M_c igual a 8.1, M_b igual a 6.8, distancia epicentral de 332.06 km, profundidad focal de 15 km y aceleración máxima del terreno de 20.08 cm/s^2

Una tendencia general que se observa en los resultados es que las demandas sísmicas disminuyen con forme crece la profundidad de socavación, esto es debido a que el periodo de vibrar de los puentes aumenta y por lo tanto la demanda de pseudoaceleración es menor que la utilizada considerando el puente sin problemas de socavación.

Otra tendencia general que presentan los resultados en lo que refiere a las funciones de demanda estructural para los parámetro de distorsión angular, índices de daño local y global, es que los datos se ajustan mejor a una función potencial con respecto de la demanda sísmica y una tendencia lineal con respecto del efecto de la profundidad de socavación, mientras que para la rotación se presenta una tendencia casi exponencial, inclusive para los casos de estudio correspondientes a los modelos C20P20-1 y C20P20-2 el mejor ajuste corresponde a una regresión exponencial, en estos casos los resultados presentan una menor dispersión en comparación del resto de los casos de estudio.

Los resultados muestran que la mayoría de los valores máximos estimados con los análisis no lineales en la historia del tiempo llevan a los puentes a un estado de daño severo o de colapso.



En la Tabla 47, valores máximos para el caso C20P05-1, se observa que la distorsión angular presenta incrementos y disminuciones en sus demandas como función de la profundidad de socavación, es decir, no se observa una tendencia clara de su comportamiento; aunque si comparamos la demanda de distorsión angular máxima para el caso del modelo sin problemas de socavación contra el caso que representa la máxima profundidad de socavación esperada (7 m), se encuentra que la demanda de distorsión es mayor cuando se tienen problemas de socavación. Con respecto a la rotación plástica, se observa que los valores de la demanda siempre tienen a crecer conforme crece la profundidad de socavación, este comportamiento presenta una tendencia de crecimiento aproximada al 20%. Con respecto al índice de daño local se observan que los valores máximos presentan fluctuaciones, incrementan y disminuyen, dependiendo de la profundidad de socavación, sin mostrar una tendencia clara del comportamiento; lo mismo ocurre para el índice de daño global. En general se puede decir que los resultados estimados con las funciones de demanda estructural obtenidas de los análisis de regresión para la distorsión angular, la rotación y el índice de daño local, siempre conducen a valores mayores cuando la profundidad de socavación considerada es la máxima esperada, mientras que la demanda del índice de daño global presenta fluctuaciones, incrementa y disminuye (Figura 80).

Tabla 47. Valores máximos de PDI del modelo C20P05-1 con problemas de socavación

Modelo	Parámetros de demanda ingenieril							
	Sa (cm/s ²)	Δ	Sa (cm/s ²)	θ_p (rad)	Sa (cm/s ²)	ID _L	Sa (cm/s ²)	ID _G
C20P05-1 (0m)	5427.44	0.1528	5427.44	0.1471	5427.44	1.3312	5427.44	1.2146
C20P05-1 (1m)	2682.60	0.1723	4593.27	0.1660	4593.27	1.7263	4593.27	1.5629
C20P05-1 (2m)	4234.93	0.1893	4234.93	0.1849	4234.93	1.7675	3176.47	1.5250
C20P05-1 (3m)	4186.97	0.2085	4186.97	0.2035	4186.97	1.7004	4186.97	1.5005
C20P05-1 (4m)	4123.44	0.2207	4123.44	0.2173	4123.44	1.8096	4123.44	1.5511
C20P05-1 (5m)	4457.92	0.2238	4457.92	0.1958	4457.92	1.7192	4457.92	1.5131
C20P05-1 (6m)	3750.25	0.2225	3750.25	0.1931	3750.25	1.5708	3750.25	1.3816
C20P05-1 (7m)	3619.40	0.2206	3619.40	0.1879	3619.40	1.4539	3619.40	1.2767

En los resultados que se presentan en la Tabla 48 se observa que los valores máximos de distorsión angular presentan fluctuaciones, incrementa y disminuyen, con respecto de la profundidad de socavación considerada; en el caso de la rotación plástica, las demandas



aumentan para la mayoría de los caso, pero para profundidades de socavación mayores que 5 m, éstas demandas parecen no alterarse, es decir, presentan una reducción mínima en su valor. El índice de daño local también presenta incrementos y disminuciones como función de la profundidad de socavación, el mismo comportamiento se presenta para el índice de daño global, es decir no se observa una tendencia clara que relacione el comportamiento con la profundidad de socavación. Si observamos las tendencias que presentan las demandas estimadas utilizando las funciones de demanda estructural, se observan incrementos para todos los casos cuando se usa como parámetro a la distorsión angular, mientras que la rotación plástica solamente presenta incrementos en algunos casos y disminución de las demandas para profundidades de socavación de 6 y 7 m. Los índices de daño local y global presentan incrementos en la demanda estructural para profundidades de socavación de 4, 5, 6 y 7 m, mientras que para el resto de los casos no hay una tendencia clara, es decir aumentan y disminuyen.

Tabla 48. Valores máximos de PDI del modelo C20P05-2 con problemas de socavación

Modelo	Parámetros de demada ingenieril maximos							
	Sa (cm/s ²)	Δ	Sa (cm/s ²)	θ_p (rad)	Sa (cm/s ²)	IDL	Sa (cm/s ²)	IDg
C20P05-2 (0m)	5950.94	0.1204	3183.54	0.1168	5195.93	1.5770	5195.93	1.3879
C20P05-2 (1m)	2821.13	0.1680	2821.13	0.1627	2821.13	1.4811	5819.00	1.1986
C20P05-2 (2m)	4606.42	0.2263	4606.42	0.2234	4606.42	1.9382	4606.42	1.6550
C20P05-2 (3m)	4529.14	0.1668	4529.14	0.1611	4529.14	1.2156	4529.14	1.0739
C20P05-2 (4m)	4250.49	0.1831	4250.49	0.1757	4250.49	1.2078	4250.49	1.0514
C20P05-2 (5m)	4181.30	0.2296	4181.30	0.2276	4181.30	1.4853	4181.30	1.2446
C20P05-2 (6m)	4130.65	0.1805	4130.65	0.1534	4130.65	1.1306	4130.65	0.4991
C20P05-2 (7m)	4419.84	0.1870	4419.84	0.1583	4419.84	3.6275	4419.84	1.5955

En la Tabla 49 se puede observar que la distorsión angular presenta valores muy similares, al igual que en los resultados referentes a la rotación plástica donde los valores disminuyen conforme crece la profundidad de socavación. Lo mismo se observa para los índices de daño local y global, donde las demandas disminuyen como función del incremento de la profundidad de socavación. Sin embargo, se puede ver claramente que en el caso de las funciones de demanda estructural de la distorsión angular hay un marcado incremento para profundidades de socavación de 1, 2, 3 m, mientras que para el resto de los casos estudiados se presente un mínimo incremento (Figura 85). El mismo comportamiento se observa para la rotación plástica,



donde el incremento es más notorio para una profundidad de socavación de 1m, y en el resto de los casos (2 a 7 m) el incremento que se tiende es muy pequeño, tendiendo a un valor constante (Figura 86). En los índices de daño local y global las funciones de demanda estructural para modelos con profundidades de socavación 3 a 7 m decrecen, sin embargo los modelos con socavación de 1 y 2 metros presentan incrementos en la demanda (Figura 87 y 88).

Tabla 49. Valores máximos de PDI del modelo C20P10-1 con problemas de socavación

Modelo	Parámetros de demanda ingenieril							
	Sa (cm/s ²)	Δ	Sa (cm/s ²)	θ _p (rad)	Sa (cm/s ²)	ID _L	Sa (cm/s ²)	ID _G
C20P10-1 (0m)	4091.95	0.2297	4093.29	0.1711	4093.29	1.2111	4093.29	1.0636
C20P10-1 (1m)	4489.07	0.2022	4489.07	0.1732	4489.07	1.2368	4489.07	1.0909
C20P10-1 (2m)	3684.52	0.2060	3684.52	0.1738	3684.52	1.1590	3684.52	1.0229
C20P10-1 (3m)	3635.34	0.2048	3635.34	0.1722	3635.34	1.0639	3635.34	0.9425
C20P10-1 (4m)	3681.08	0.1994	3681.08	0.1667	3681.08	0.9949	3681.08	0.8850
C20P10-1 (5m)	3634.36	0.1915	3634.36	0.1567	3634.36	0.8978	3634.36	0.8003
C20P10-1 (6m)	3533.27	0.1800	3533.27	0.1480	3533.27	0.7996	3533.27	0.7135
C20P10-1 (7m)	3405.22	0.1705	3405.22	0.1367	3405.22	0.7157	3405.22	0.6408

En la Tabla 50 se resumen las demandas máximas del modelo C20P10-2, los valores de distorsión angular tienden ligeramente a incrementar con la profundidad de socavación al igual que la rotación plástica. En el caso del índice de daño local los valores son mayores para profundidades de socavación de 1 a 4 m, mientras que para profundidades de socavación de 4 a 5 m las demandas tienden a disminuir, se observa el mismo comportamiento para los resultados correspondientes al índice de daño global. En los resultados estimados con las funciones de demanda estructural se observa que para la distorsión angular, rotación plástica e índice de daño local una clara tendencia a incrementar las demandas como función del incremento en la profundidad de socavación. Sin embargo las demandas del índice daño global tienden a incrementar para profundidades de socavación de 1 a 4 m y a disminuir para profundidades de socavación de 4 a 7 m.



Tabla 50. Valores máximos de PDI del modelo C20P10-2 con problemas de socavación

Modelo	Parámetros de demanda ingenieril							
	Sa (cm/s ²)	Δ	Sa (cm/s ²)	θ_p (rad)	Sa (cm/s ²)	ID _L	Sa (cm/s ²)	ID _G
C20P10-2 (0m)	4545.55	0.1651	2771.62	0.0825	2771.62	0.7204	2771.62	0.6409
C20P10-2 (1m)	3099.58	0.1190	3099.58	0.0957	3099.58	0.8717	3099.58	0.7797
C20P10-2 (2m)	3374.58	0.1260	3374.58	0.1006	4226.25	0.8792	4226.25	0.7898
C20P10-2 (3m)	4161.25	0.1345	4161.25	0.1049	4161.25	0.9087	4161.25	0.8129
C20P10-2 (4m)	4118.11	0.1460	4118.11	0.1171	4118.11	0.9955	4118.11	0.8885
C20P10-2 (5m)	4435.67	0.1516	4435.67	0.1198	4435.67	0.9583	4435.67	0.8628
C20P10-2 (6m)	4358.93	0.1550	3307.89	0.0924	4358.93	0.9049	4358.93	0.8202
C20P10-2 (7m)	3672.42	0.1553	3672.42	0.1206	3672.42	0.8979	3672.42	0.8168

En el caso del modelo C20P20-1 (Tabla 51) las demandas de distorsión angular, rotación plástica, índice de daño local e índice de daño global, presentan una disminución como función de la profundidad de socavación, más sin embargo, los resultados estimados con las funciones de demanda estructural presentan un ligero incremento como función de la profundidad de socavación, la misma tendencia se observa para los casos de distorsión angular y rotación plástica (Figura 93 y 94). La tendencia de las funciones de demanda estructural para el índice de daño local es incrementar para profundidades de socavación de 1 a 4 m, mientras que la tendencia es disminuir la demanda cuando la profundidad de socavación se encuentra en el intervalo de 4 a 7 m (Figura 95). Las demandas estimadas con las funciones propuestas para el índice de daño global crecen para profundidades de socavación de 1-3 m, mientras que para profundidades de socavación de 3 a 7 m disminuyen (Figura 96).

Tabla 51. Valores máximos de PDI del modelo C20P20-1 con problemas de socavación

Modelo	Parámetros de demanda ingenieril							
	Sa (cm/s ²)	Δ	Sa (cm/s ²)	θ_p (rad)	Sa (cm/s ²)	ID _L	Sa (cm/s ²)	ID _G
C20P20-1 (0m)	3659.57	0.1438	3659.57	0.1029	3659.57	0.5416	3659.57	0.4431
C20P20-1 (1m)	3585.69	0.1322	3585.69	0.0977	3585.69	0.6816	3585.69	0.5543
C20P20-1 (2m)	3481.12	0.1267	3481.12	0.0923	3481.12	0.6177	3481.12	0.5004
C20P20-1 (3m)	3354.71	0.1245	3354.71	0.0867	3354.71	0.5781	3354.71	0.4681
C20P20-1 (4m)	3221.98	0.1232	3221.98	0.0826	3221.98	0.5437	3221.98	0.4376
C20P20-1 (5m)	3088.23	0.1209	3088.23	0.0823	3088.23	0.5125	3088.23	0.4101
C20P20-1 (6m)	2955.74	0.1172	2955.74	0.0823	2955.74	0.4724	2955.74	0.3775
C20P20-1 (7m)	2834.65	0.1103	2834.65	0.0855	2834.65	0.4307	2834.65	0.3443



Analizando los resultados obtenidos para modelo C20P20-2 se observa que la distorsión angular, la rotación plástica, y los índices de daño local y global disminuyen como función de la profundidad de socavación; sin embargo, las demandas estimadas con las funciones propuestas, presentan un ligero incremento como función de la profundidad de socavación, el incremento es mayor para los parámetros de la distorsión angular y la rotación plástica (Figura 97 y 98). En el caso de los índices de daño local y global la respuesta estimada con las funciones propuestas aumente para escenario de socavación de 1 a 3 m y disminuye para los escenarios de socavación de 4 a 7 m (Figura 99 y 100).

Tabla 52. Valores máximos de PDI del modelo C20P20-2 con problemas de socavación

Modelo	Parámetros de demanda ingenieril							
	Sa (cm/s ²)	Δ	Sa (cm/s ²)	θ_p (rad)	Sa (cm/s ²)	IDL	Sa (cm/s ²)	IDg
C20P20-2 (0m)	3588.01	0.1359	3589.11	0.0895	3589.11	0.5488	3589.11	0.4529
C20P20-2 (1m)	3668.12	0.1261	3668.12	0.0873	3668.12	0.6858	3668.12	0.5640
C20P20-2 (2m)	3676.95	0.1245	3676.95	0.0853	3676.95	0.6492	3676.95	0.5316
C20P20-2 (3m)	3629.22	0.1214	3629.22	0.0808	3629.22	0.6064	3629.22	0.4944
C20P20-2 (4m)	3541.29	0.1184	3541.29	0.0770	3541.29	0.5702	3541.29	0.4638
C20P20-2 (5m)	3425.71	0.1159	3425.71	0.0735	3425.71	0.5321	3425.71	0.4318
C20P20-2 (6m)	3295.76	0.1144	2544.69	0.0555	3295.76	0.5083	3295.76	0.4099
C20P20-2 (7m)	3157.56	0.1125	3157.56	0.0700	3157.56	0.4776	3157.56	0.3841



CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES

En el presente trabajo se estudia el comportamiento de puentes típicos construidos en la República Mexicana, los cuales fueron diseñados para que sus columnas resistan demandas sísmicas correspondientes a espectros de diseño para las ciudades de Aguililla y Lázaro Cárdenas Michoacán, los cuales se determinan de acuerdo al Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad. Las ciudades elegidas se encuentran en la región del Pacífico de México, donde se generan terremotos provenientes de una fuente de subducción y que son los que representan el mayor riesgo para los puentes. Además, se estudian los problemas de socavación esperados en la misma zona, para lo cual se modela la cuenca del Río Balsas. El objetivo fundamental de este trabajo es estimar funciones de demanda estructural que cuantifiquen el multi-peligro ante la ocurrencia de sismo y socavación en las pilas de los puentes.

Las funciones de demanda estructural que se proponen en el presente trabajo provienen de una serie de análisis no lineales en la historia del tiempo de puentes representativos de los que se construyen comúnmente en el país, el análisis paramétrico desarrollado representa un conjunto de escenarios sísmicos y de socavación donde se estudia la respuesta de los puentes ante diferentes escenarios de daño que se podrían presentar a lo largo de su vida útil. Las funciones de demanda que se estimaron en este trabajo corresponden a cuatro parámetros conocidos como distorsión angular, rotación plástica, índice de daño local e índice de daño global, donde los parámetros de riesgo considerados son la pseudoaceleración, $S_a(T)$, y la profundidad de socavación, esto es con la finalidad de estimar la acción conjunta de la socavación local de pilas y la ocurrencia de sismo. La demanda sísmica se caracterizó con un conjunto de sismos registrados en la Costa del Pacífico Mexicano provenientes de una fuente de subducción (zona de mayor sismicidad del País), y la socavación esperada corresponde a la estimada para la cuenca del Río Balsas, de las cuencas con mayor caudal en la República Mexicana.



Las funciones de demanda estructural obtenidas en este estudio son útiles para estimar el daño a que pueden estar sujetos los puentes a lo largo de su vida útil en el caso de que se presente alguno de los escenarios considerados, lo cual es una herramienta muy útil para prevenir daños futuros en puentes con geometría similar a la estudiada en este trabajo, sujetos a terremotos provenientes de una fuente de subducción de la zona de la Costa del Pacífico de México y con un riesgo de inundación proveniente de la cuenca del Río Balsas.

De los resultados obtenidos, se concluyen las siguientes tendencias de comportamiento de los puentes ante diferentes escenarios sísmicos y de socavación:

1. Las funciones de demanda estructural para distorsión angular índice de daño local e índice de global son: $PDI = \beta_0 IM^{\beta_1} [a + bH + cH^2]$ para todos los casos de estudio.
2. Las funciones de demanda estructural para rotación plástica son: $PDI = \beta_0 IM^{\beta_1} [a + bH + cH^2]$ en los casos de estudio C20P05-1, C20P05-2, C20P10-1 y C20P10-2, y para los modelos C20P20-1 y C20P20-2 su forma cambia a: $PDI = \beta_0 e^{IM\beta_1} [a + bH + cH^2]$.
3. Las funciones de demanda estructural para diferentes escenarios de socavación presentan un incremento claro de las demandas ingenieriles definidas como distorsión angular y rotación plástica que es función de la profundidad de socavación.

Se recomienda hacer un análisis más detallado de los puentes para cuantificar de manera más exacta las demandas a que llevan los diferentes escenarios sísmicos y de socavación de estos casos de estudio, y determinar el grado de aproximación de los resultados del modelo simplificado desarrollado en este trabajo, donde no se modela específicamente la cimentación y el suelo de soporte. El modelo que se presenta es válido como una primera investigación sobre la importancia de considerar la respuesta de puentes localizados en la Costa del Pacífico de México considerando multi-peligro: socavación y sismo.



REFERENCIAS

AASHTO, (2002), “**Standard Specifications for Highway Bridges**”, American Association of State Highway and Transportation Officials, US.

AASHTO, (2007). AASHTO LRFD bridge design specifications, 4th Ed., Washington, DC.

Alejandro Aguado Sandoval., (2012), “**Estimación de la socavación en puentes para su uso en el cálculo de riesgo físico**”, Tesis de licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México, México.

Alipour, Shafei and Shinozuka. (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.

Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS). Recuperado de: <http://www.conagua.gob.mx/conagua07/contenido/documentos/portada%20bandas.htm>

Banerjee, S., and Ganesh (2012). “**Seismic risk assessment of reinforced concrete bridges in flood-prone regions**”. Department of Civil and Environmental Engineering. The Pennsylvania State University, University Park, PA, 16802, USA.

Base de Datos de registros Acelerográficos de la Red Sísmica Mexicana. Recuperado de: <http://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/RedAcelerografica.aspx>

Berenice, A. Ramírez Olvera., (2017), “**Multipeligro de Puentes: Socavación y Terremotos**”, Tesis de Maestría, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, Michoacán.

Biblioteca pública Rubén Martínez Villena. Recuperado de: https://www.ecured.cu/R%C3%ADo_Balsas

Cien años de sismicidad en México. Recuperado de: <http://usuarios.geofisica.unam.mx/vladimir/sismos/100a%F1os.html>

CSI. (2006). PERFORM3D. Nonlinear Analysis and performance Assessment for 3D Structures. Berkeley, California: Computers and Structures, Inc.

CSI. (2019). SAP200. Integrated Software for Structural Analysis y Design. Berkeley, California: Computers and Structures, Inc.

Delgado, H.D., Jiménez, M.J., Martínez, M.L, Rojas, G.J., y Hernández, M.S. (2010), “**Relación Entre la Falla de Puentes Vehiculares Producida por Eventos Hidrológicos Extraordinarios y la Falta de Mantenimiento**”, XVII Congreso Nacional de Ingeniería



Estructural, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Artículo 07-21, León, Guanajuato, México, Nov 3-6.

Delgado, H.D., Jiménez, M.J., Martínez, M.L, Rojas, G.J., y Hernández, M.S., (2010), **“efecto de la sobrecarga en puentes con problemas de socavación en las pilas de soporte”**, XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, León, Guanajuato, México.

Depresión del Balsas. Recuperado de:

https://es.wikipedia.org/wiki/Depresi%C3%B3n_del_Balsas#cite_ref-1

Edgar Osornio Alegre., (2008), **“Socavación en pilas y estribos del puente cuate II Nueva Italia –Arteaga KM 160.312”**, Tesis de maestría, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, Michoacán.

Ettema, R., (1980), **“Scour at bridge piers”**, Report No. 216, University of Auckland, School of Engineering, Auckland, New Zealand.

Federal Highway Administration (FHWA). (2012). Hydraulic Engineering Circular No. 18 (HEC-18), 5th Ed. **“Evaluating Scour at Bridges”**. USA: U.S. Department of Transportation

Froelich, D., (1989), **“Local Scour at Bridge Abutments”**, National Conference on Hydraulic Engineering, ASCE, New Orleans, USA.

Imhof, D., (2004), **“Risk Assessment of Existing Bridge Structures”**, PhD Thesis, University of Cambridge, UK.

Janett J. Garcia Quintero., (2007). **“Geometría, Sismicidad y Deformación de la placa de cocos subducida”**, Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, México

Johnson, P. A. (1995). **“Comparison of Pier-scour Equations Using Field Data”**. Journal of Hydraulic Engineering.

Johnson, P. A., and Dock, D. A. (1998). **“Probabilistic bridge scour estimates”**. Journal of Hydraulic Engineering.

Johnson, P.A. (1996). **“Uncertainty of hydraulic parameters”**. Journal of Hydraulic Engineering.

Lee and Rosowsky. (2005). **“Fragility analysis of woodframe buildings considering combined snow and earthquake loading”**. Department of civil engineering, Texas A y M University, Collage Station, USA.



Miriam G. López., (2013). **“Funciones de demanda estructural de puentes carreteros típicos en México”**, Tesis de maestría, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, Michoacán.

Mackie, K., and B. Stojadinovic (Nov/Dec 2001). **“Probabilistic Seismic Demand Model for California Highway Bridges”**. J. Bridge Engineering, ASCE.

Mackie, K., and B. Stojadinovic (2002). **“Optimal Probabilistic Seismic Demand Model for Typical Highway Overpass Bridges”**. 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, UK Sept. 9-13, 2002. Elsevier Science Ltd.

O’connor, C., and Shaw, P.A., (2002), **“Bridge Loads”**, Taylor and Francis Group, London.

Paulay and Priestley, M.J. (1992). **“Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”**. New York: Jonh Wiley and Sons, Inc.

Servicio Sismológico Nacional Instituto de Geofísica de UNAM. Recuperado de: <http://www.ssn.unam.mx/jsp/reportesEspeciales/sismoMayor.pdf>

TDOT, (2009), **“Hydraulic Design Manual”**, Texas Department of Transportation, Published by the Design Division (DES), US.

Wardhana, K., and Hadipriono, F.C. (2003). **“Analysis of Recent Bridge Failures in the United States”**, Journal of Performance of Constructed Facilities. ASCE, USA.

Wang, Z., Padgett, E.J., and Dueñas, O.L. (2014). **“Risk-consistent calibration of load factors for the design of reinforced concrete bridges under the combined effects of earthquake and scour hazards”**. Department of Civil and Environmental Engineering, Rice University, Houston, TX, USA, 86-95.



APÉNDICE A

Resultados de Análisis Estático no Lineal (PUSHOVER)

A.1 Modelo C20P05-1

A.1.1 Propiedades inelásticas de columnas

Tabla A 1. Propiedades de las columnas (interna y externa) del modelo C20P05-1 con diferentes alturas de socavación

Modelo	Ubicación de columna	Carga Axial	Longitud Columna	No. de Varilla	Longitud de articulación L_{p_x}	I_{efc}	M_y	φ_y	M_u	φ_u
		(ton)	(m)		(m)	(m ⁴)	(t-m)	(rad/m)	(t-m)	(rad/m)
C20P05-1 (0m)	Externa	-142.09	5	8	0.6276	0.024	252.37	0.004750	301.93	0.04320
C20P05-1 (0m)	Interna	-90.46	5	8	0.6276	0.023	251.44	0.004939	297.20	0.04930
C20P05-1 (1m)	Externa	-142.09	6	8	0.7076	0.023	253.01	0.004969	301.57	0.04650
C20P05-1 (1m)	Interna	-96.58	6	8	0.7076	0.023	253.22	0.004974	297.48	0.04650
C20P05-1 (2m)	Externa	-142.08	7	8	0.7876	0.023	252.74	0.004964	301.57	0.04650
C20P05-1 (2m)	Interna	-99.97	7	8	0.7876	0.023	253.02	0.004970	297.86	0.04650
C20P05-1 (3m)	Externa	-142.29	8	8	0.8676	0.023	252.55	0.004960	301.58	0.04650
C20P05-1 (3m)	Interna	-103.15	8	8	0.8676	0.023	252.80	0.004965	298.21	0.04650
C20P05-1 (4m)	Externa	-142.67	9	8	0.9476	0.023	252.57	0.004961	301.59	0.04650
C20P05-1 (4m)	Interna	-106.15	9	8	0.9476	0.023	252.73	0.004964	298.52	0.04650
C20P05-1 (5m)	Externa	-143.22	10	8	1.0276	0.023	252.99	0.004969	301.61	0.04650
C20P05-1 (5m)	Interna	-108.99	10	8	1.0276	0.023	253.03	0.004970	298.83	0.04650
C20P05-1 (6m)	Externa	-143.89	11	8	1.1076	0.023	252.51	0.004960	301.63	0.04650
C20P05-1 (6m)	Interna	-111.71	11	8	1.1076	0.023	252.73	0.004964	299.13	0.04650
C20P05-1 (7m)	Externa	-144.67	12	8	1.1876	0.023	252.88	0.004967	301.65	0.04650
C20P05-1 (7m)	Interna	-114.31	12	8	1.1876	0.023	253.06	0.004970	299.34	0.04650

Tabla A 2. Valores de la curva de capacidad de columnas del modelo C20P05-1

Modelo	Dirección Longitudinal			
	Δ_y (m)	F_y (t)	Δ_u (m)	F_u (t)
C20P05-1 (0m)	0.043	173.850	0.745	71.950
C20P05-1 (1m)	0.0766	154.7396	0.7297	171.8133
C20P05-1 (2m)	0.1105	138.9751	0.9347	150.8775
C20P05-1 (3m)	0.1386	122.5676	1.1719	132.13
C20P05-1 (4m)	0.1675	109.5818	1.4164	119.6307
C20P05-1 (5m)	0.2023	99.4206	1.7112	107.2657
C20P05-1 (6m)	0.2397	90.6835	2.0276	97.3768
C20P05-1 (7m)	0.2779	82.7244	2.3511	89.8612



A.1.2 Diagramas Momento-Curvatura

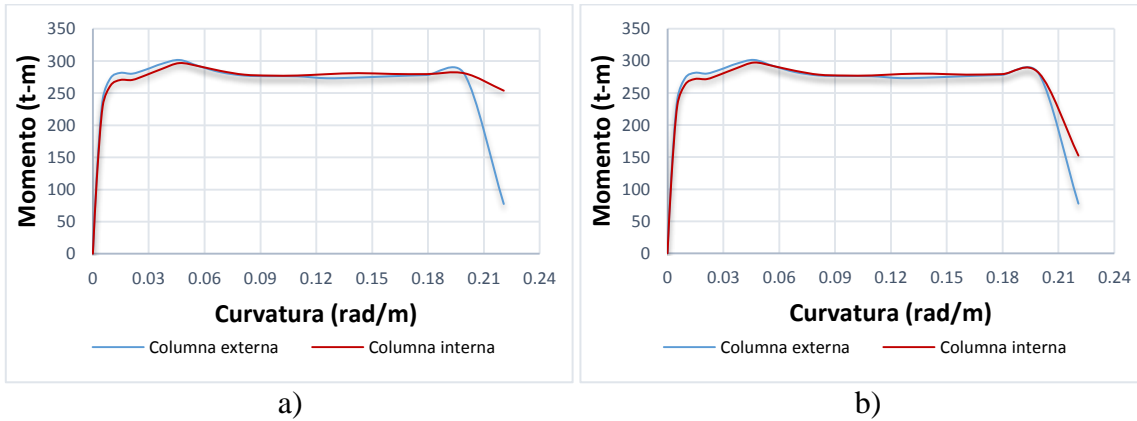


Figura A 1. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P05-1 (0m) b) C20P05-1 (1m)

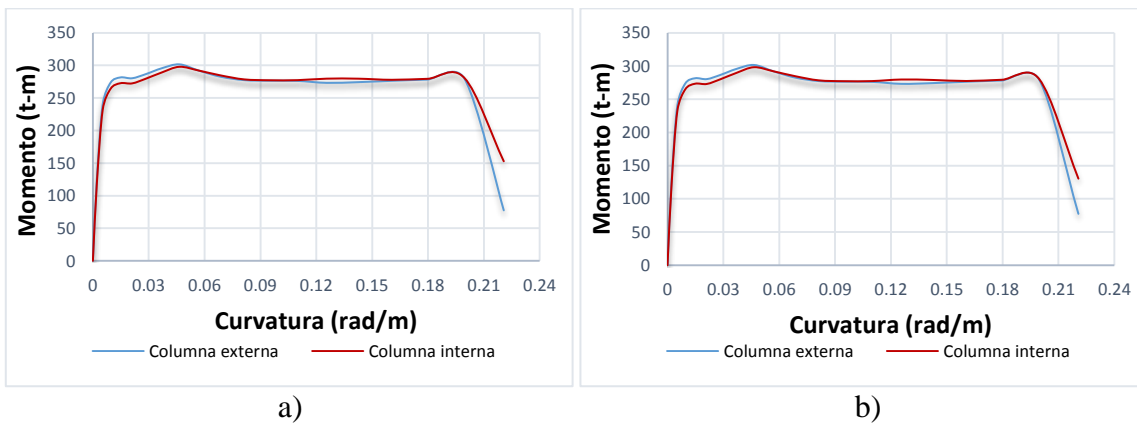


Figura A 2. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P05-1 (2m) b) C20P05-1 (3m)

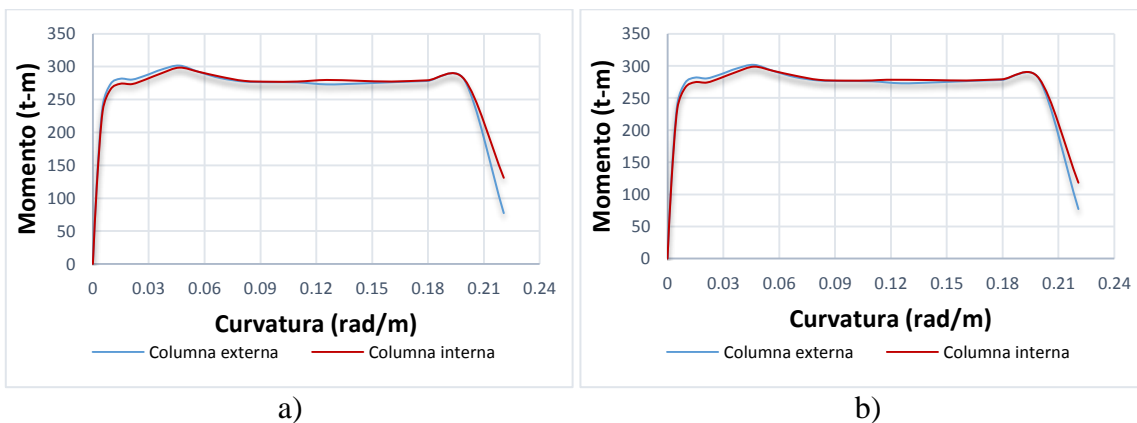


Figura A 3. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P05-1 (4m) b) C20P05-1 (5m)

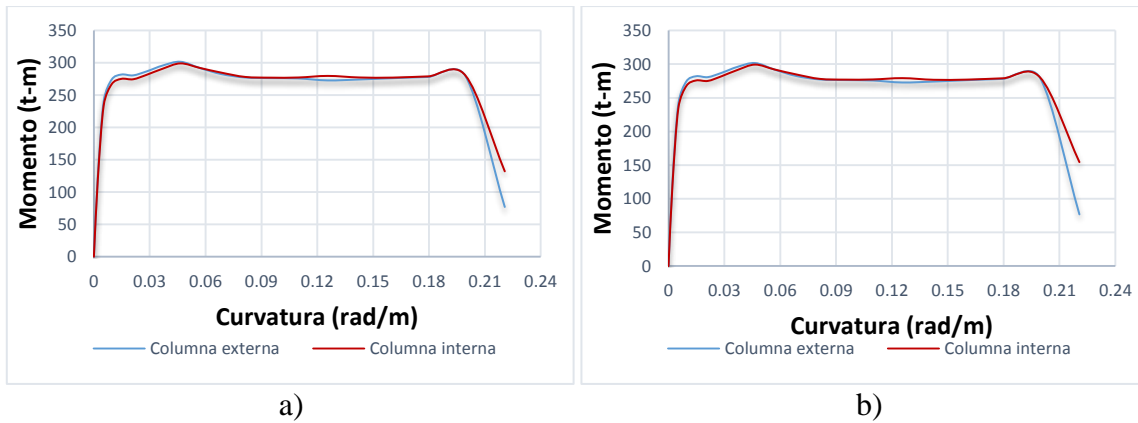


Figura A 4. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P05-1 (6m) b) C20P05-1 (7m)

A.2 Modelo C20P05-2

2.1 Propiedades inelásticas de columnas

Tabla A 3. Propiedades de las columnas (interna y externa) del modelo C20P05-2 con diferentes alturas de socavación

Modelo	Ubicación de columna	Carga Axial (ton)	Longitud de Columna (m)	No. de Varilla	Longitud de articulación L _{px} (m)	I _{efc} (m ⁴)	M _y (t-m)	φ _y (rad/m)	M _u (t-m)	φ _u (rad/m)
C20P05-2 (0m)	Externa	-147.89	5	8	0.6276	0.040	373.78	0.004221	447.30	0.0381
C20P05-2 (0m)	Interna	-96.51	5	8	0.6276	0.039	372.82	0.004319	440.51	0.0416
C20P05-2 (1m)	Externa	-148.63	6	8	0.7076	0.040	375.12	0.00424	447.34	0.0392
C20P05-2 (1m)	Interna	-100.69	6	8	0.7076	0.039	374.02	0.00433	440.36	0.0392
C20P05-2 (2m)	Externa	-149.3	7	8	0.7876	0.040	374.29	0.00423	447.41	0.0392
C20P05-2 (2m)	Interna	-104.55	7	8	0.7876	0.039	374.75	0.00434	441.08	0.0392
C20P05-2 (3m)	Externa	-150.14	8	8	0.8676	0.040	375.17	0.00424	447.50	0.0392
C20P05-2 (3m)	Interna	-108.25	8	8	0.8676	0.039	374.59	0.00434	441.76	0.0392
C20P05-2 (4m)	Externa	-151.14	9	8	0.9476	0.040	374.90	0.00423	447.60	0.0392
C20P05-2 (4m)	Interna	-111.8	9	8	0.9476	0.039	374.89	0.00434	442.39	0.0392
C20P05-2 (5m)	Externa	-152.26	10	8	1.0276	0.040	375.15	0.00424	447.71	0.0392
C20P05-2 (5m)	Interna	-115.21	10	8	1.0276	0.039	375.26	0.00435	442.97	0.0392
C20P05-2 (6m)	Externa	-153.51	11	8	1.1076	0.040	375.01	0.00424	447.84	0.0392
C20P05-2 (6m)	Interna	-118.5	11	8	1.1076	0.039	374.15	0.00433	443.49	0.0392
C20P05-2 (7m)	Externa	-154.85	12	8	1.1876	0.040	374.41	0.00423	447.96	0.0392
C20P05-2 (7m)	Interna	-121.7	12	8	1.1876	0.039	374.62	0.00434	444.06	0.0392



Tabla A 4. Valores de la curva de capacidad de columnas del modelo C20P05-2

Modelo	Dirección Longitudinal			
	Δ_y (m)	F_y (t)	Δ_u (m)	F_u (t)
C20P05-2 (0m)	0.038	260.250	0.602	233.460
C20P05-2 (1m)	0.071	237.263	0.831	218.611
C20P05-2 (2m)	0.088	197.402	1.066	187.782
C20P05-2 (3m)	0.116	179.665	1.328	166.944
C20P05-2 (4m)	0.145	162.420	1.623	147.919
C20P05-2 (5m)	0.171	144.070	1.949	132.951
C20P05-2 (6m)	0.203	130.621	2.285	124.691
C20P05-2 (7m)	0.259	124.451	2.678	134.429

A.2.2 Diagramas Momento-Curvatura

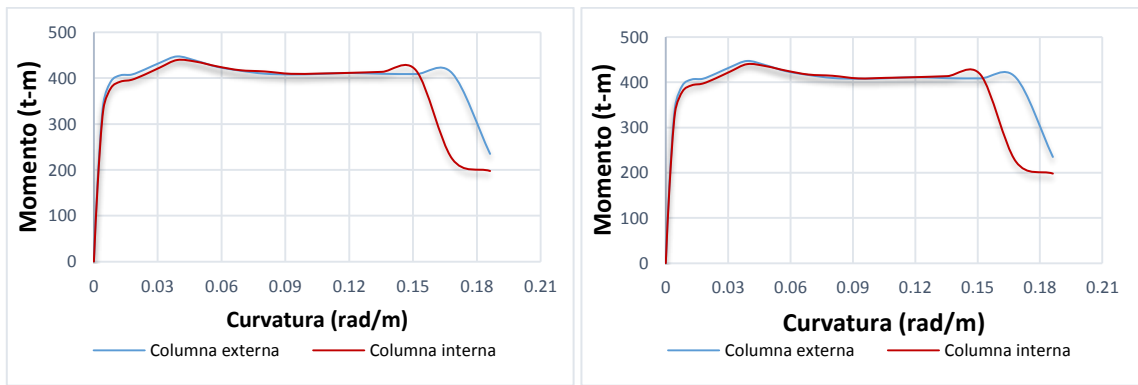


Figura A 5. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P05-2 (0m) b) C20P05-2 (1m)

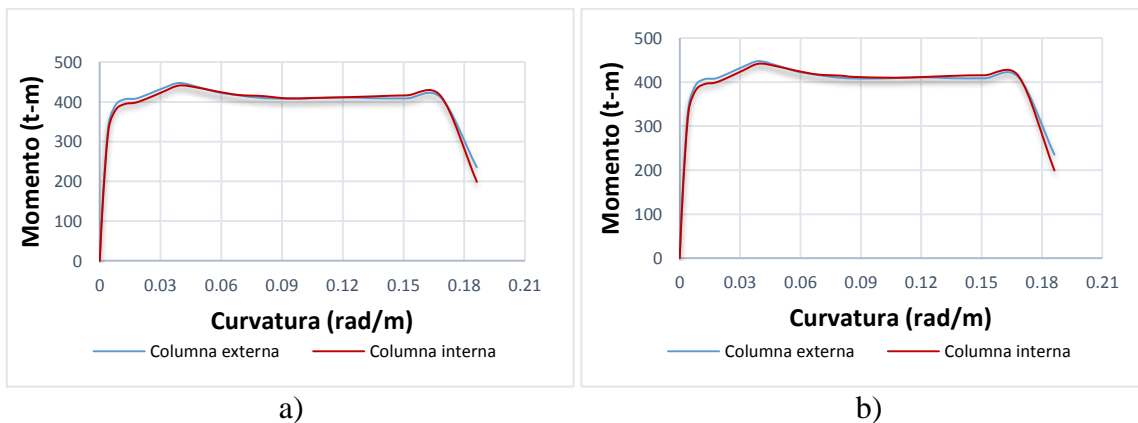
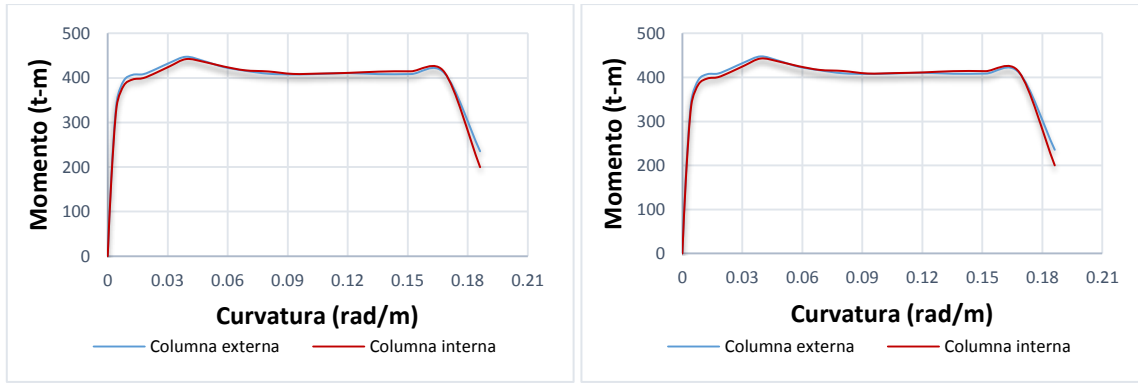
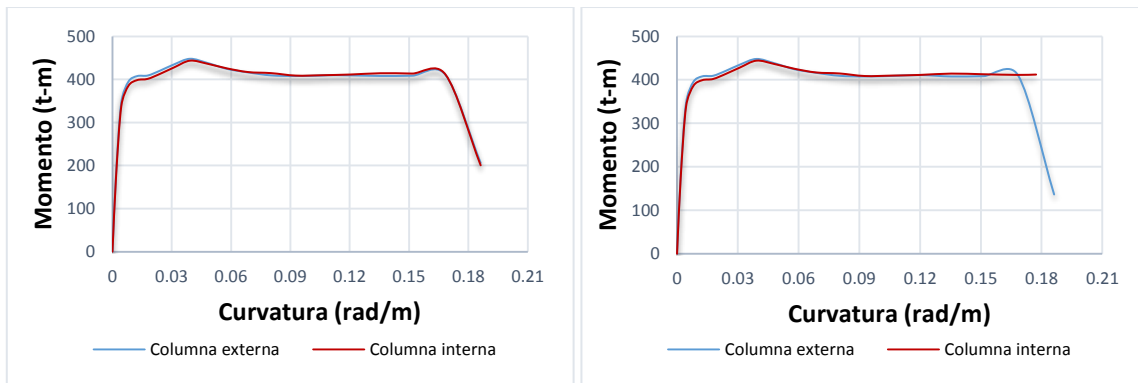


Figura A 6. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P05-2 (2m) b) C20P05-2 (3m)



a) b)
Figura A 7. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P05-2 (4m) b) C20P05-2 (5m)



a) b)
Figura A 8. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P05-2 (6m) b) C20P05-2 (7m)



A.3 Modelo C20P10-1

A.3.1 Propiedades inelásticas de columnas

Tabla A 5 Propiedades de las columnas (interna y externa) del modelo C20P10-1 con diferentes alturas de socavación

Modelo	Ubicación de columna	Carga Axial (ton)	Longitud de Columna (m)	No. de Varilla	Longitud de articulación L _{px} (m)	I _{efc} (m ⁴)	M _y (t-m)	φ _y (rad/m)	M _u (t-m)	φ _u (rad/m)
C20P10-1 (0m)	Externa	-145.96	10	8	1.0276	0.030	305.50	0.004600	363.04	0.0443
C20P10-1 (0m)	Interna	-110.74	10	8	1.0276	0.029	304.32	0.004741	359.76	0.0443
C20P10-1 (1m)	Externa	-147.04	11	8	1.1076	0.030	306.52	0.00462	363.22	0.0436
C20P10-1 (1m)	Interna	-113.81	11	8	1.1076	0.029	305.89	0.00476	359.89	0.0436
C20P10-1 (2m)	Externa	-148.00	12	8	1.1876	0.030	306.50	0.00462	363.28	0.0436
C20P10-1 (2m)	Interna	-116.60	12	8	1.1876	0.029	305.75	0.00476	360.12	0.0436
C20P10-1 (3m)	Externa	-149.05	13	8	1.2676	0.030	305.68	0.00460	363.34	0.0436
C20P10-1 (3m)	Interna	-119.30	13	8	1.2676	0.029	305.97	0.00477	360.34	0.0436
C20P10-1 (4m)	Externa	-150.18	14	8	1.3476	0.030	305.85	0.00461	363.40	0.0436
C20P10-1 (4m)	Interna	-121.92	14	8	1.3476	0.029	306.82	0.00478	360.55	0.0436
C20P10-1 (5m)	Externa	-151.38	15	8	1.4276	0.030	306.03	0.00461	363.47	0.0436
C20P10-1 (5m)	Interna	-124.47	15	8	1.4276	0.029	306.75	0.00478	360.74	0.0436
C20P10-1 (6m)	Externa	-152.64	16	8	1.5076	0.030	306.40	0.00461	363.54	0.0436
C20P10-1 (6m)	Interna	-126.96	16	8	1.5076	0.029	306.19	0.00477	358.40	0.0392
C20P10-1 (7m)	Externa	-153.95	17	8	1.5876	0.030	306.04	0.00461	363.61	0.0436
C20P10-1 (7m)	Interna	-129.40	17	8	1.5876	0.029	306.15	0.00477	361.56	0.0436

Tabla A 6. . Valores de la curva de capacidad de columnas del modelo C20P10-1

Modelo	Dirección Longitudinal			
	Δ _y (m)	F _y (t)	Δ _u (m)	F _u (t)
C20P10-1 (0m)	0.161	112.970	2.278	70.100
C20P10-1 (1m)	0.220	105.776	2.339	120.714
C20P10-1 (2m)	0.258	97.152	2.744	110.700
C20P10-1 (3m)	0.296	88.926	3.205	93.509
C20P10-1 (4m)	0.336	81.919	3.573	94.604
C20P10-1 (5m)	0.381	76.213	4.047	88.526
C20P10-1 (6m)	0.429	71.458	4.563	82.979
C20P10-1 (7m)	0.537	70.603	5.080	78.116



A.3.2 Diagramas Momento-Curvatura

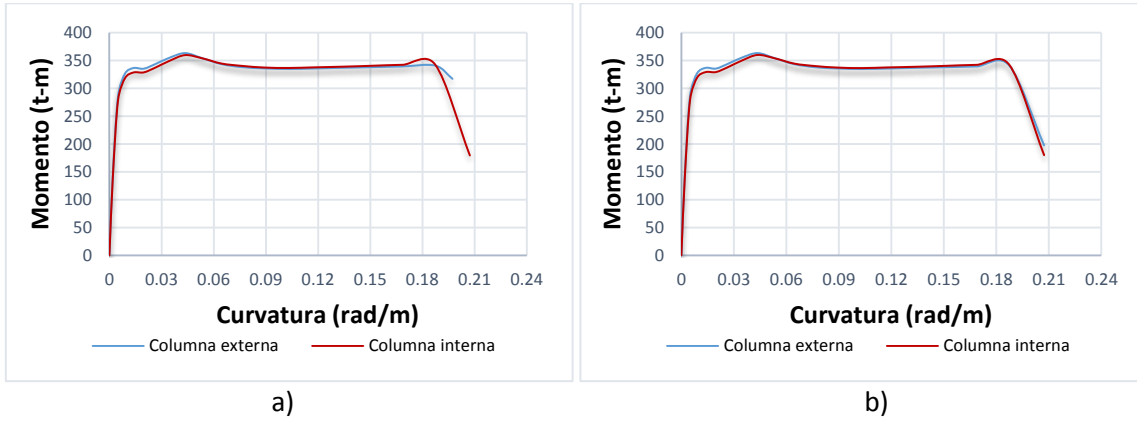


Figura A 9. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P10-1 (0m) b) C20P10-1 (1m)

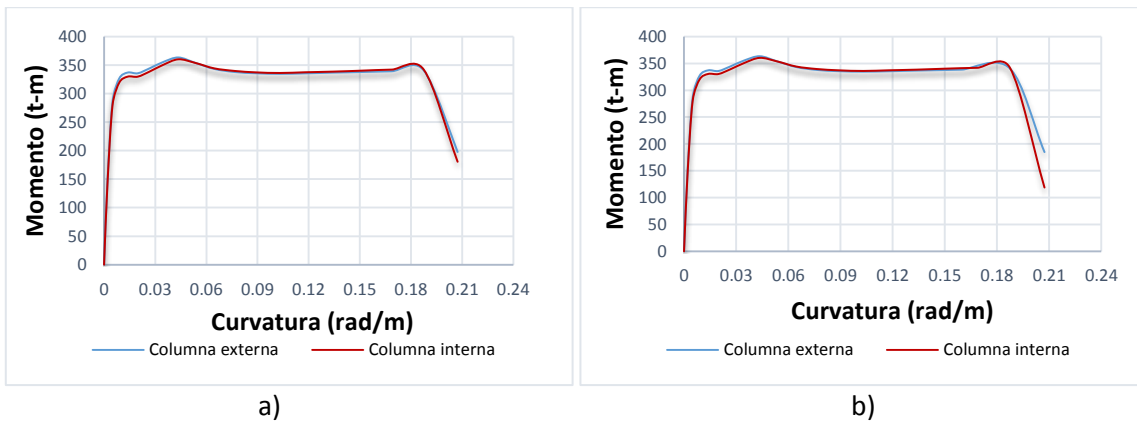


Figura A 10. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P10-1 (2m) b) C20P10-1 (3m)

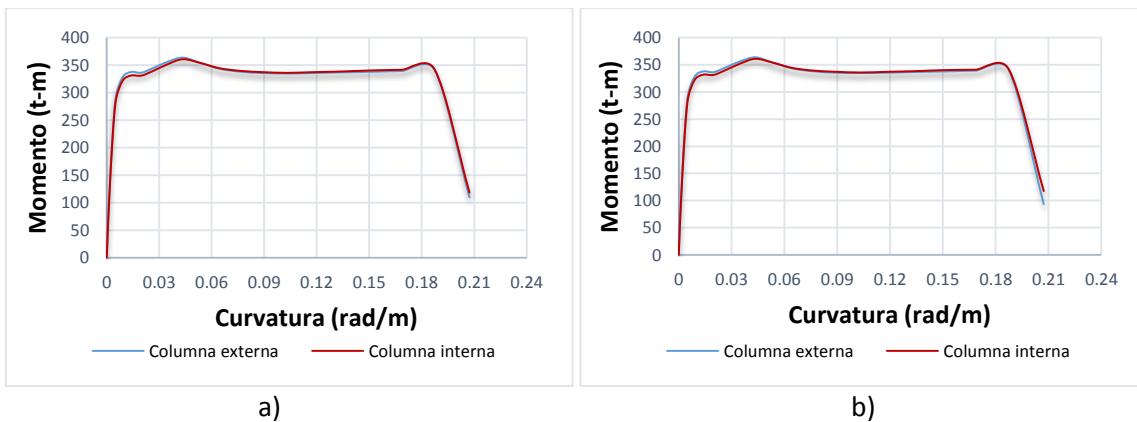


Figura A 11. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P10-1 (4m) b) C20P10-1 (5m)

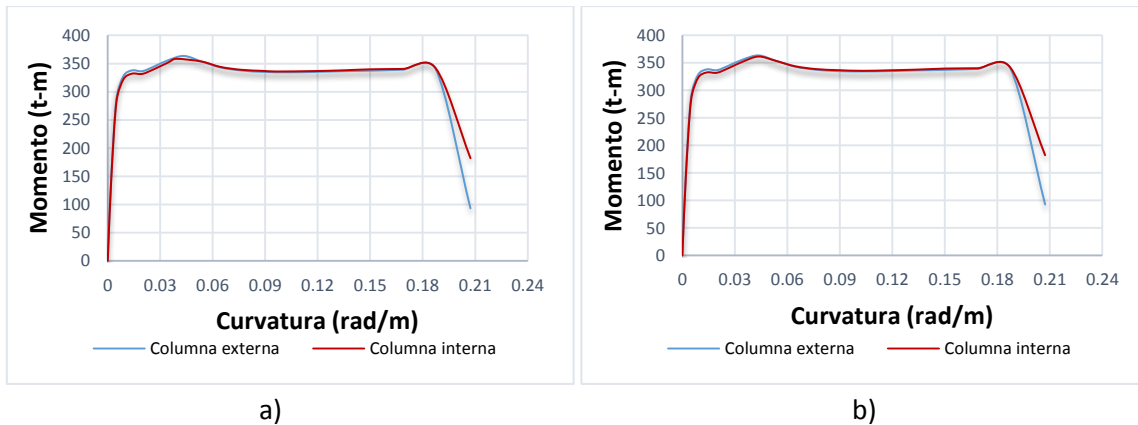


Figura A 12. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P10-1 (6m) b) C20P10-1 (7m)

A.4 Modelo C20P10-2

A.4.1 Propiedades inelásticas de columnas

Tabla A 7. Propiedades de las columnas (interna y externa) del modelo C20P10-2 con diferentes alturas de socavación

Modelo	Ubicación de columna	Carga Axial (ton)	Longitud de Columna (m)	No. de Varilla	Longitud de articulación L _{px} (m)	I _{efc} (m ⁴)	M _y (t-m)	φ _y (rad/m)	M _u (t-m)	φ _u (rad/m)
C20P10-2 (0m)	Externa	-164.72	10	10	1.0854	0.078	620.27	0.003592	734.02	0.0333
C20P10-2 (0m)	Interna	-125.53	10	10	1.0854	0.077	619.24	0.003633	727.40	0.0348
C20P10-2 (1m)	Externa	-168.06	11	10	1.1645	0.077	622.55	0.00365	734.30	0.0328
C20P10-2 (1m)	Interna	-130.50	11	10	1.1645	0.075	621.01	0.00374	726.25	0.0328
C20P10-2 (2m)	Externa	-169.41	12	10	1.2445	0.077	622.30	0.00365	734.55	0.0328
C20P10-2 (2m)	Interna	-133.91	12	10	1.2445	0.075	622.03	0.00375	727.03	0.0328
C20P10-2 (3m)	Externa	-171.76	13	10	1.3245	0.077	621.05	0.00364	734.99	0.0328
C20P10-2 (3m)	Interna	-137.90	13	10	1.3245	0.075	620.78	0.00374	727.95	0.0328
C20P10-2 (4m)	Externa	-174.17	14	10	1.4045	0.077	622.73	0.00365	735.44	0.0328
C20P10-2 (4m)	Interna	-141.82	14	10	1.4045	0.076	622.44	0.00370	728.85	0.0328
C20P10-2 (5m)	Externa	-176.65	15	10	1.4845	0.077	620.90	0.00364	735.88	0.0328
C20P10-2 (5m)	Interna	-145.68	15	10	1.4845	0.076	622.31	0.00370	729.65	0.0328
C20P10-2 (6m)	Externa	-179.18	16	10	1.5645	0.077	620.76	0.00364	736.32	0.0328
C20P10-2 (6m)	Interna	-149.49	16	10	1.5645	0.076	620.99	0.00369	730.49	0.0328
C20P10-2 (7m)	Externa	-181.76	17	10	1.6445	0.077	622.29	0.00365	736.74	0.0328
C20P10-2 (7m)	Interna	-153.24	17	10	1.6445	0.076	620.65	0.00369	731.30	0.0328



Tabla A 8. Valores de la curva de capacidad de columnas del modelo C20P10-2

Modelo	Dirección Longitudinal			
	Δ_y (m)	F_y (t)	Δ_u (m)	F_u (t)
C20P10-2 (0m)	0.126	232.360	1.743	161.830
C20P10-2 (1m)	0.169	213.924	1.843	223.195
C20P10-2 (2m)	0.197	194.898	2.144	203.612
C20P10-2 (3m)	0.228	179.790	2.480	187.478
C20P10-2 (4m)	0.260	166.425	2.586	191.005
C20P10-2 (5m)	0.296	155.842	2.948	176.036
C20P10-2 (6m)	0.340	148.593	3.380	166.136
C20P10-2 (7m)	0.379	139.409	3.619	155.448

A.4.2 Diagramas Momento-Curvatura

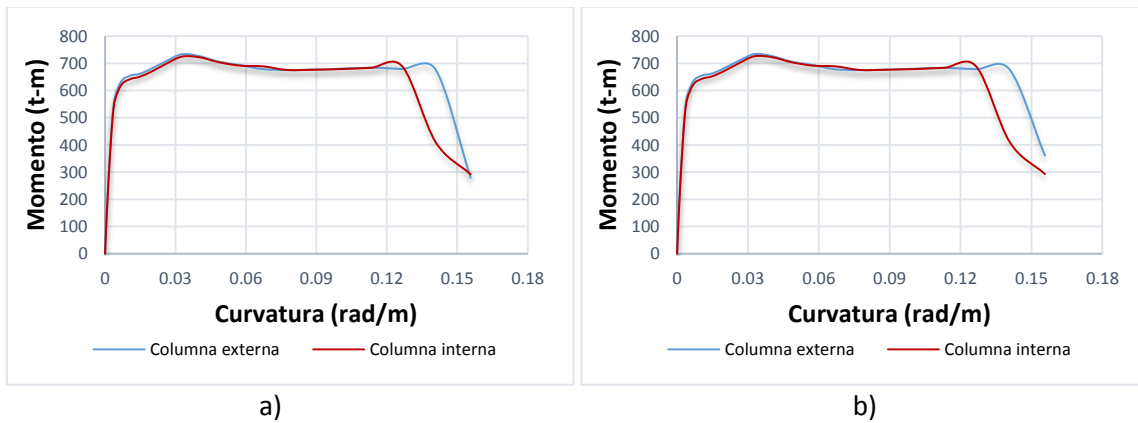


Figura A 13. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P10-2 (0m) b) C20P10-2 (1m)

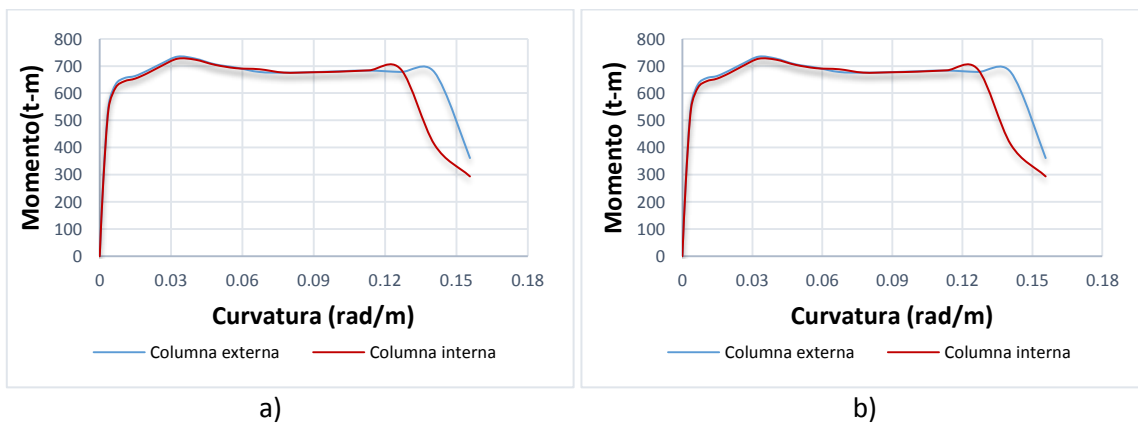


Figura A 14. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P10-2 (2m) b) C20P10-2 (3m)

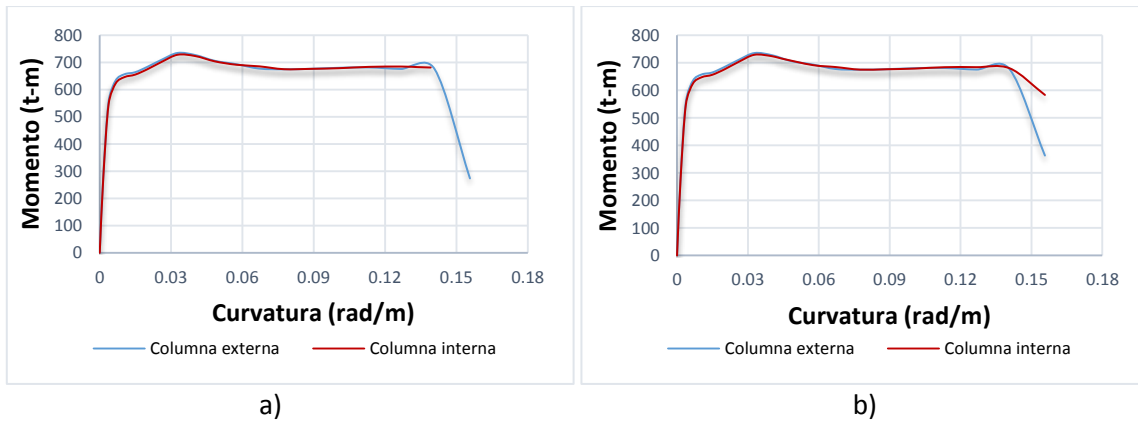


Figura A 15. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P10-2 (4m) b) C20P10-2 (5m)

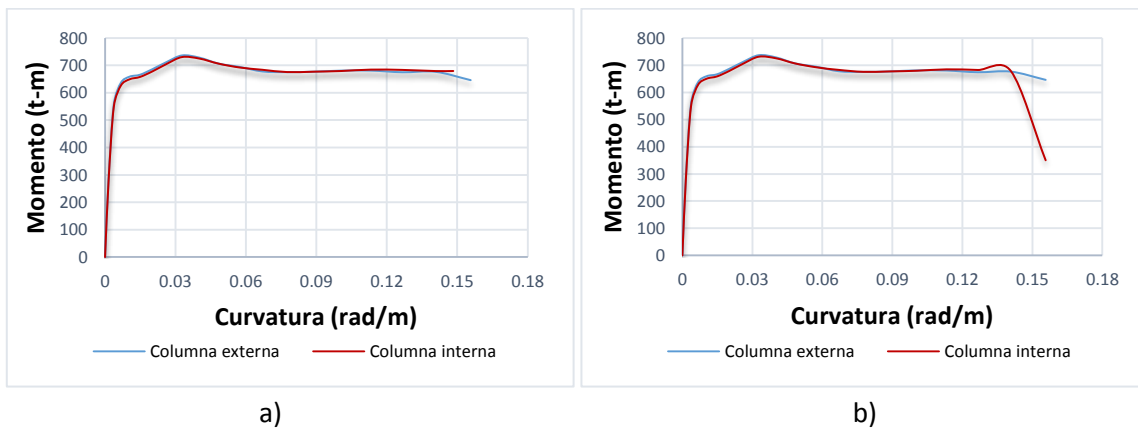


Figura A 16. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P10-2 (6m) b) C20P10-2 (7m)



A.5 Modelo C20P20-1

A.5.1 Propiedades inelásticas de columnas

Tabla A 9. Propiedades de las columnas (interna y externa) del modelo C20P20-1 con diferentes alturas de socavación

Modelo	Ubicación de columna	Carga Axial (ton)	Longitud de Columna (m)	No. de Varilla	Longitud de articulación L _{px} (m)	I _{efc} (m ⁴)	M _y (t-m)	φ _y (rad/m)	M _u (t-m)	φ _u (rad/m)
C20P20-1 (0m)	Externa	-179.79	20	8	1.8276	0.091	729.92	0.003624	855.22	0.0330
C20P20-1 (0m)	Interna	-173.84	20	8	1.8276	0.090	728.58	0.003657	854.52	0.0330
C20P20-1 (1m)	Externa	-183.07	21	8	1.9076	0.091	730.84	0.00363	855.09	0.0324
C20P20-1 (1m)	Interna	-177.29	21	8	1.9076	0.090	729.97	0.00366	854.42	0.0324
C20P20-1 (2m)	Externa	-186.16	22	8	1.9876	0.091	730.85	0.00363	855.46	0.0324
C20P20-1 (2m)	Interna	-180.54	22	8	1.9876	0.091	730.50	0.00363	854.79	0.0324
C20P20-1 (3m)	Externa	-189.25	23	8	2.0676	0.091	731.81	0.00363	855.82	0.0324
C20P20-1 (3m)	Interna	-183.78	23	8	2.0676	0.091	730.96	0.00363	855.17	0.0324
C20P20-1 (4m)	Externa	-192.34	24	8	2.1476	0.091	731.49	0.00363	849.08	0.0291
C20P20-1 (4m)	Interna	-187.02	24	8	2.1476	0.091	731.91	0.00363	855.56	0.0324
C20P20-1 (5m)	Externa	-195.44	25	8	2.2276	0.091	731.97	0.00363	857.68	0.0324
C20P20-1 (5m)	Interna	-190.26	25	8	2.2276	0.091	731.40	0.00363	855.94	0.0324
C20P20-1 (6m)	Externa	-198.55	26	8	2.3076	0.091	731.60	0.00363	858.03	0.0324
C20P20-1 (6m)	Interna	-193.50	26	8	2.3076	0.091	732.28	0.00364	849.31	0.0291
C20P20-1 (7m)	Externa	-201.65	27	8	2.3876	0.091	730.53	0.00363	858.37	0.0324
C20P20-1 (7m)	Interna	-196.73	27	8	2.3876	0.091	730.16	0.00362	857.83	0.0324

Tabla A 10. Valores de la curva de capacidad de columnas del modelo C20P20-1

Modelo	Dirección Longitudinal			
	Δ _y (m)	F _y (t)	Δ _u (m)	F _u (t)
C20P20-1 (0m)	0.499	141.700	6.175	80.750
C20P20-1 (1m)	0.619	144.510	4.897	164.908
C20P20-1 (2m)	0.636	129.746	5.473	151.402
C20P20-1 (3m)	0.693	124.326	5.967	144.861
C20P20-1 (4m)	0.755	119.668	6.499	140.407
C20P20-1 (5m)	0.859	119.118	6.930	133.440
C20P20-1 (6m)	0.893	112.052	7.517	128.951
C20P20-1 (7m)	0.989	110.693	8.065	124.296



A.5.2 Diagramas Momento-Curvatura

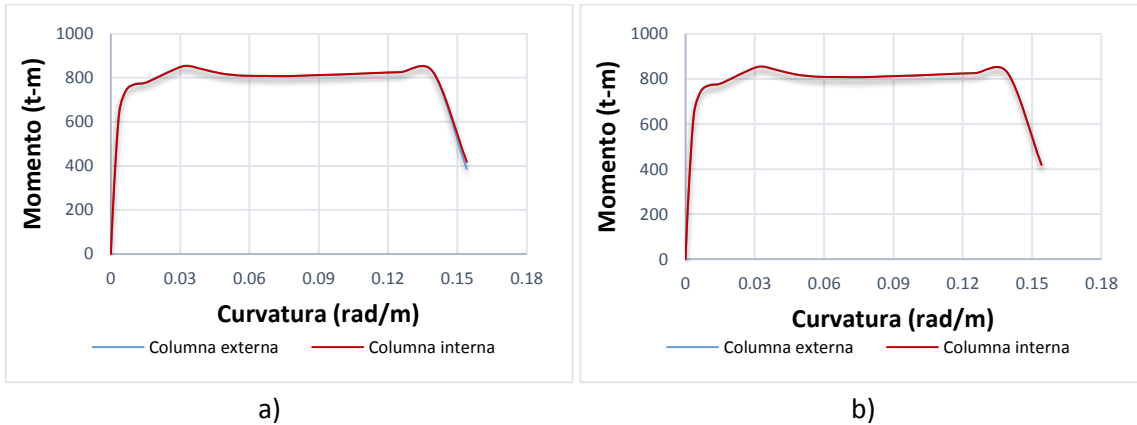


Figura A 17. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P20-1 (0m) b) C20P20-1 (1m)

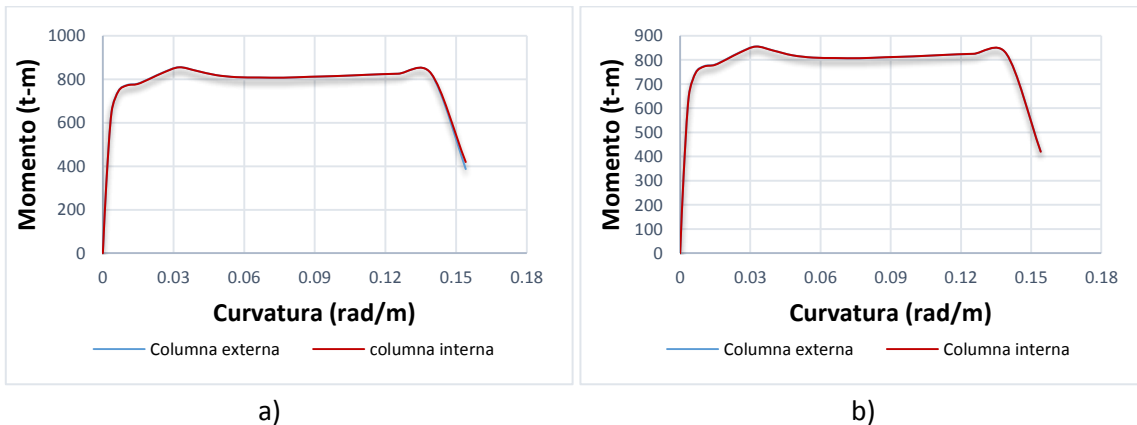


Figura A 18. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P20-1 (2m) b) C20P20-1 (3m)

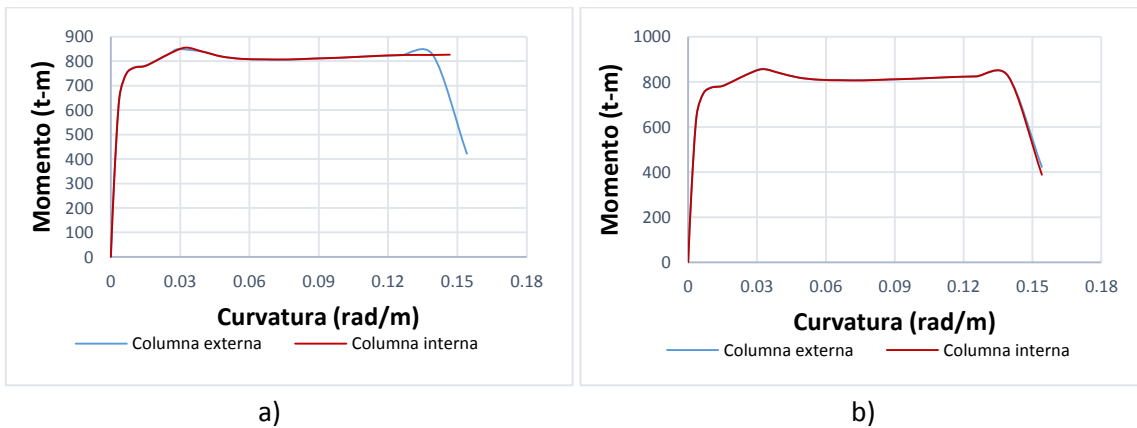


Figura A 19. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P20-1 (4m) b) C20P20-1 (5m)

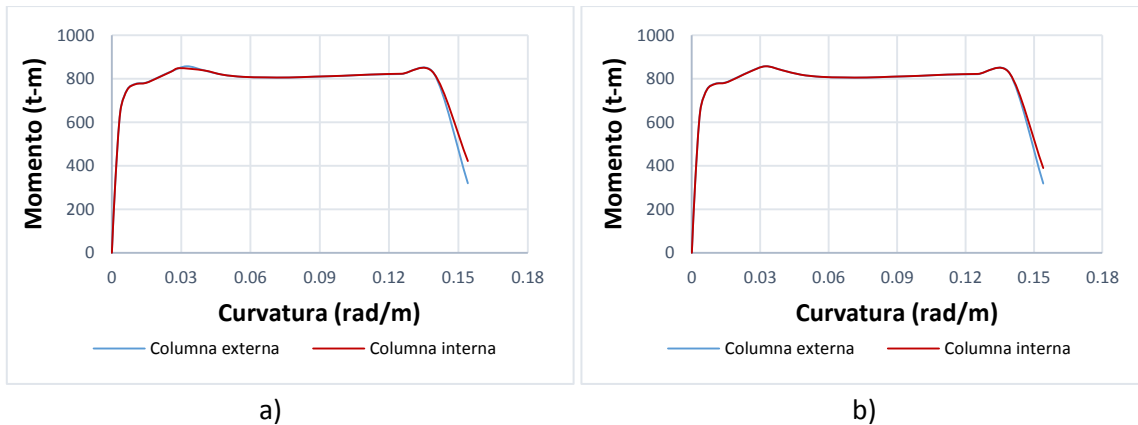


Figura A 20. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P20-1 (6m) b) C20P20-1 (7m)

A.6 Modelo C20P20-2

A.6.1 Propiedades inelásticas de columnas

Tabla A 11. Propiedades de las columnas (interna y externa) del modelo C20P20-2 con diferentes alturas de socavación

Modelo	Ubicación de columna	Carga Axial (ton)	Longitud de Columna (m)	No. de Varilla	Longitud de articulación L _{px} (m)	I _{efc} (m ⁴)	M _y (t-m)	φ _y (rad/m)	M _u (t-m)	φ _u (rad/m)
C20P20-2 (0m)	Externa	-197.47	20	10	1.8894	0.139	1018.14	0.003309	1188.49	0.0295
C20P20-2 (0m)	Interna	-191.18	20	10	1.8894	0.139	1018.14	0.003309	1187.70	0.0295
C20P20-2 (1m)	Externa	-201.47	21	10	1.9645	0.139	1018.77	0.00331	1187.57	0.0291
C20P20-2 (1m)	Interna	-195.40	21	10	1.9645	0.138	1018.77	0.00334	1186.71	0.0291
C20P20-2 (2m)	Externa	-205.33	22	10	2.0445	0.139	1020.07	0.00332	1188.05	0.0291
C20P20-2 (2m)	Interna	-199.42	22	10	2.0445	0.138	1020.07	0.00334	1187.28	0.0291
C20P20-2 (3m)	Externa	-209.20	23	10	2.1245	0.139	1021.23	0.00332	1188.58	0.0291
C20P20-2 (3m)	Interna	-203.44	23	10	2.1245	0.139	1021.23	0.00332	1187.85	0.0291
C20P20-2 (4m)	Externa	-213.07	24	10	2.2045	0.139	1018.67	0.00331	1189.11	0.0291
C20P20-2 (4m)	Interna	-207.45	24	10	2.2045	0.139	1018.67	0.00331	1188.34	0.0291
C20P20-2 (5m)	Externa	-216.94	25	10	2.2845	0.139	1020.42	0.00332	1189.62	0.0291
C20P20-2 (5m)	Interna	-211.46	25	10	2.2845	0.139	1020.42	0.00332	1188.89	0.0291
C20P20-2 (6m)	Externa	-220.82	26	10	2.3645	0.139	1021.25	0.00332	1178.80	0.0261
C20P20-2 (6m)	Interna	-215.47	26	10	2.3645	0.139	1020.28	0.00332	1189.43	0.0291
C20P20-2 (7m)	Externa	-224.70	27	10	2.4445	0.140	1019.89	0.00329	1192.80	0.0291
C20P20-2 (7m)	Interna	-219.47	27	10	2.4445	0.139	1019.79	0.00331	1178.53	0.0261



Tabla A 12. Valores de la curva de capacidad de columnas del modelo C20P20-2

Modelo	Dirección Longitudinal			
	Δ_y (m)	F_y (t)	Δ_u (m)	F_u (t)
C20P20-2 (0m)	0.456	198.720	5.543	96.710
C20P20-2 (1m)	0.535	191.775	4.604	222.007
C20P20-2 (2m)	0.582	182.421	5.011	210.943
C20P20-2 (3m)	0.635	174.883	5.465	201.949
C20P20-2 (4m)	0.705	171.531	5.873	194.254
C20P20-2 (5m)	0.774	167.125	6.384	186.934
C20P20-2 (6m)	0.818	157.623	6.864	179.972
C20P20-2 (7m)	0.865	149.313	7.417	172.419

A.6.2 Diagramas Momento-Curvatura

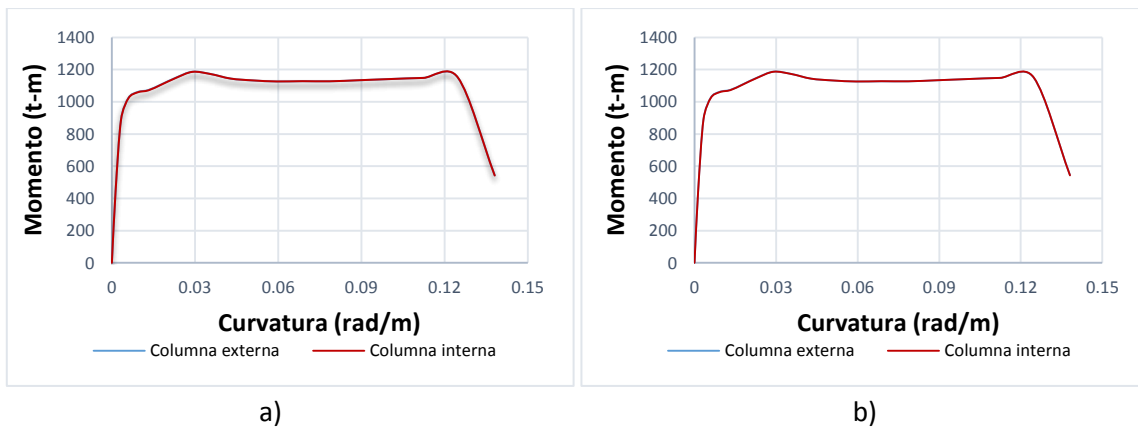


Figura A 21.. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P20-2 (0m) b) C20P20-2 (1m)

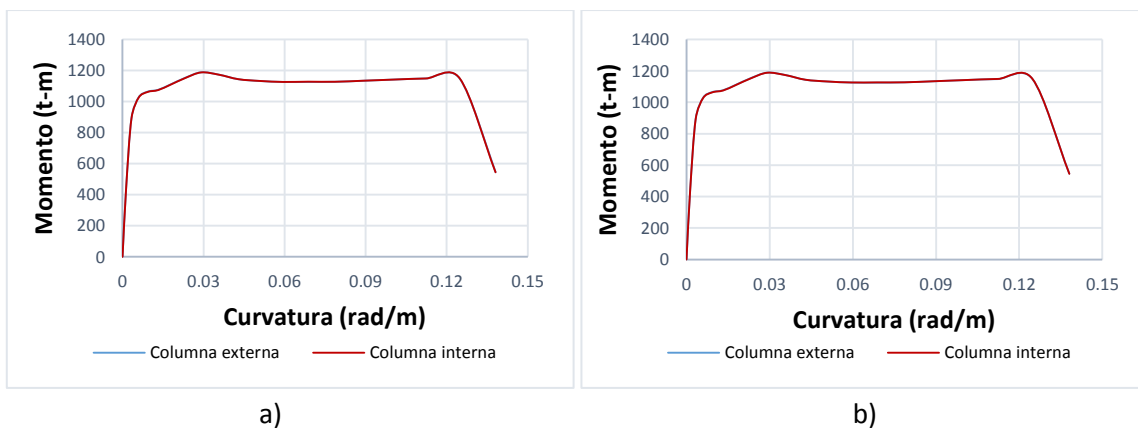


Figura A 22. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P20-2 (2m) b) C20P20-2 (3m)

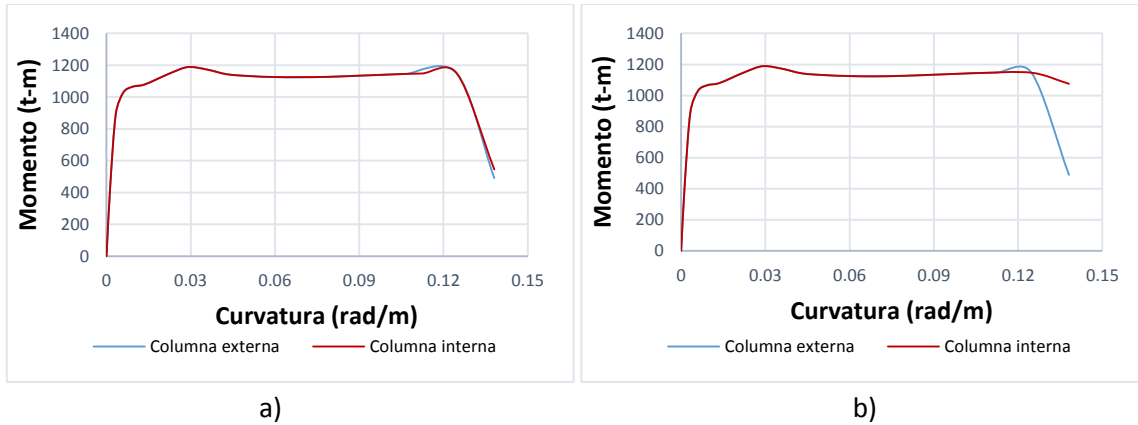


Figura A 23. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P20-2 (4m) b) C20P20-2 (5m)

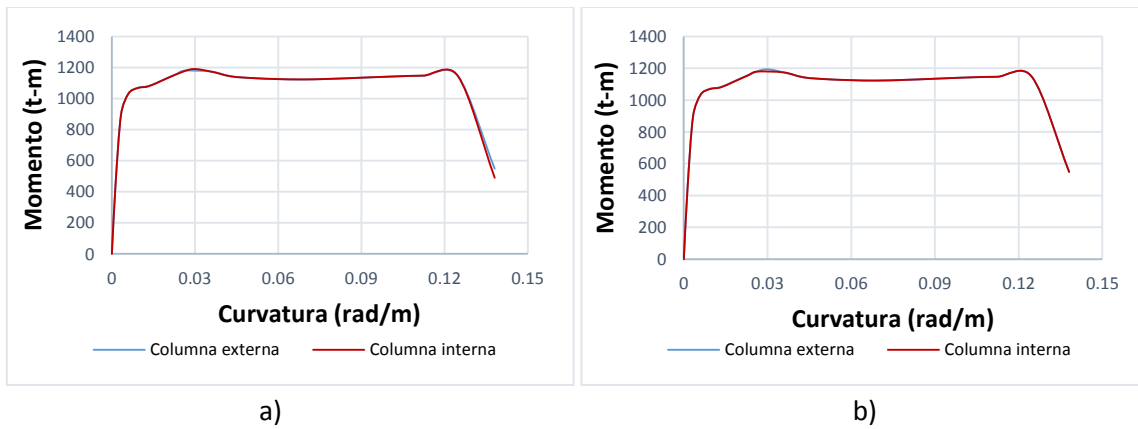


Figura A 24. Diagrama Momento-Curvatura de a) C20P20-2 (6m) b) C20P20-2 (7m)



APÉNDICE B

Resultados del Análisis no Lineal en la Historia del Tiempo

B.1 Modelo C20P05-1

B.1.1 Relaciones MI-Distorsión angular

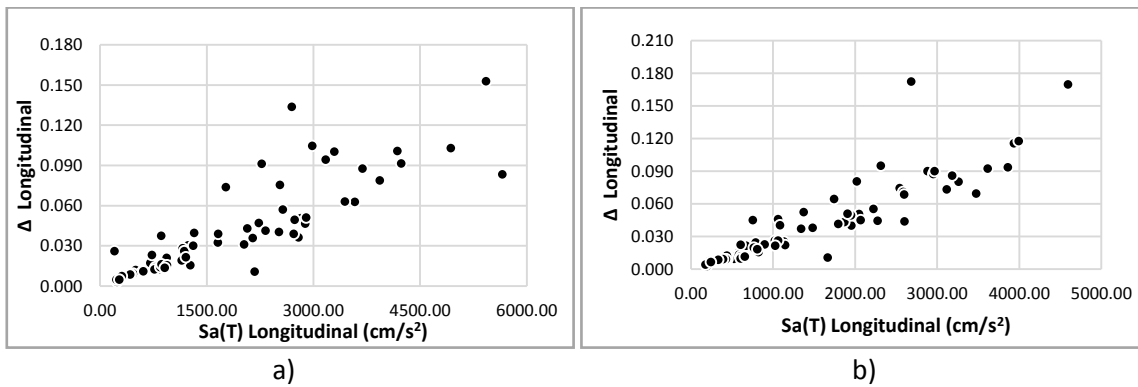


Figura B 1. $Sa(T)-\Delta$. Modelo C20P05-1 a) ($H=0m$) b) ($H=1m$).

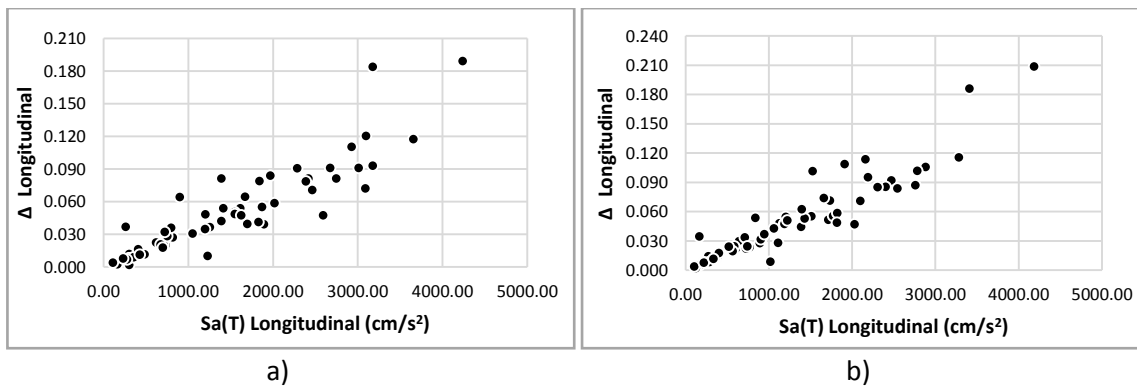


Figura B 2. $Sa(T)-\Delta$. Modelo C20P05-1 a) ($H=2m$) b) ($H=3m$).

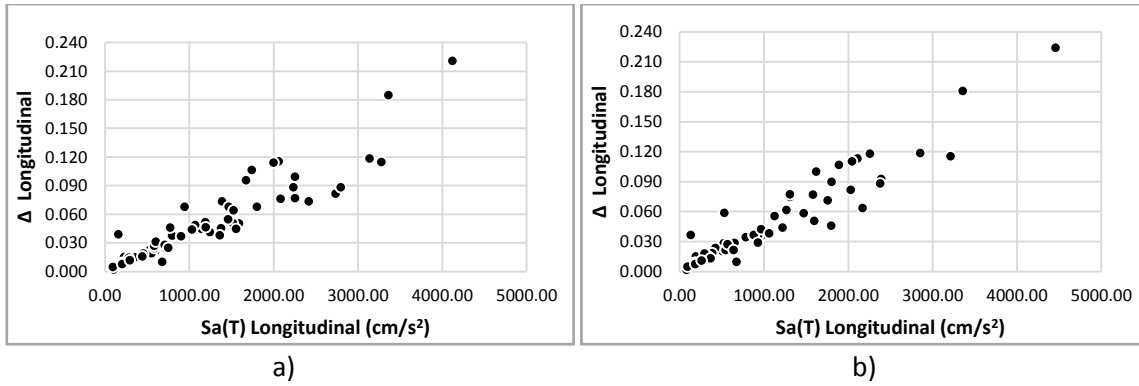


Figura B 3. $S_a(T)-\Delta$. Modelo C20P05-1 a) ($H=4m$) b) ($H=5m$).

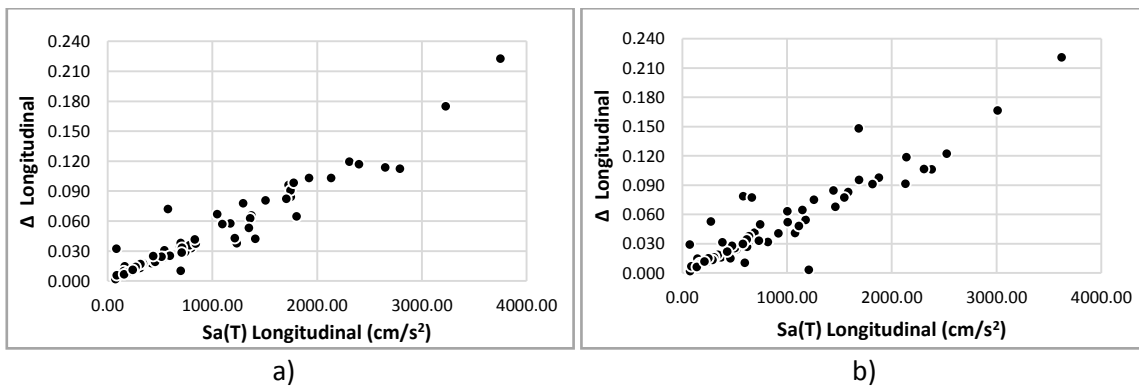


Figura B 4. $S_a(T)-\Delta$. Modelo C20P05-1 a) ($H=6m$) b) ($H=7m$).

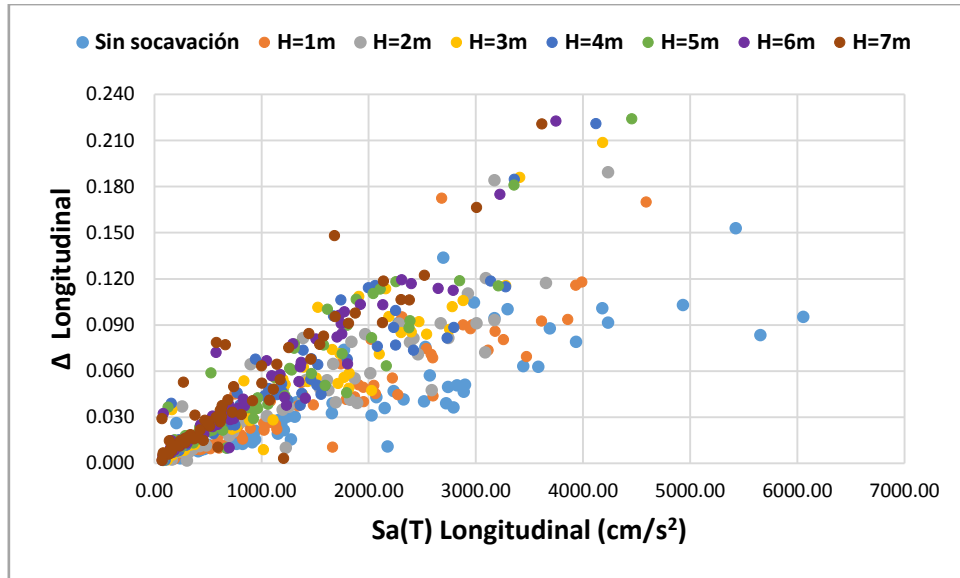


Figura B 5. $Sa(T)$ - Δ . Modelo C20P05-1, considerando todos los casos de estudio.

B.1.2 Relaciones MI-Rotación Plástica

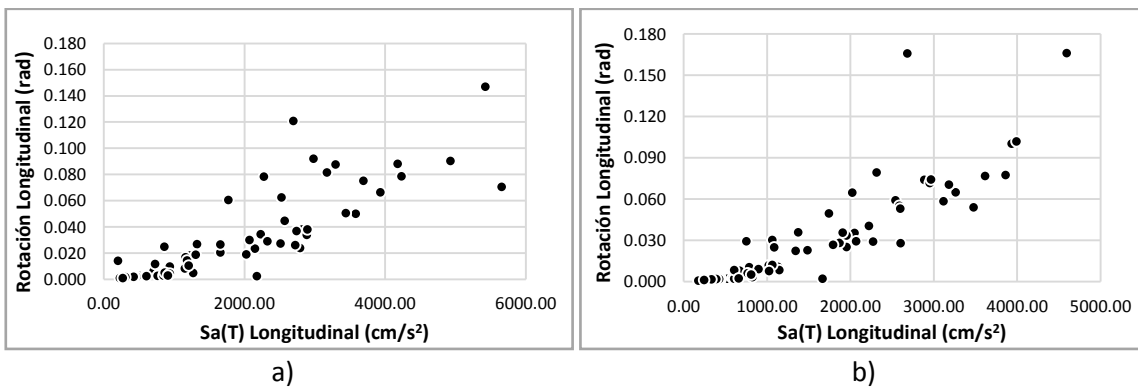


Figura B 6. $Sa(T)$ - θ . Modelo C20P05-1 a) ($H=0m$) b) ($H=1m$).

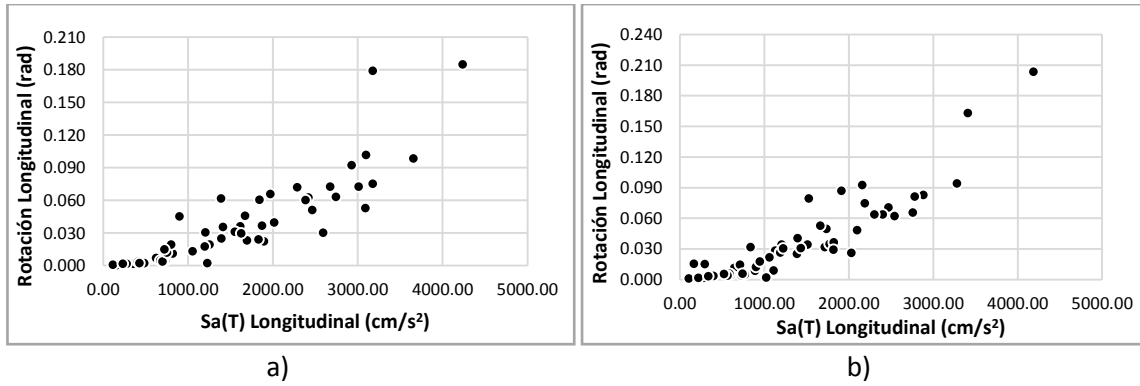


Figura B 7. $Sa(T)$ - θ . Modelo C20P05-1 a) ($H=2m$) b) ($H=3m$).

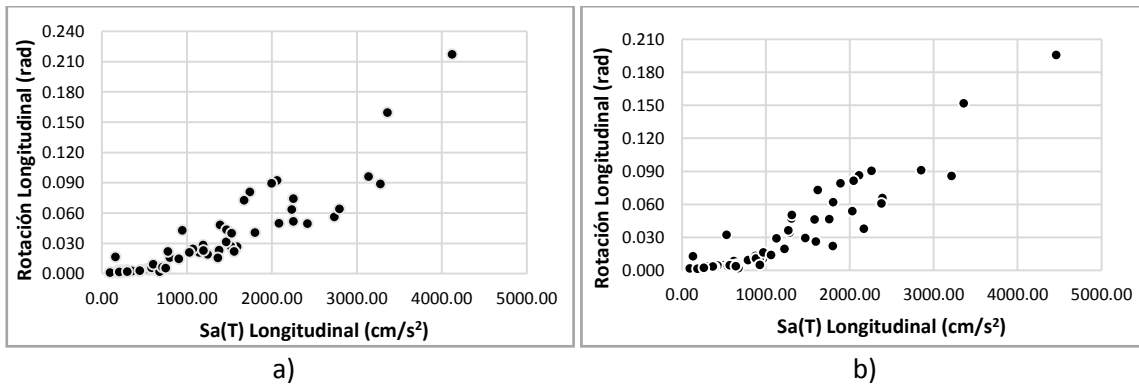


Figura B 8. $Sa(T)$ - θ . Modelo C20P05-1 a) ($H=4m$) b) ($H=5m$).

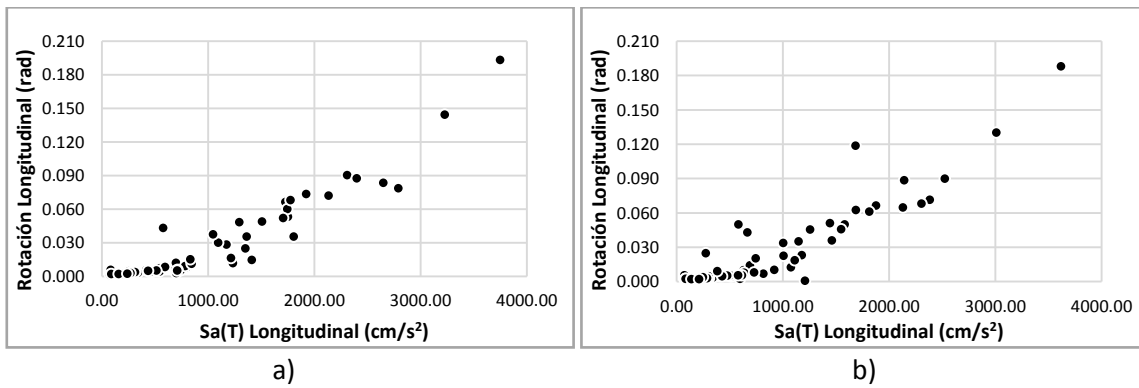


Figura B 9. $Sa(T)$ - θ . Modelo C20P05-1 a) ($H=6m$) b) ($H=7m$).

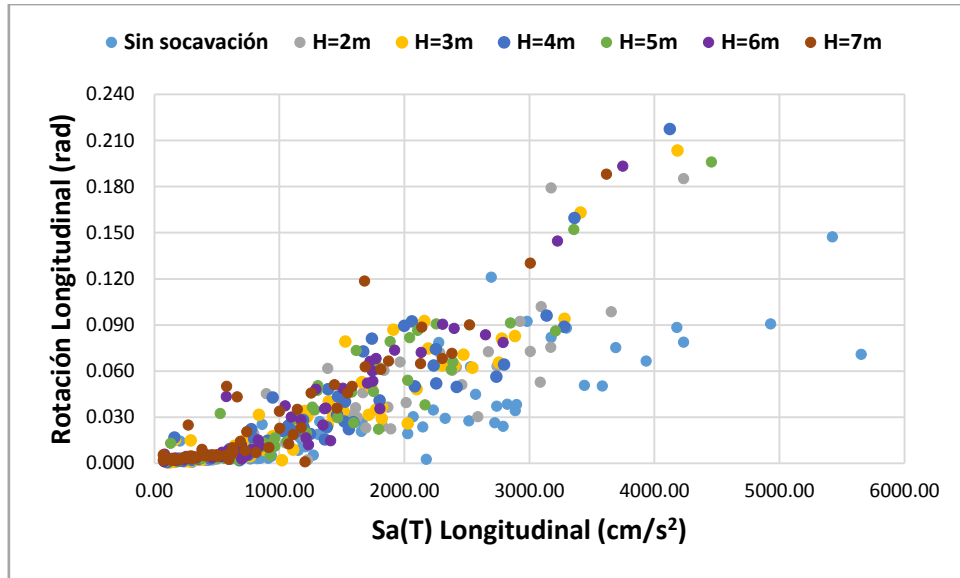


Figura B 10. $Sa(T)$ - θ . Modelo C20P05-1, considerando todos los casos de estudio.

B.1.3 Relaciones MI-Índice de Daño Local

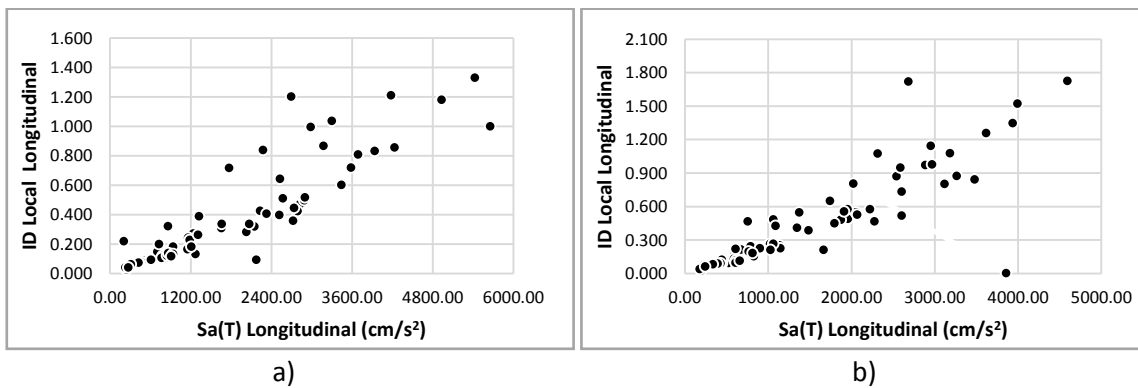


Figura B 11. $Sa(T)$ -ID Local. Modelo C20P05-1 a) ($H=0m$) b) ($H=1m$).

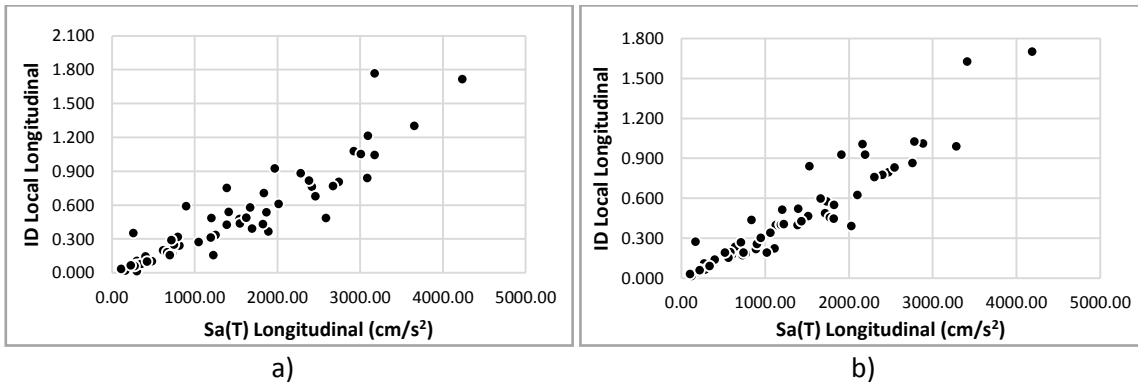


Figura B 12. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P05-1 a) (H= 2m) b) (H= 3m).

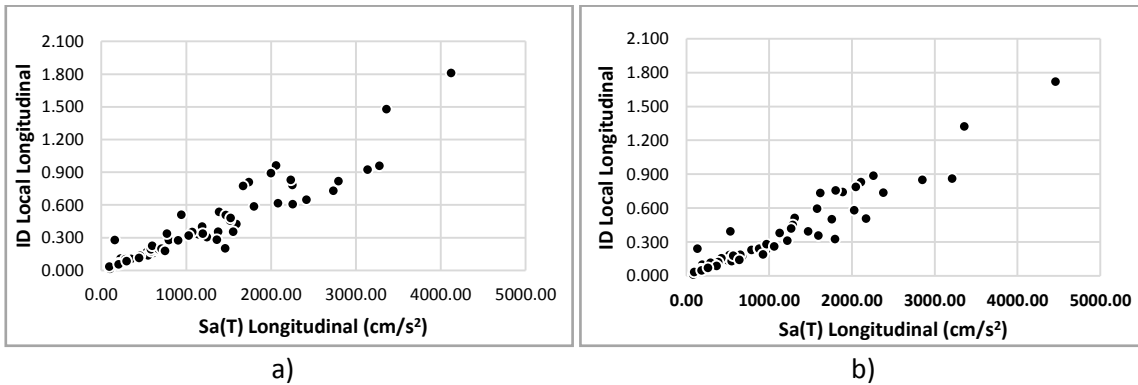


Figura B 13. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P05-1 a) (H= 4m) b) (H= 5m).

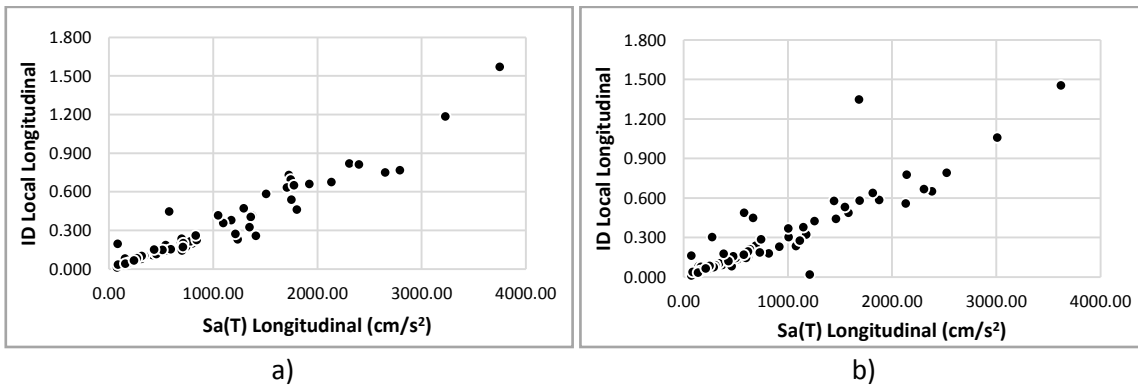


Figura B 14. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P05-1 a) (H= 6m) b) (H= 7m).

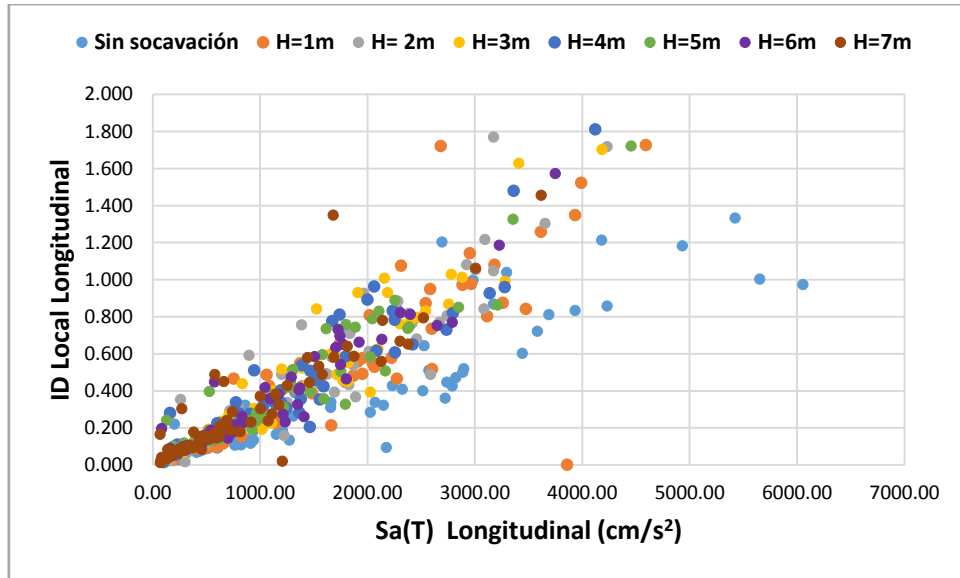


Figura B 15. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P05-1, considerando todos los casos de estudio.

B.1.4 Relaciones MI-Índice de Daño Global

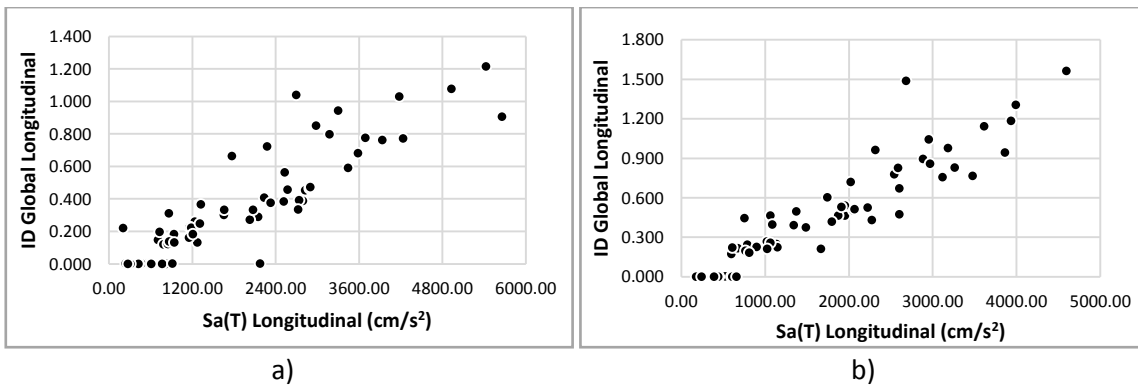


Figura B 16. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-1 a) (H=0m) b) (H=1m).

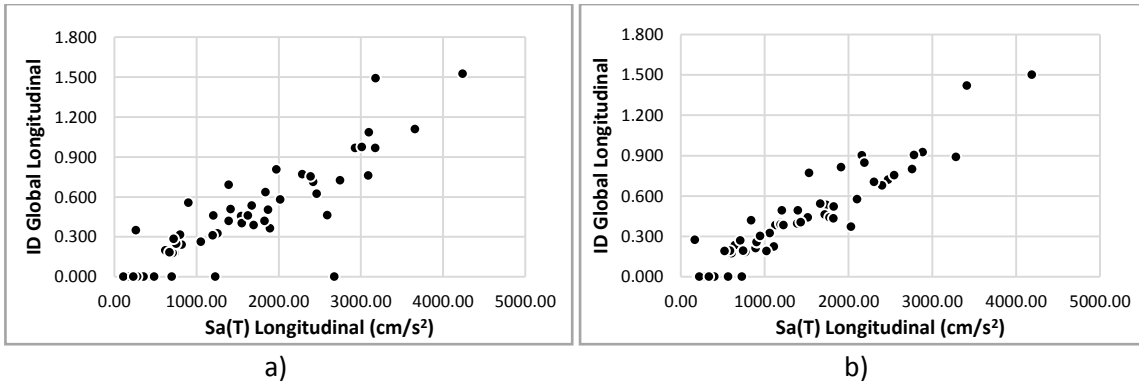


Figura B 17. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-1 a) (H= 2m) b) (H= 3m).

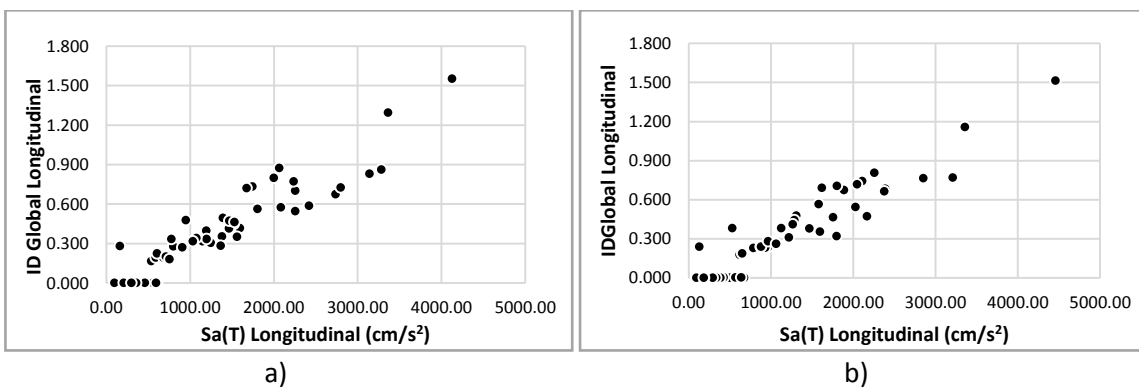


Figura B 18. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-1 a) (H= 4m) b) (H= 5m).

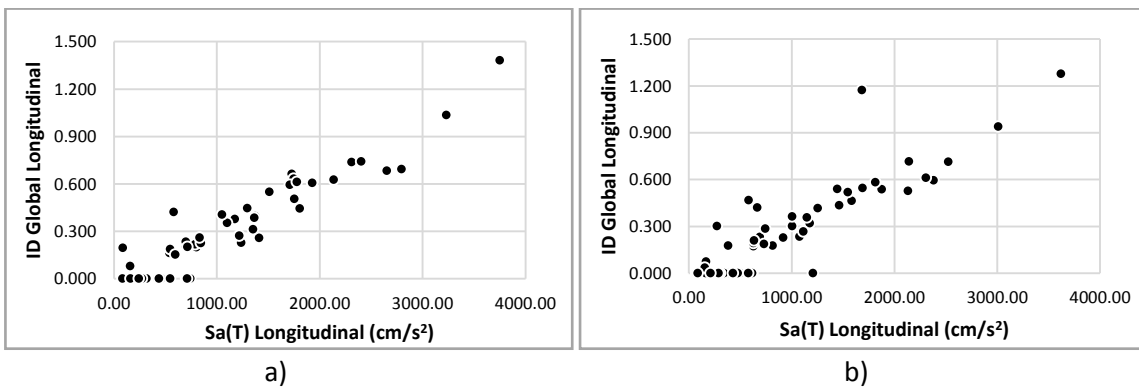


Figura B 19. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-1 a) (H= 6m) b) (H= 7m).

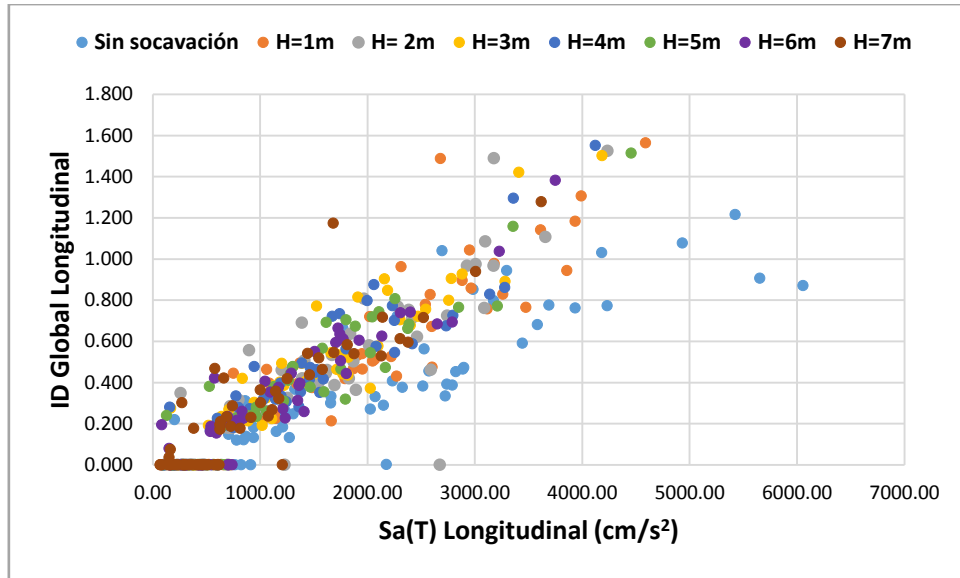


Figura B 20. $Sa(T)$ -ID Global. Modelo C20P05-1, considerando todos los casos de estudio.

B.2 Modelo C20P05-2

B.2.1 Relaciones MI-Distorsión angular

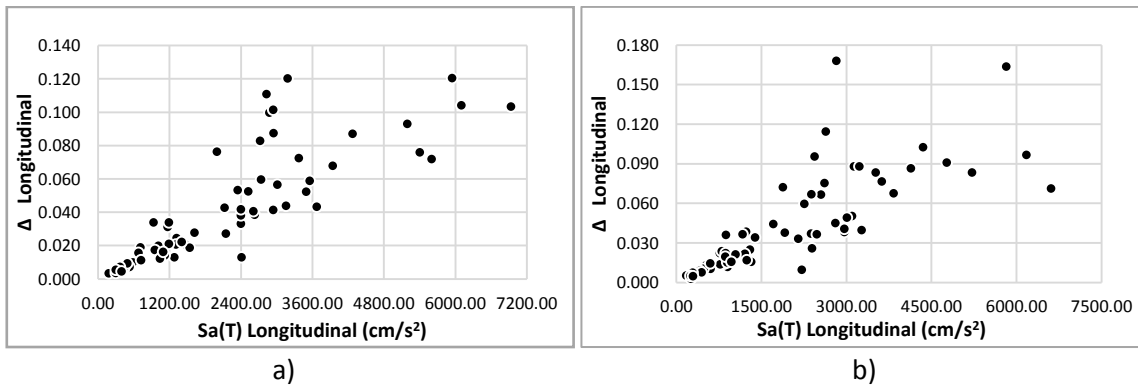


Figura B 21. $Sa(T)$ - Δ . Modelo C20P05-2 a) ($H=0m$) b) ($H=1m$).

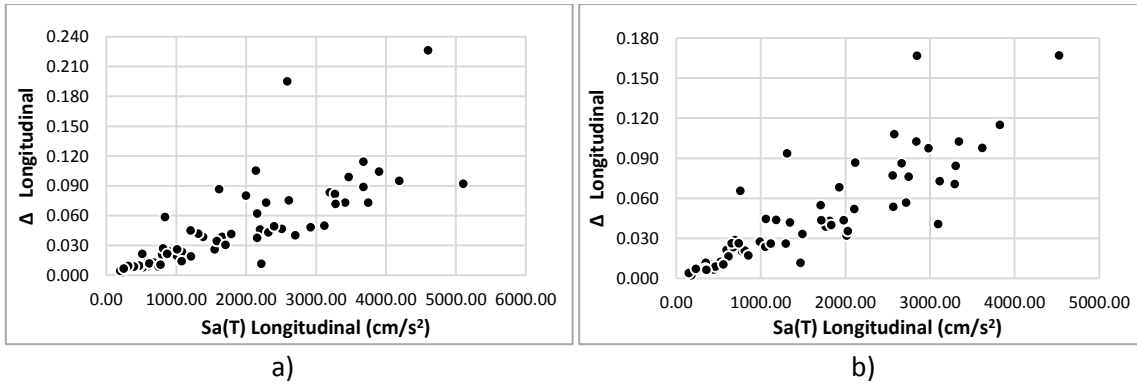


Figura B 22. $Sa(T)-\Delta$. Modelo C20P05-2 a) ($H=2m$) b) ($H=3m$).

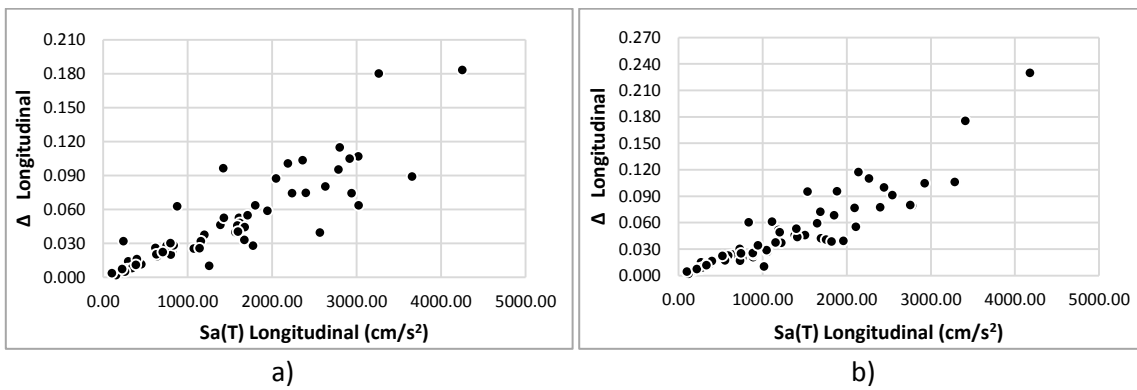


Figura B 23. $Sa(T)-\Delta$. Modelo C20P05-2 a) ($H=4m$) b) ($H=5m$).

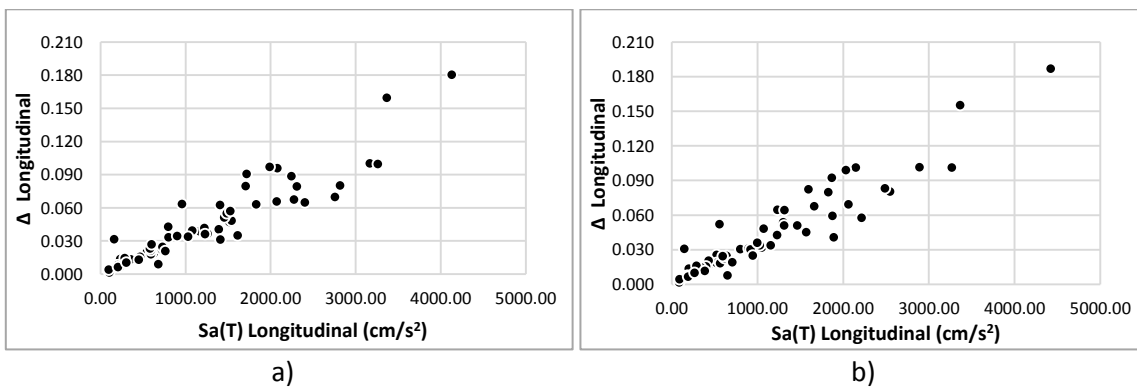


Figura B 24. $Sa(T)-\Delta$. Modelo C20P05-2 a) ($H=6m$) b) ($H=7m$).

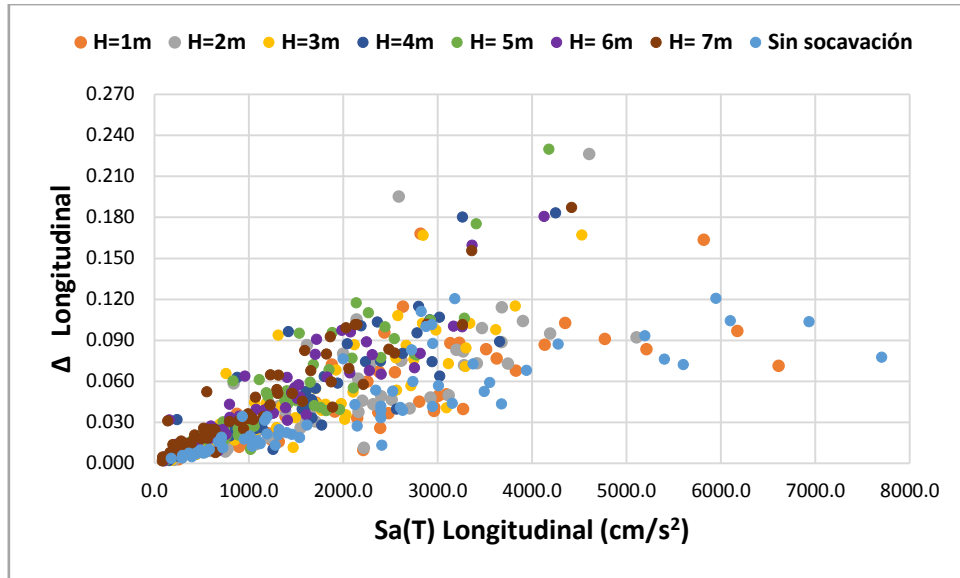
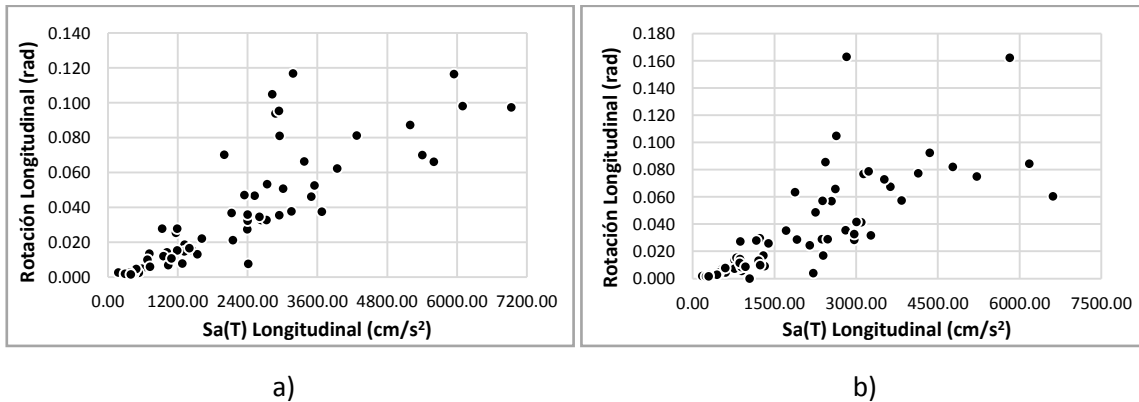


Figura B 25. $Sa(T)$ - Δ . Modelo C20P05-2, considerando todos los casos de estudio.

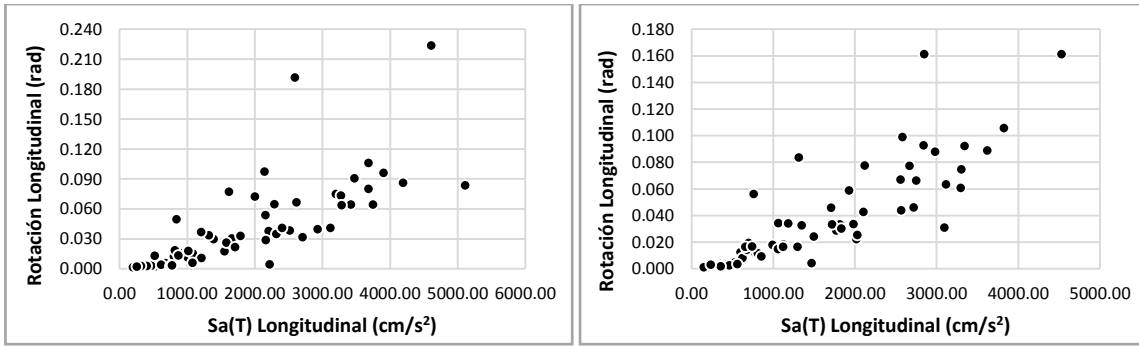
B.2.2 Relaciones MI-Rotación Plástica



a)

b)

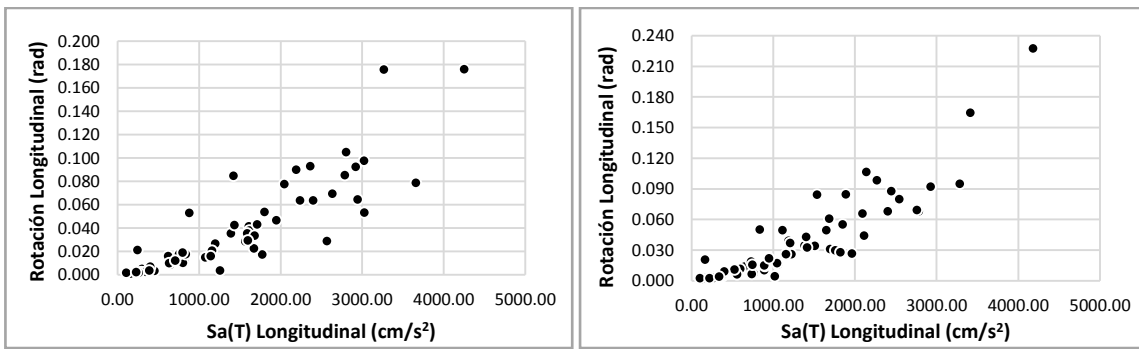
Figura B 26. $Sa(T)$ - θ . Modelo C20P05-2 a) ($H=0m$) b) ($H=1m$).



a)

b)

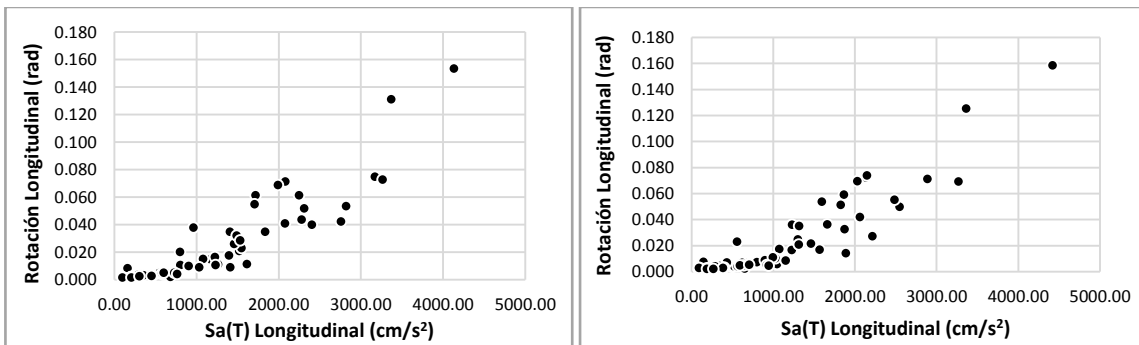
Figura B 27. $Sa(T)$ - θ . Modelo C20P05-2 a) (H= 2m) b) (H= 3m).



a)

b)

Figura B 28. $Sa(T)$ - θ . Modelo C20P05-2 a) (H= 4m) b) (H= 5m).



a)

b)

Figura B 29. $Sa(T)$ - θ . Modelo C20P05-2 a) (H= 6m) b) (H= 7m).

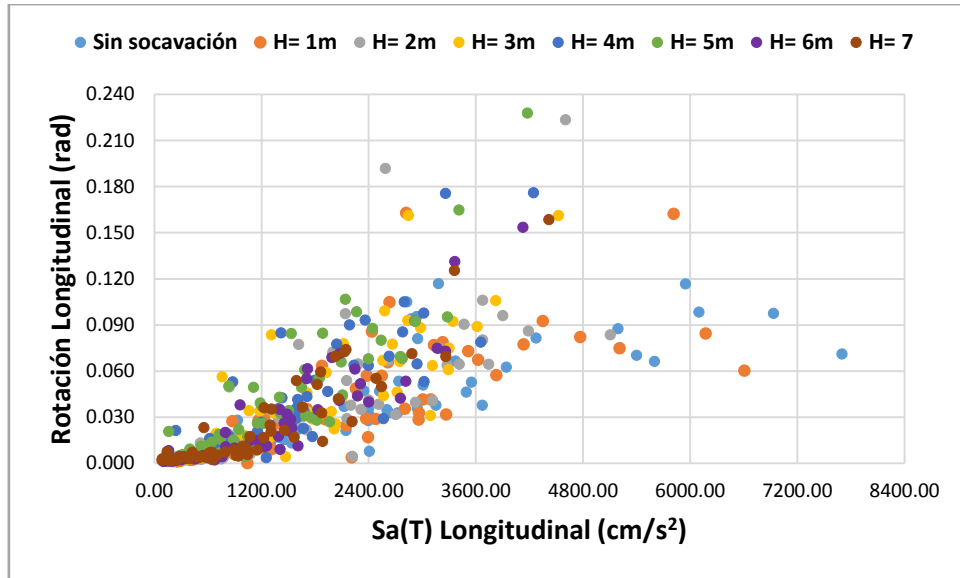


Figura B 30. $Sa(T)$ - θ . Modelo C20P05-2, considerando todos los casos de estudio.

B.2.3 Relaciones MI-Índice de Daño Local

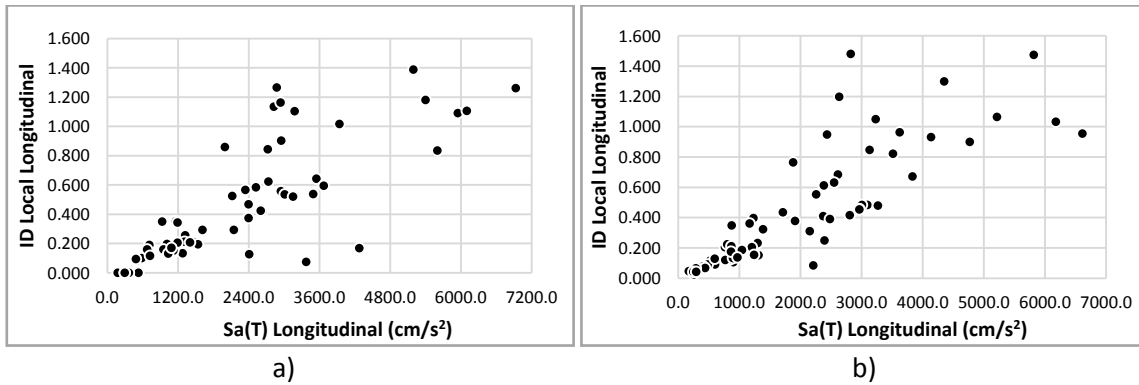


Figura B 31. $Sa(T)$ -ID Local. Modelo C20P05-2 a) ($H=0m$) b) ($H=1m$).

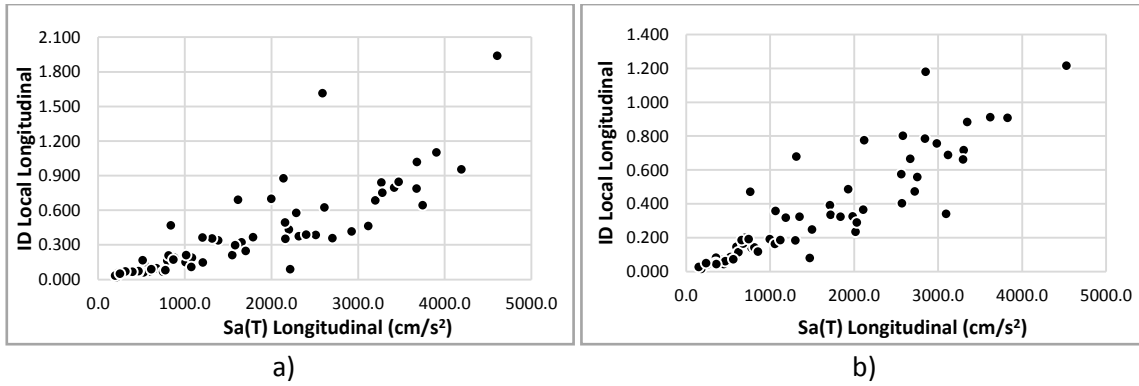


Figura B 32. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P05-2 a) (H= 2m) b) (H= 3m).

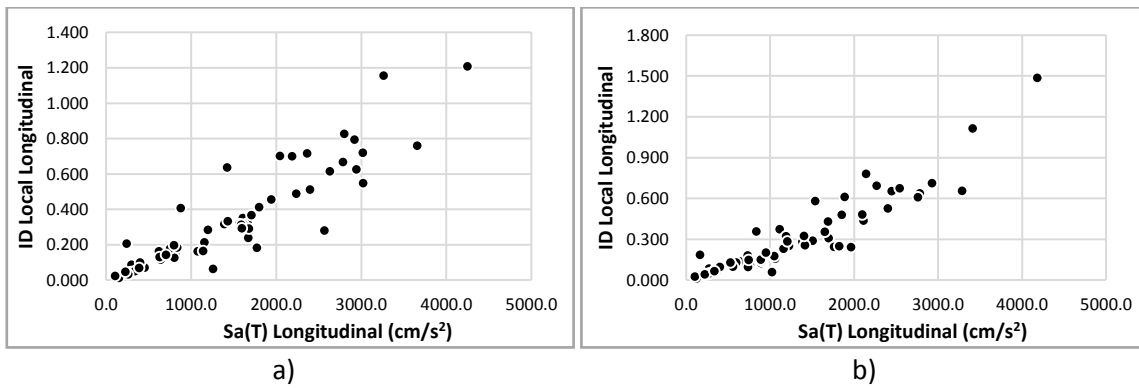


Figura B 33. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P05-2 a) (H= 4m) b) (H= 5m).

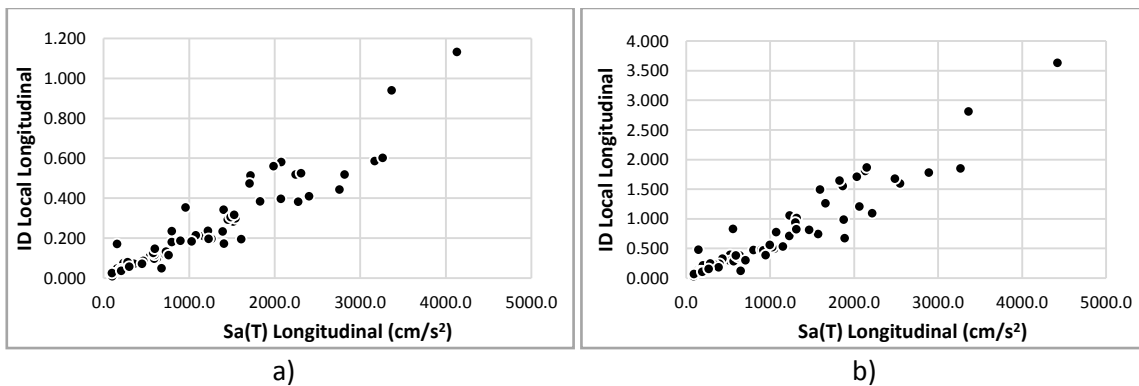


Figura B 34. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P05-2 a) (H= 6m) b) (H= 7m).

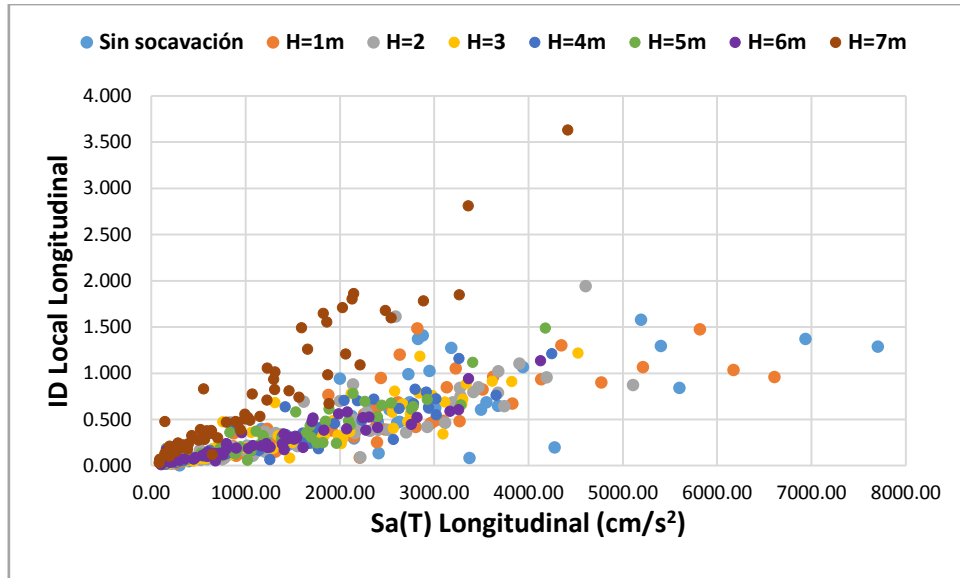


Figura B 35. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P05-2, considerando todos los casos de estudio.

B.2.4 Relaciones MI-Índice de Daño Global

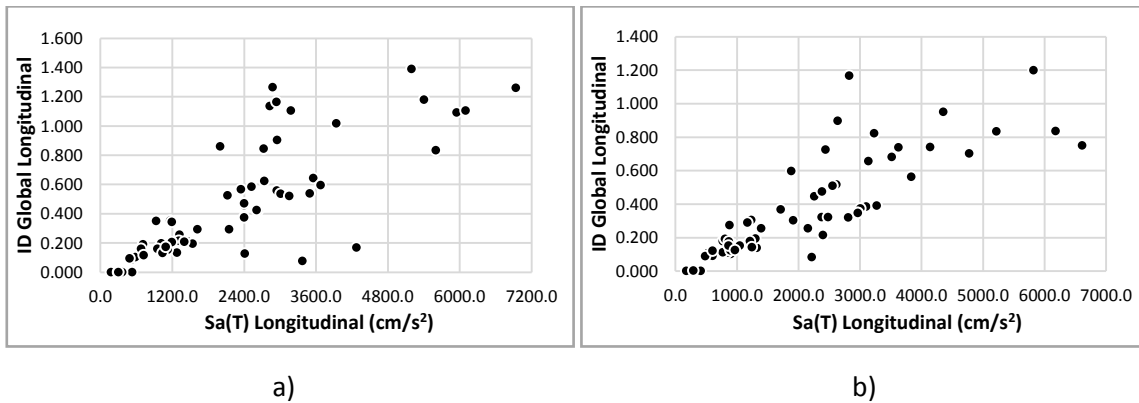
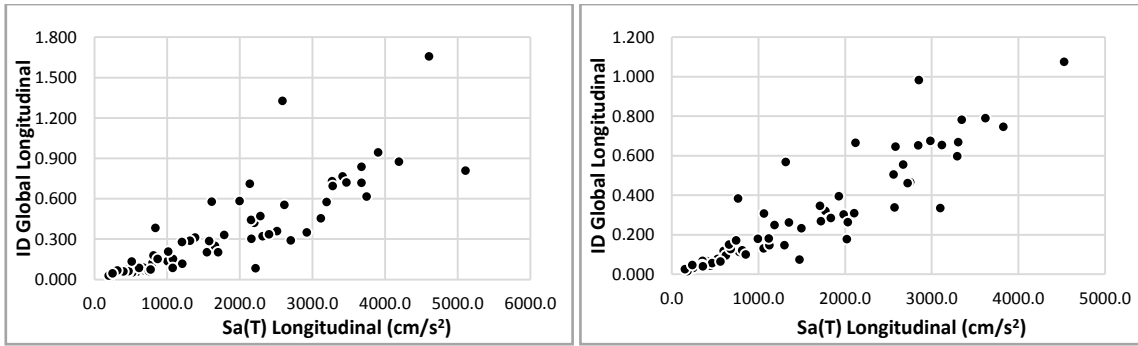


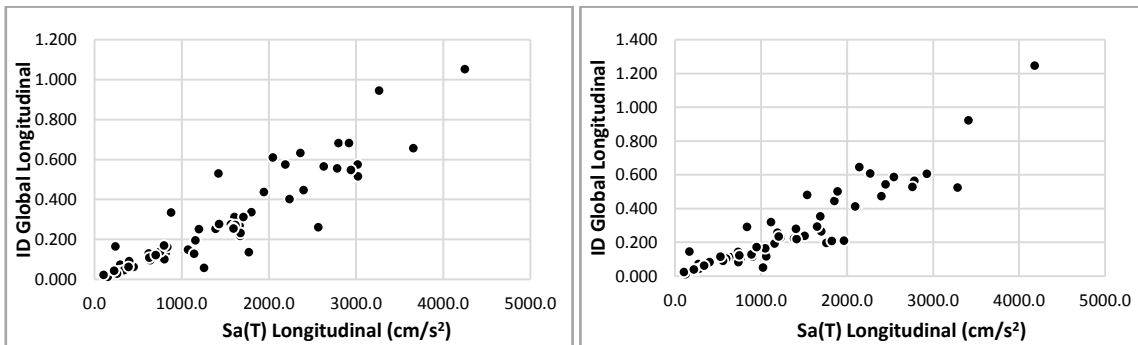
Figura B 36. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-2 a) (H= 0m) b) (H= 1m).



a)

b)

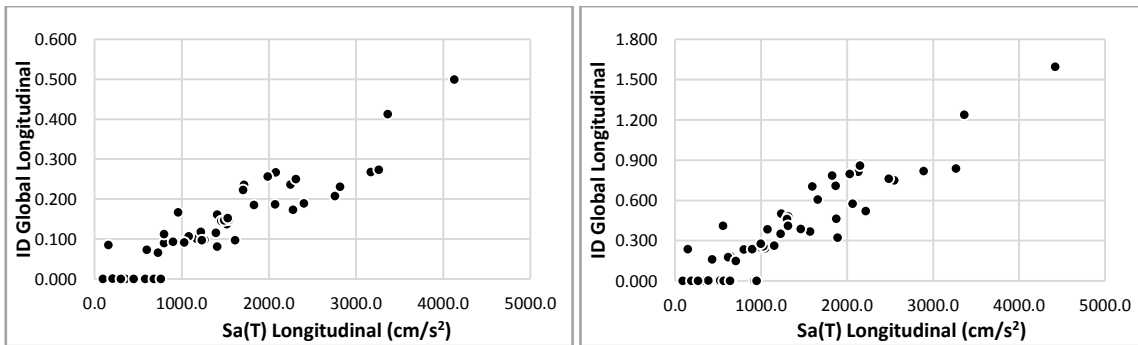
Figura B 37. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-2 a) (H= 2m) b) (H= 3m).



a)

b)

Figura B 38. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-2 a) (H= 4m) b) (H= 5m).



a)

b)

Figura B 39. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-2 a) (H= 6m) b) (H= 7m).

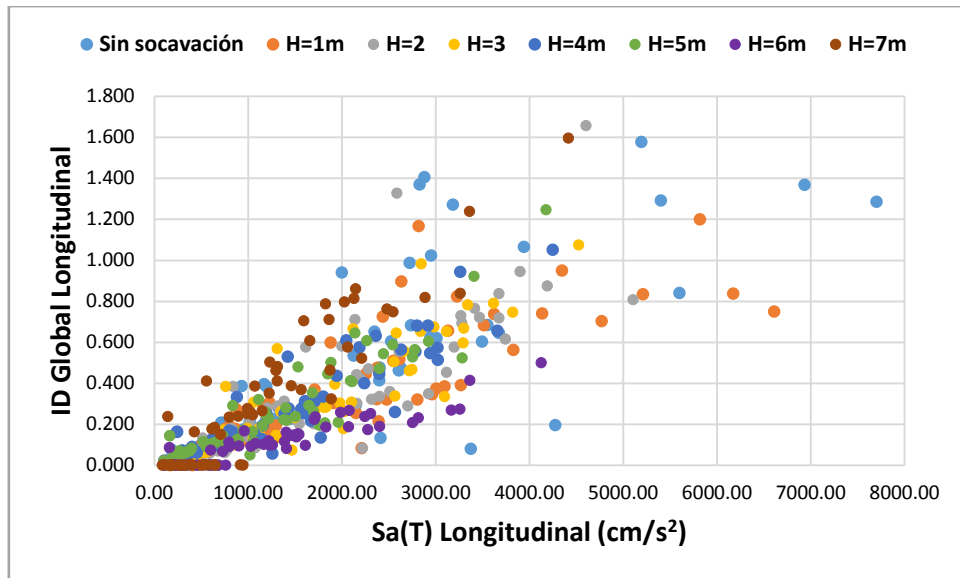


Figura B 40. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P05-2, considerando todos los casos de estudio.

B.3 Modelo C20P10-1

B.3.1 Relaciones MI-Distorsión angular

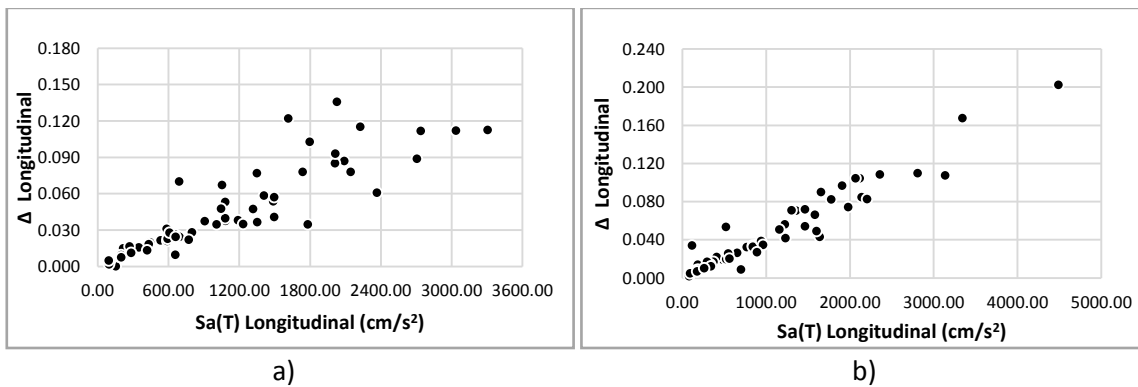


Figura B 41. Sa (T)- Δ . Modelo C20P10-1 a) (H= 0m) b) (H= 1m).

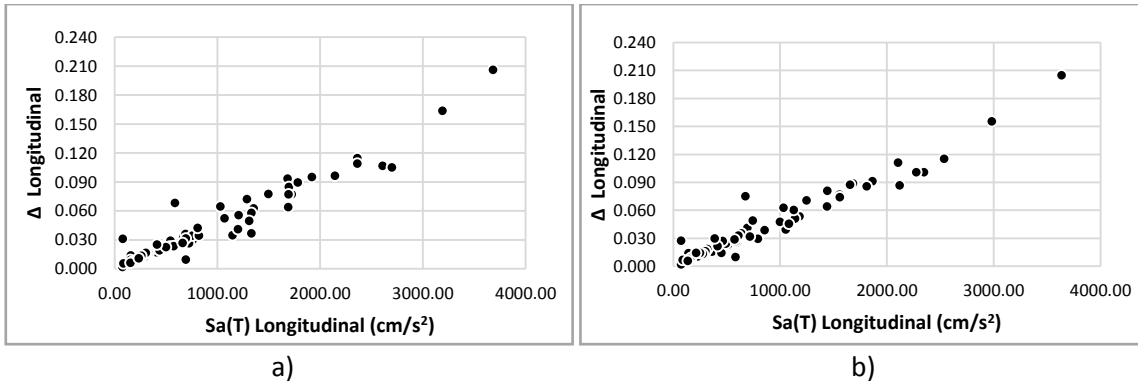


Figura B 42. $S_a(T)-\Delta$. Modelo C20P10-1 a) ($H=2m$) b) ($H=3m$).

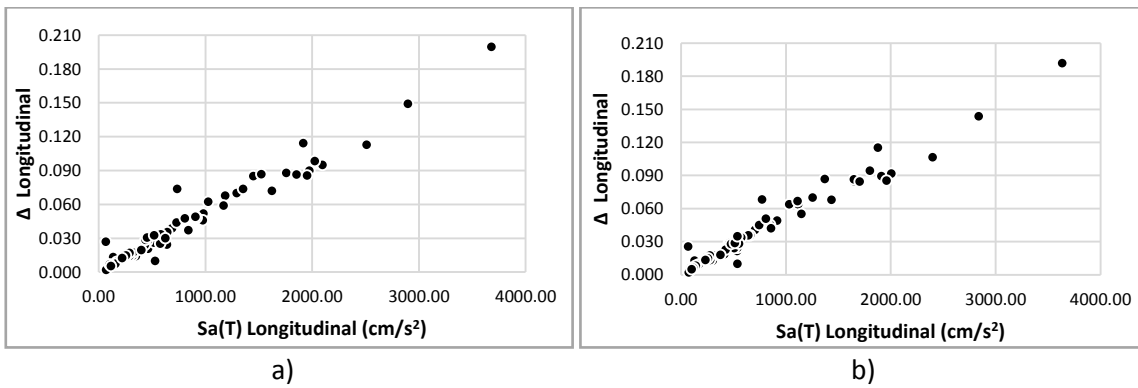


Figura B 43. $S_a(T)-\Delta$. Modelo C20P10-1 a) ($H=4m$) b) ($H=5m$).

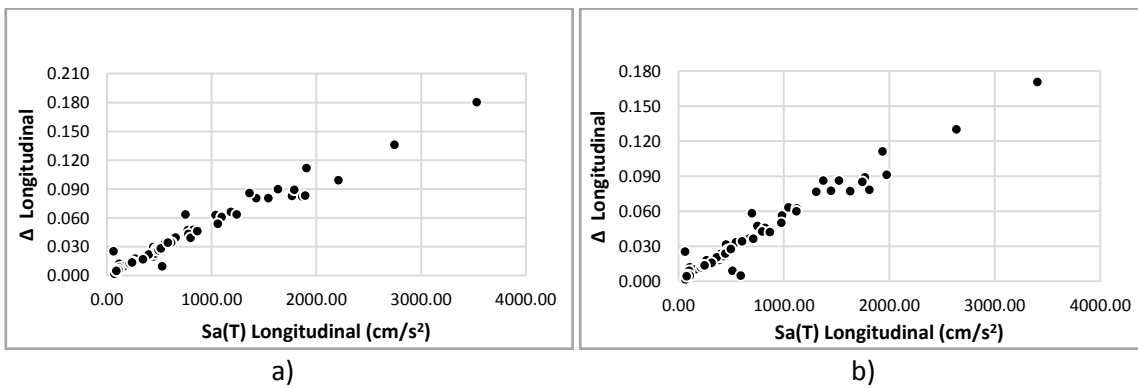


Figura B 44. $S_a(T)-\Delta$. Modelo C20P10-1 a) ($H=6m$) b) ($H=7m$).

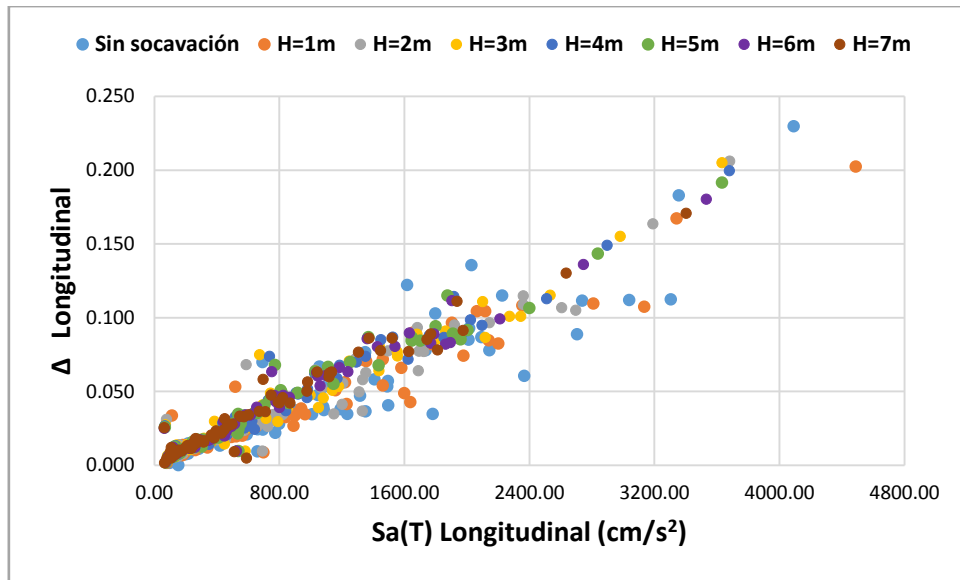


Figura B 45. $Sa(T)$ - Δ . Modelo C20P10-1, considerando todos los casos de estudio.

B.3.2 Relaciones MI-Rotación Plástica

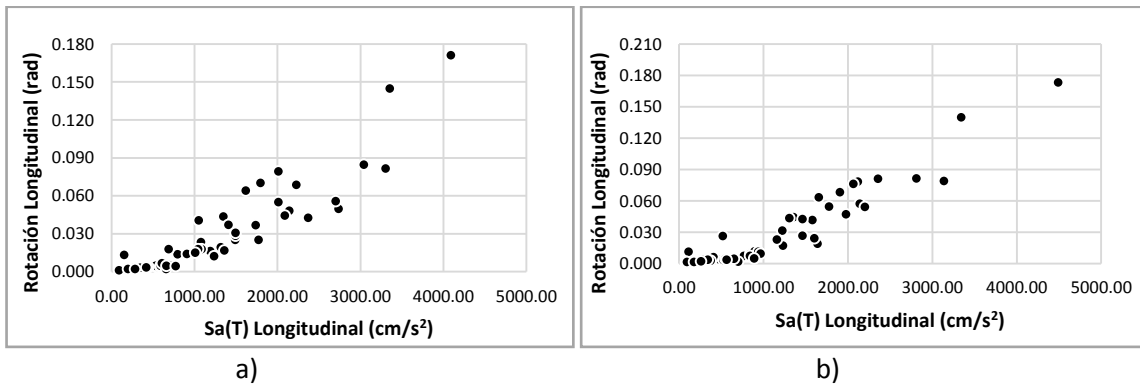
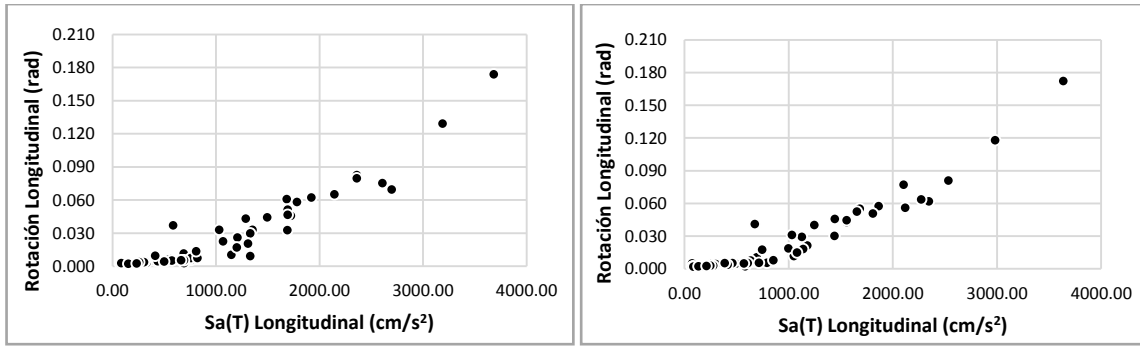


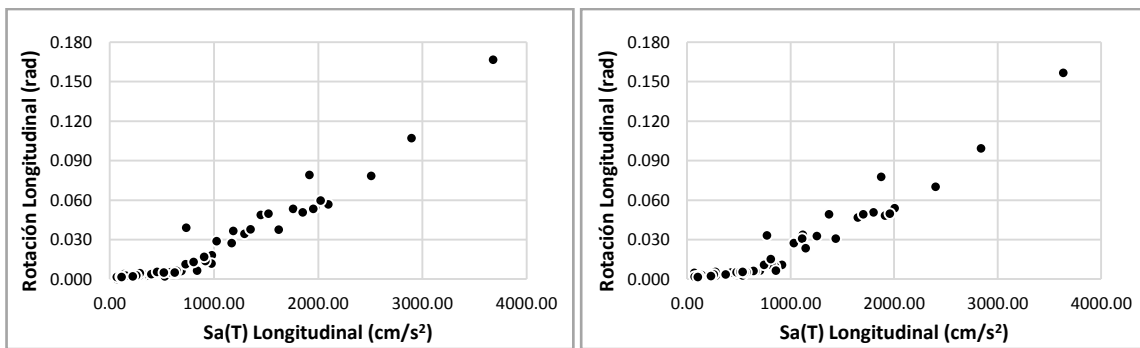
Figura B 46. $Sa(T)$ - θ . Modelo C20P10-1 a) ($H=0m$) b) ($H=1m$).



a)

b)

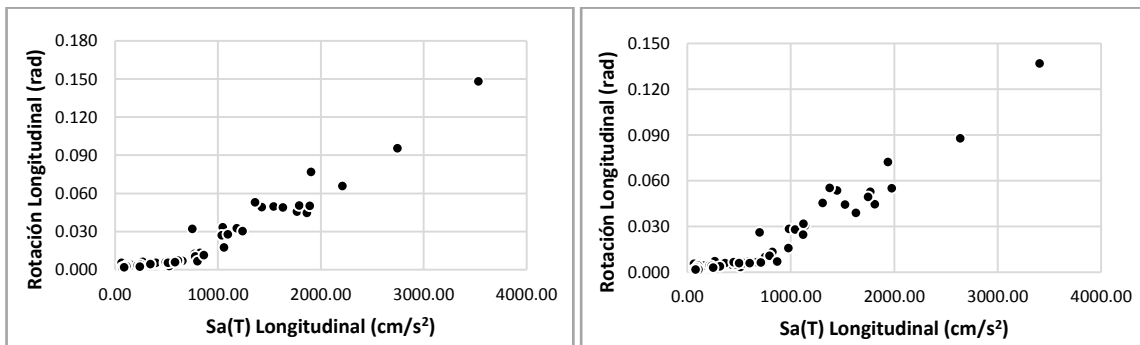
Figura B 47. Sa(T)- θ . Modelo C20P10-1 a) (H= 2m) b) (H= 3m).



a)

b)

Figura B 48. Sa(T)- θ . Modelo C20P10-1 a) (H= 4m) b) (H= 5m).



a)

b)

Figura B 49. Sa(T)- θ . Modelo C20P10-1 a) (H= 6m) b) (H= 7m).

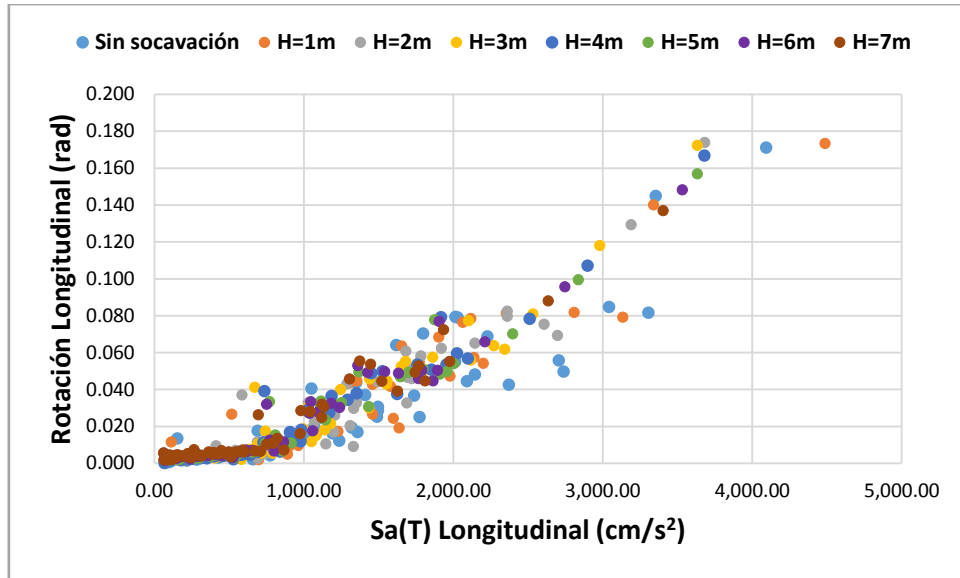


Figura B 50. $Sa(T)$ - θ . Modelo C20P10-1, considerando todos los casos de estudio.

B.3.3 Relaciones MI-Índice de Daño Local

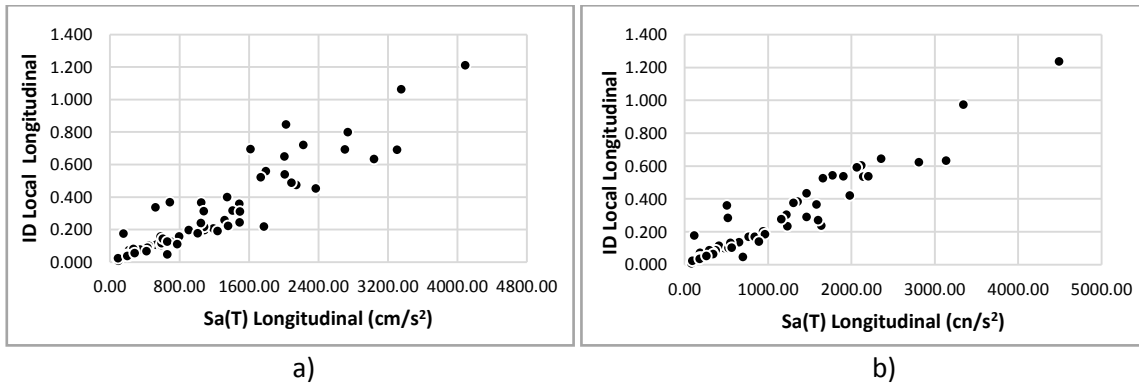


Figura B 51. $Sa(T)$ -ID Local. Modelo C20P10-1 a) ($H=0m$) b) ($H=1m$).

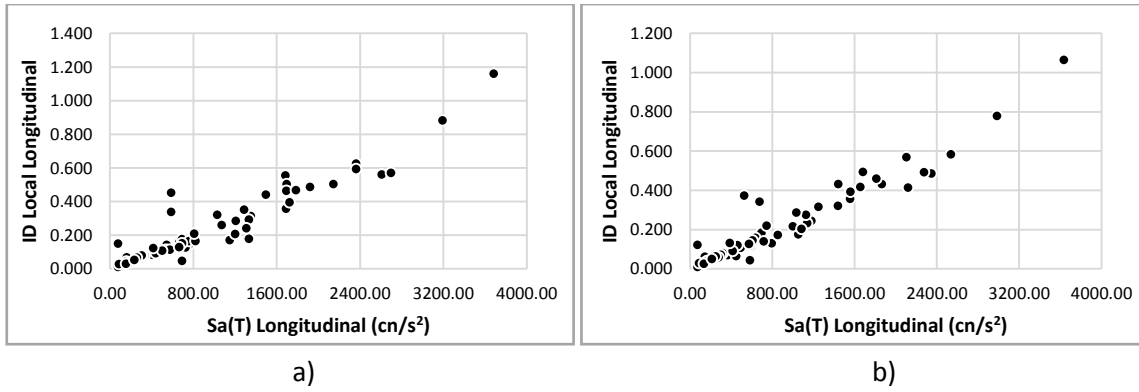


Figura B 52. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P10-1 a) (H= 2m) b) (H= 3m).

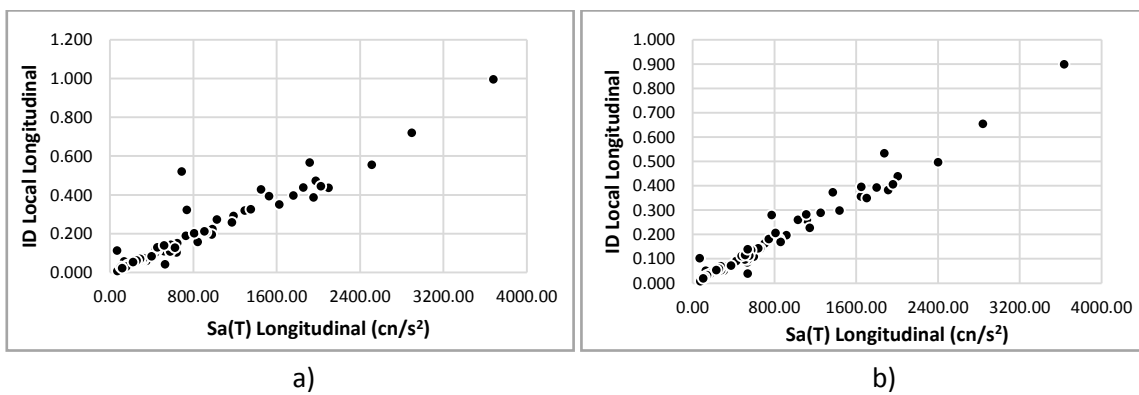


Figura B 53. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P10-1 a) (H= 4m) b) (H= 5m).

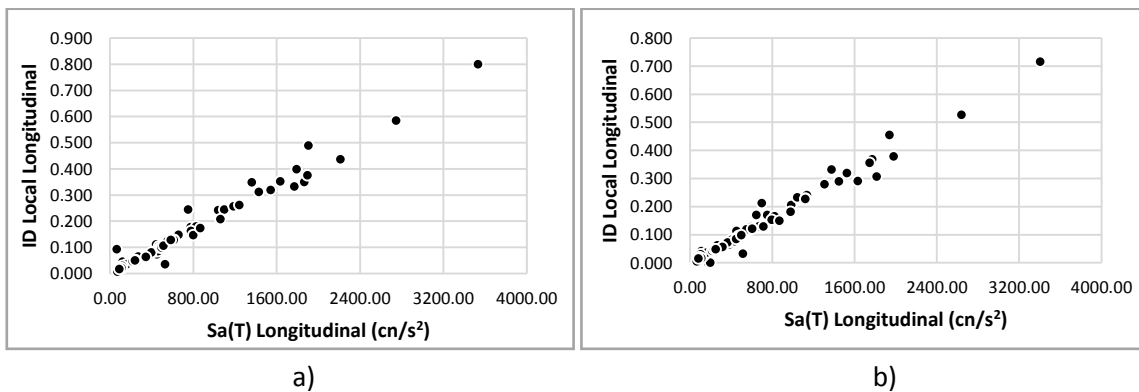


Figura B 54. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P10-1 a) (H= 6m) b) (H= 7m).

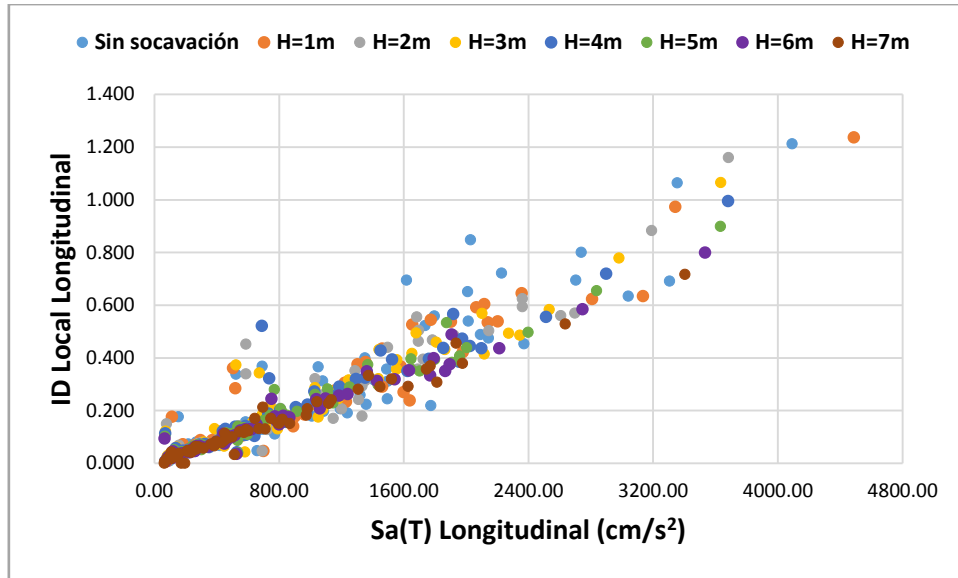


Figura B 55. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P10-1, considerando todos los casos de estudio.

B.3.4 Relaciones MI-Índice de Daño Global

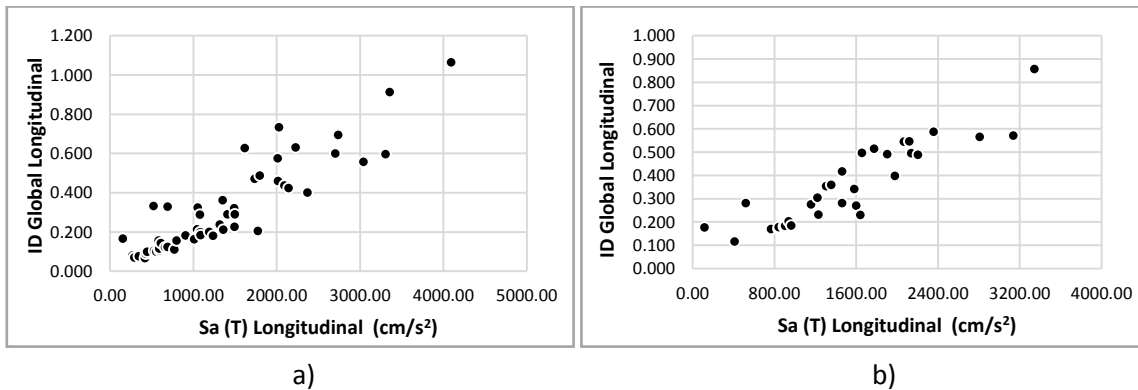
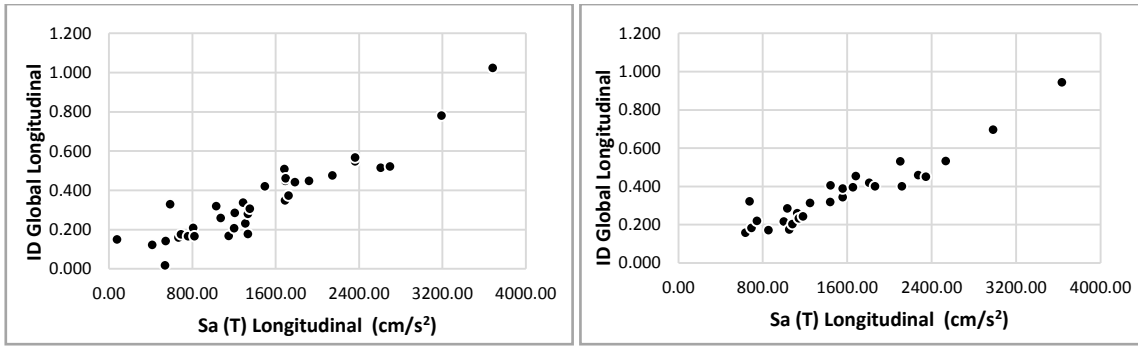
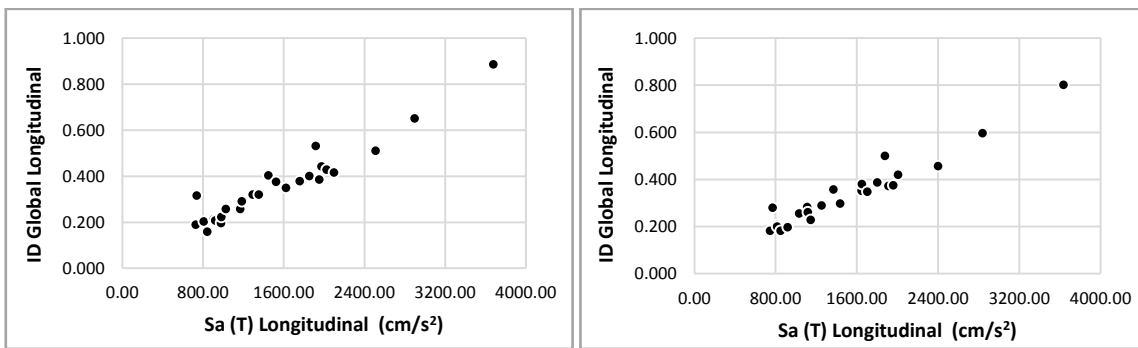


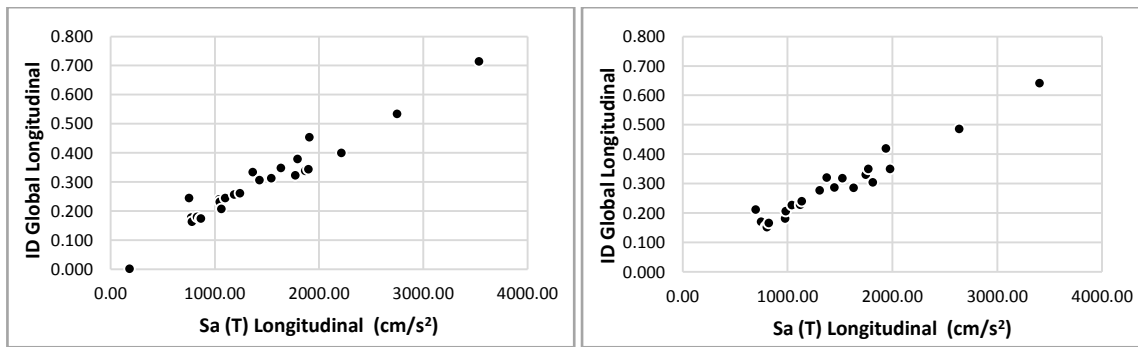
Figura B 56. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P10-1 a) (H= 0m) b) (H= 1m).



a) b)
Figura B 57. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P10-1 a) (H= 2m) b) (H= 3m).



a) b)
Figura B 58. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P10-1 a) (H= 4m) b) (H= 5m).



a) b)
Figura B 59. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P10-1 a) (H= 6m) b) (H= 7m).

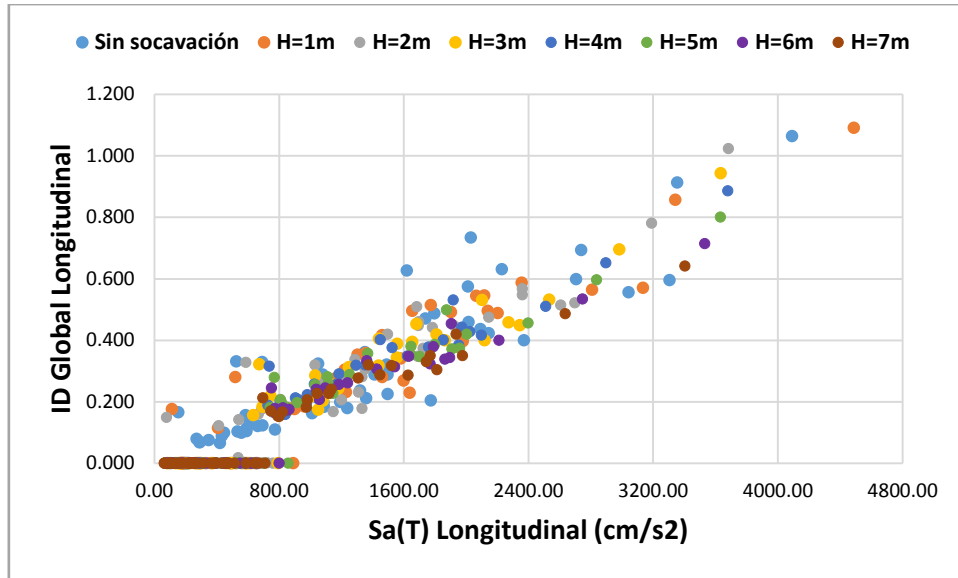


Figura B 60. $Sa(T)$ -ID Global. Modelo C20P10-1, considerando todos los casos de estudio.

B.4 Modelo C20P10-2

B.4.1 Relaciones MI-Distorsión angular

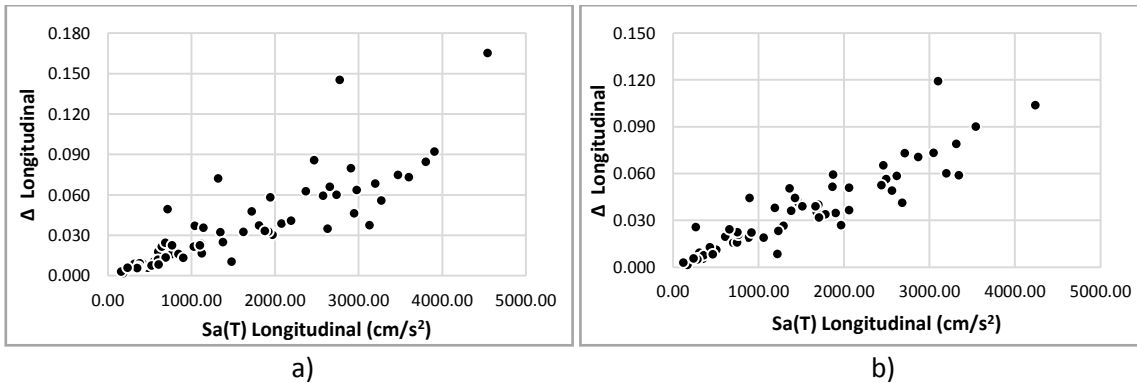
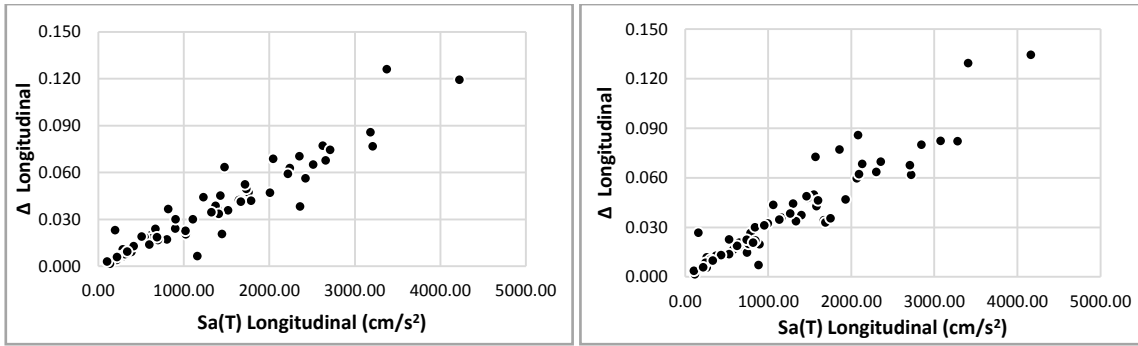
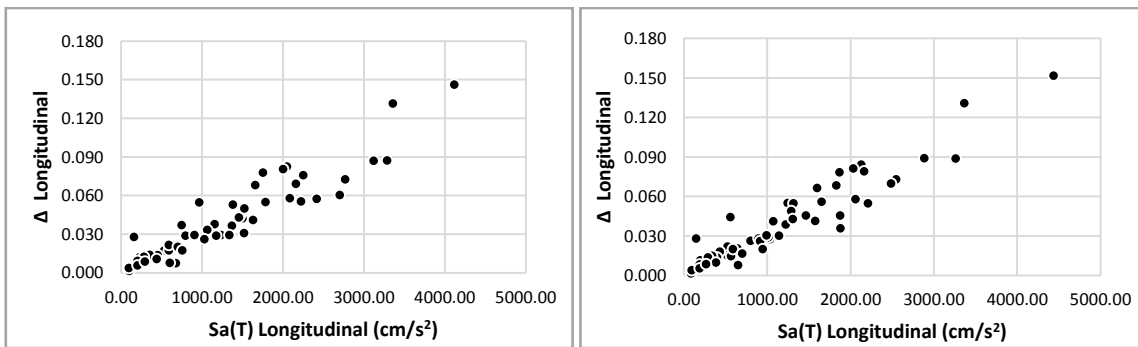


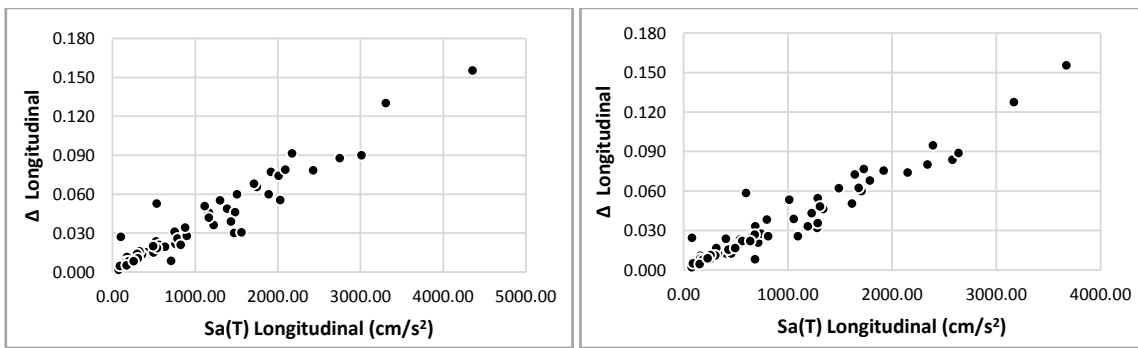
Figura B 61. $Sa(T)$ - Δ . Modelo C20P10-2 a) ($H=0m$) b) ($H=1m$).



a) b)
Figura B 62. Sa (T)-Δ. Modelo C20P10-2 a) (H= 2m) b) (H= 3m).



a) b)
Figura B 63. Sa (T)-Δ. Modelo C20P10-2 a) (H= 4m) b) (H= 5m).



a) b)
Figura B 64. Sa (T)-Δ. Modelo C20P10-2 a) (H= 6m) b) (H= 7m).

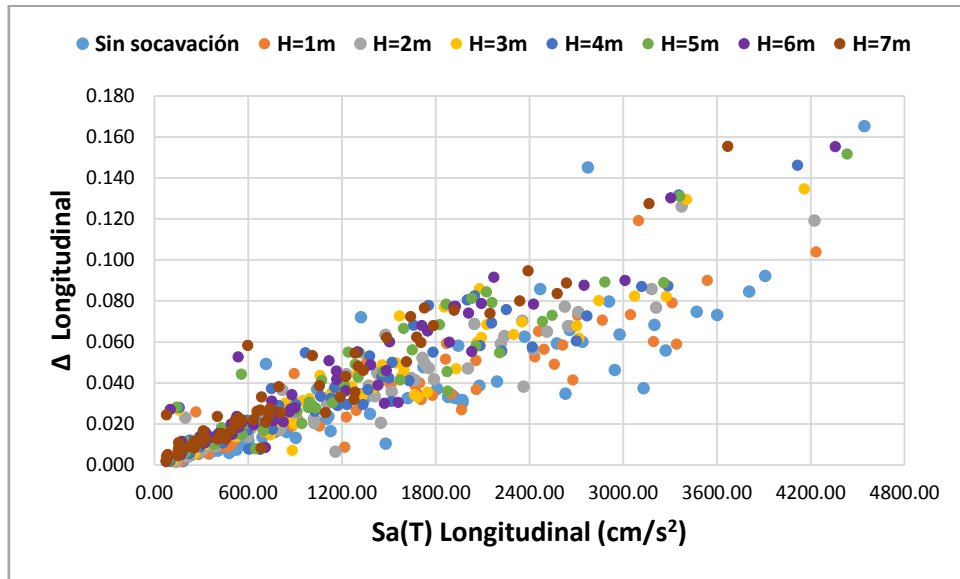


Figura B 65. $Sa(T)$ - Δ . Modelo C20P10-2, considerando todos los casos de estudio.

B.4.2 Relaciones MI-Rotación Plástica

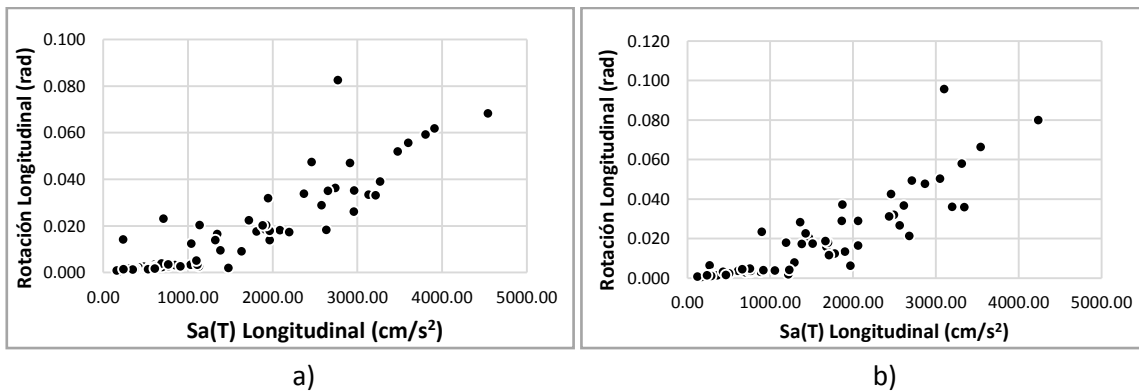


Figura B 66. $Sa(T)$ - θ . Modelo C20P10-2 a) ($H=0m$) b) ($H=1m$).

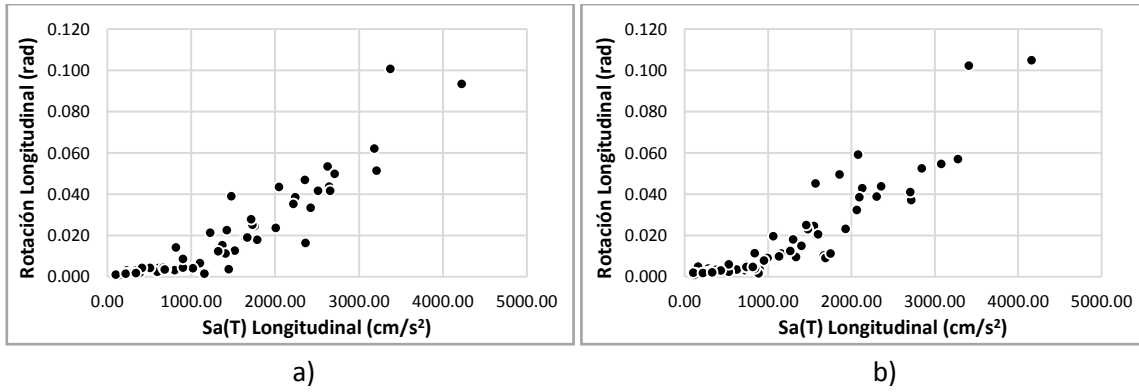


Figura B 67. $Sa(T)$ - θ . Modelo C20P10-2 a) ($H=2m$) b) ($H=3m$).

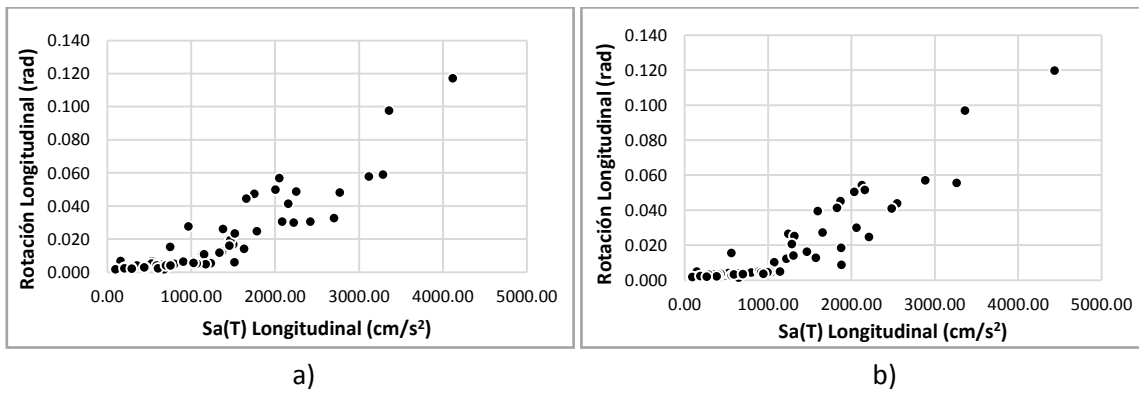


Figura B 68. $Sa(T)$ - θ . Modelo C20P10-2 a) ($H=4m$) b) ($H=5m$).

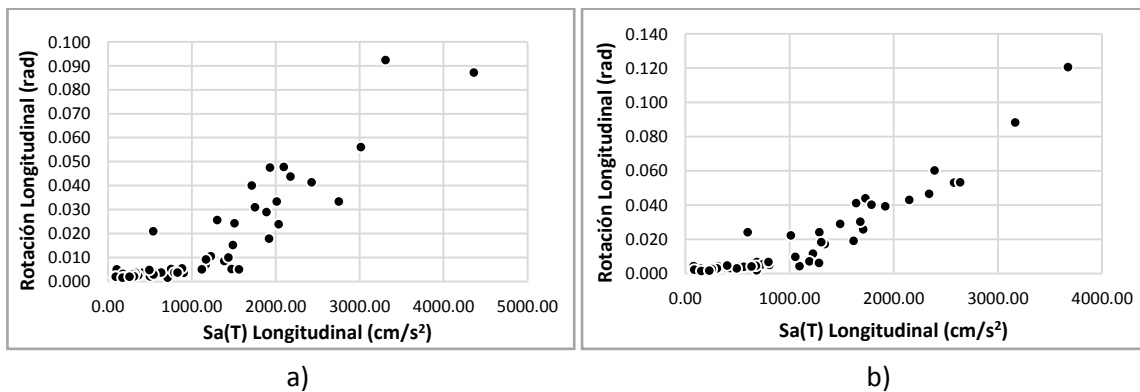


Figura B 69. $Sa(T)$ - θ . Modelo C20P10-2 a) ($H=6m$) b) ($H=7m$).

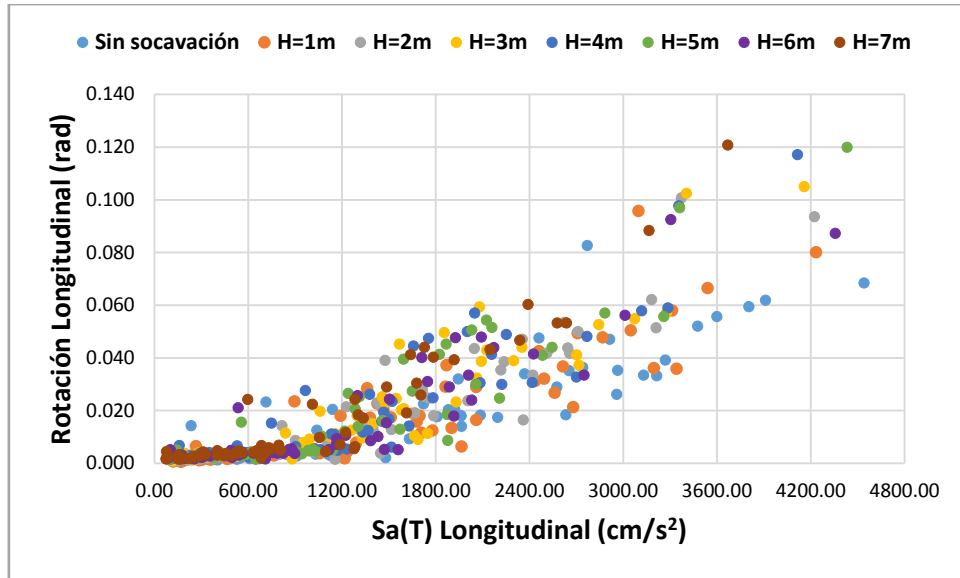


Figura B 70. $Sa(T)$ - θ . Modelo C20P10-2, considerando todos los casos de estudio.

B.4.3 Relaciones MI-Índice de Daño Local

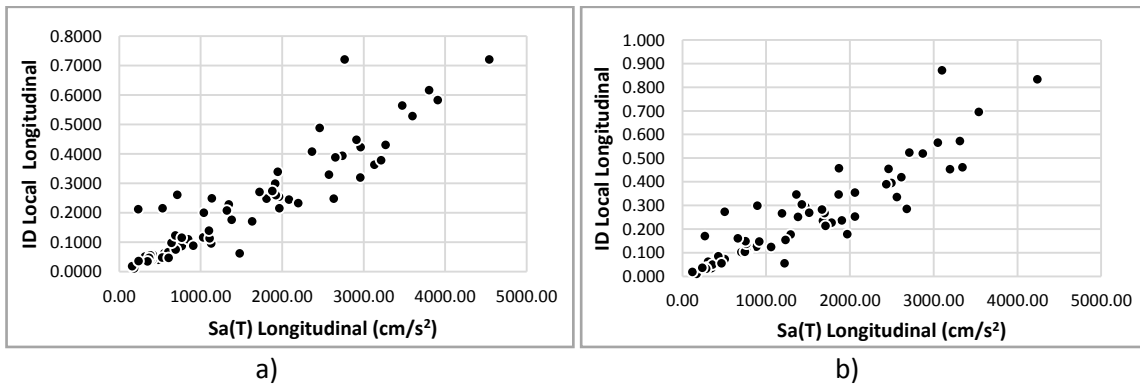
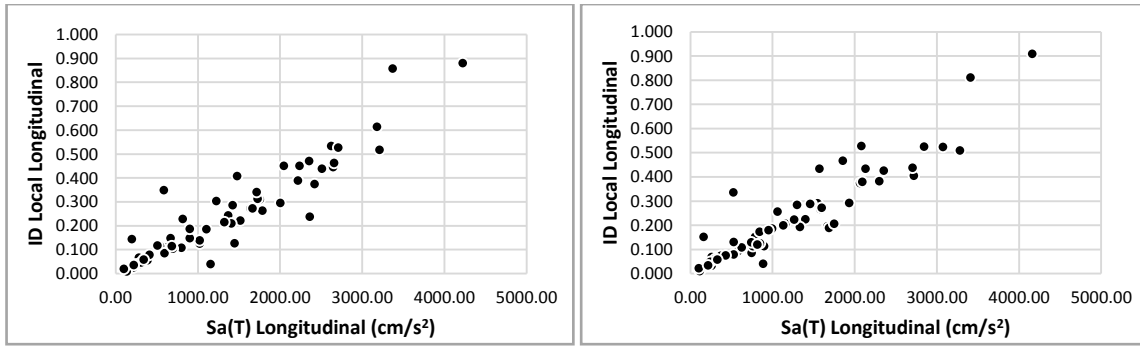
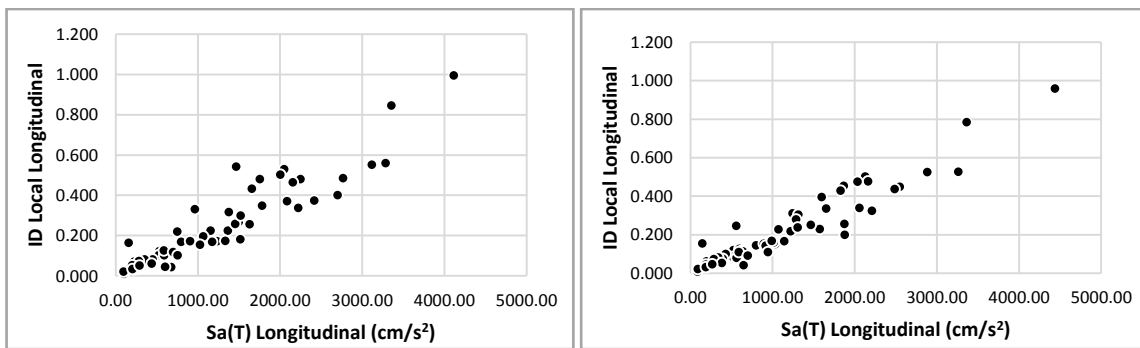


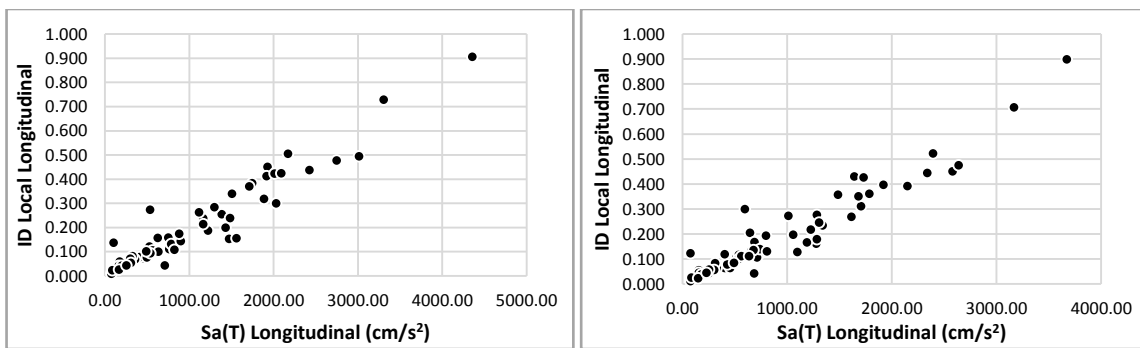
Figura B 71. $Sa(T)$ -ID Local. Modelo C20P10-2 a) ($H=0m$) b) ($H=1m$).



a) b)
Figura B 72. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P10-2 a) (H= 2m) b) (H= 3m).



a) b)
Figura B 73. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P10-2 a) (H= 4m) b) (H= 5m).



a) b)
Figura B 74. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P10-2 a) (H= 6m) b) (H= 7m).

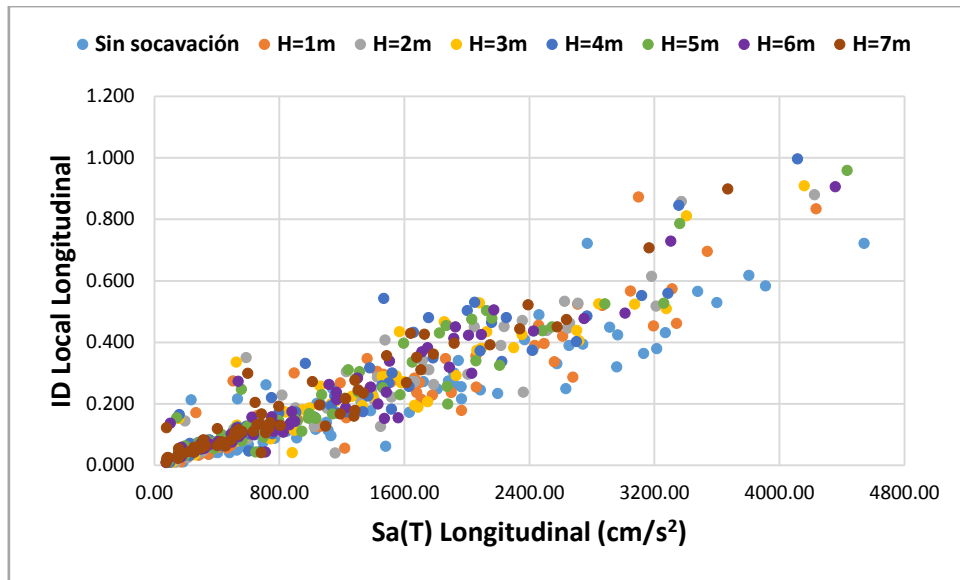


Figura B 75. $Sa(T)$ -ID Local. Modelo C20P10-2, considerando todos los casos de estudio.

B.4.4 Relaciones MI-Índice de Daño Global

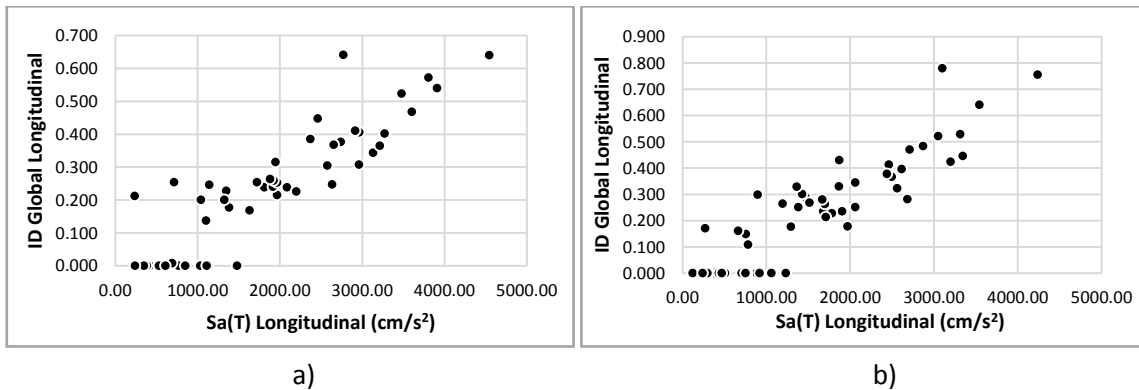
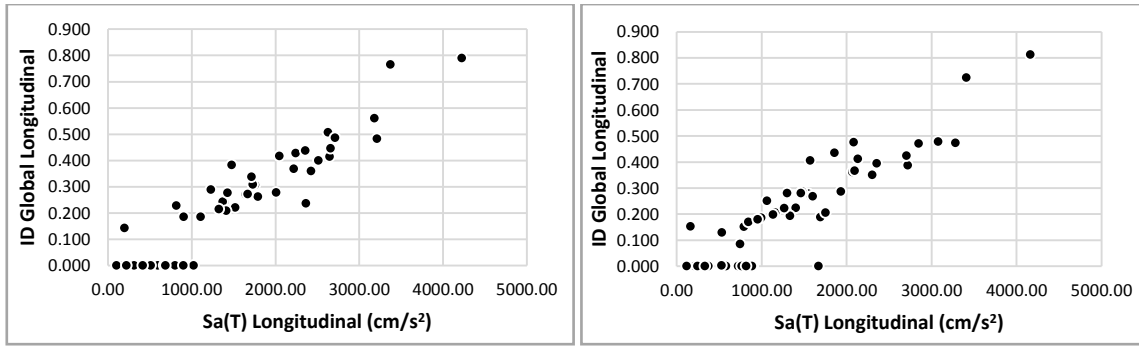
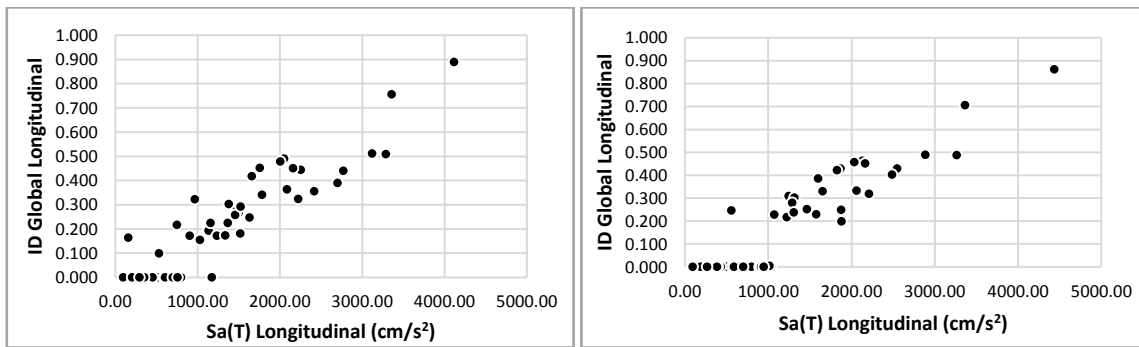


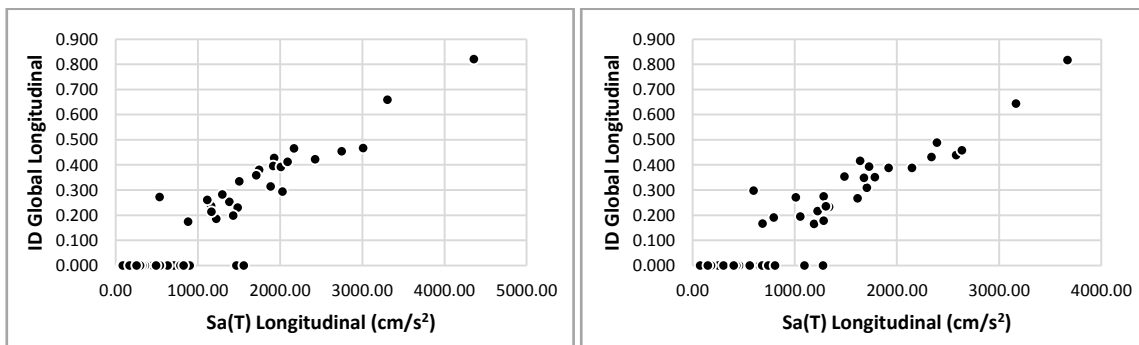
Figura B 76. $Sa(T)$ -ID Global. Modelo C20P10-2 a) ($H=0m$) b) ($H=1m$).



a) b)
Figura B 77. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P10-2 a) (H= 2m) b) (H= 3m).



a) b)
Figura B 78. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P10-2 a) (H= 4m) b) (H= 5m).



a) b)
Figura B 79. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P10-2 a) (H= 6m) b) (H= 7m).

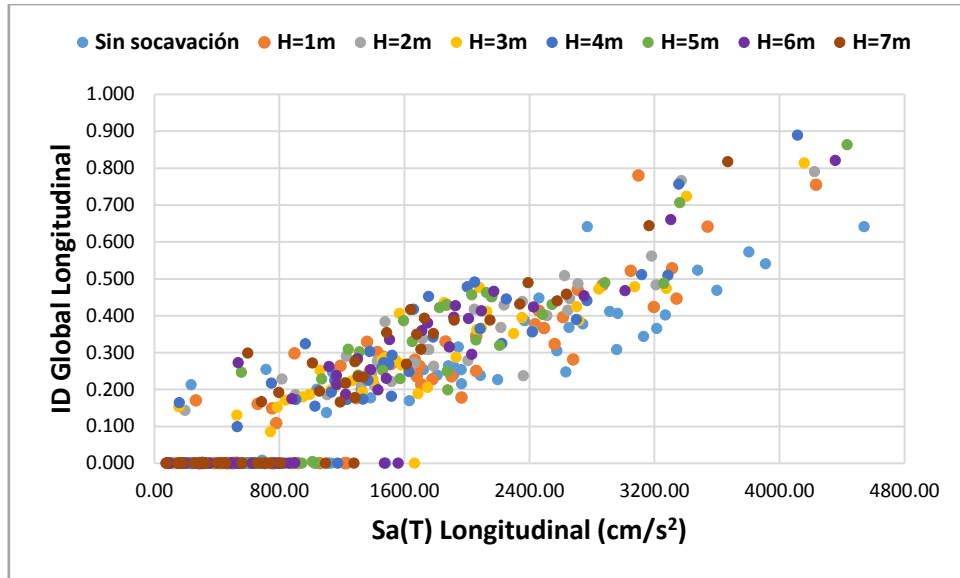


Figura B 80. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P10-2, considerando todos los casos de estudio.

B.5 Modelo C20P20-1

B.5.1 Relaciones MI-Distorsión angular

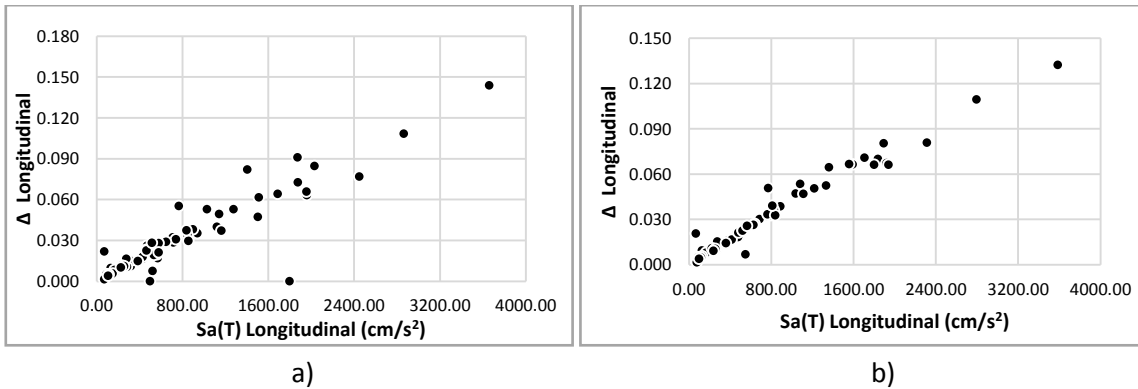
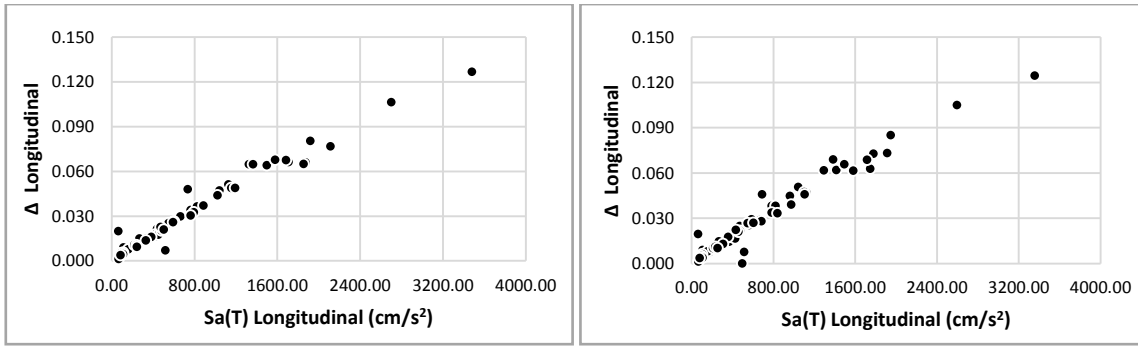


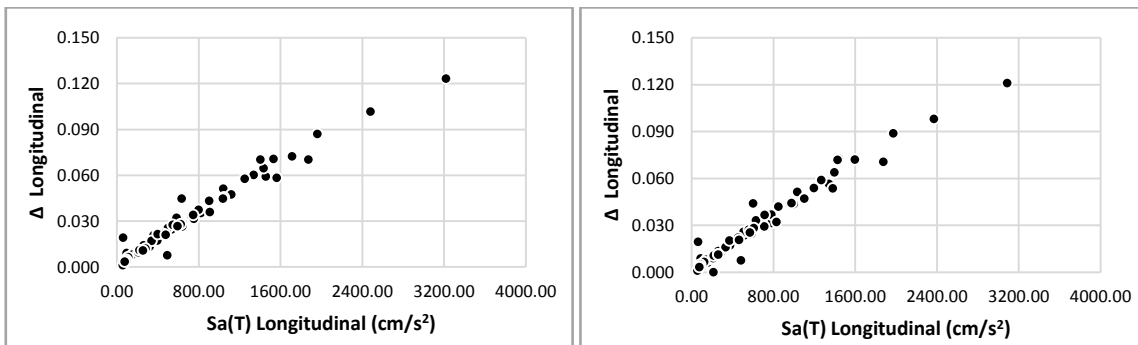
Figura B 81. Sa (T)- Δ . Modelo C20P20-1 a) (H=0m) b) (H=1m).



a)

b)

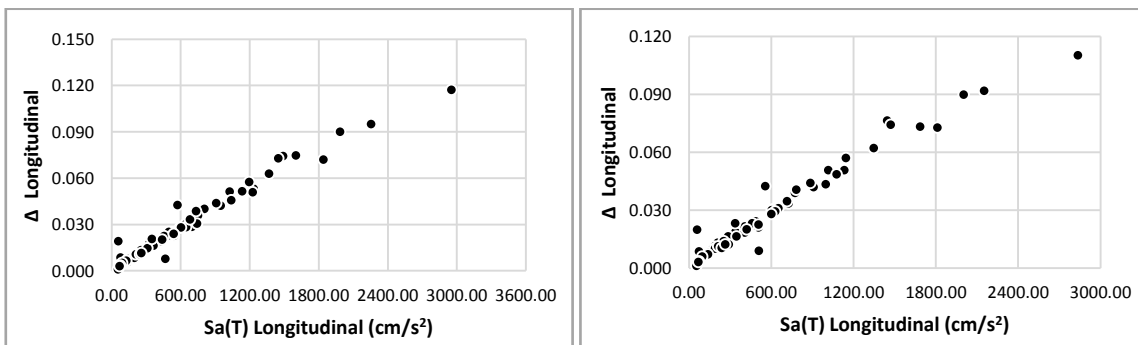
Figura B 82. Sa (T)-Δ. Modelo C20P20-1 a) (H= 2m) b) (H= 3m).



a)

b)

Figura B 83. Sa (T)-Δ. Modelo C20P20-1 a) (H= 4m) b) (H= 5m).



a)

b)

Figura B 84. Sa (T)-Δ. Modelo C20P20-1 a) (H= 6m) b) (H= 7m).

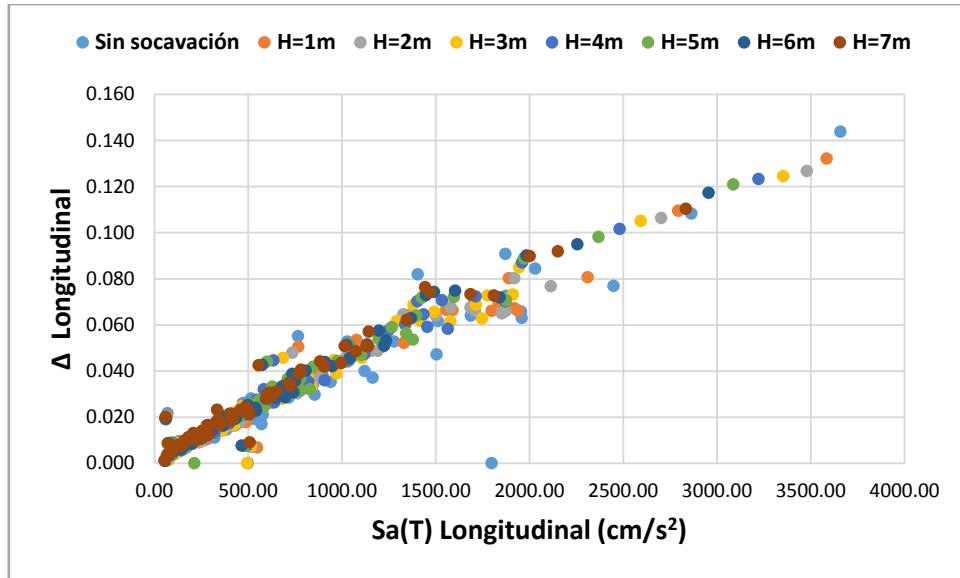


Figura B 85. $Sa(T)$ - Δ . Modelo C20P20-1 considerando todos los casos de estudio.

B.5.2 Relaciones MI-Rotación Plástica

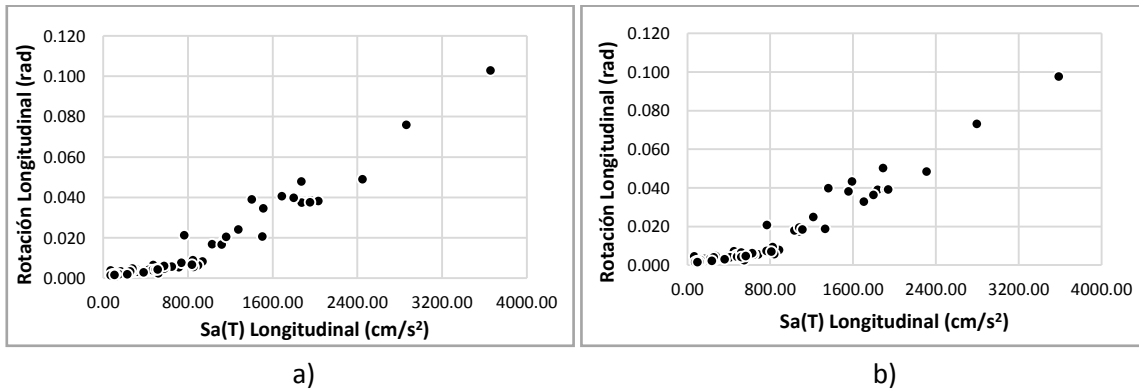


Figura B 86. $Sa(T)$ - θ . Modelo C20P20-1 a) ($H=0m$) b) ($H=1m$).

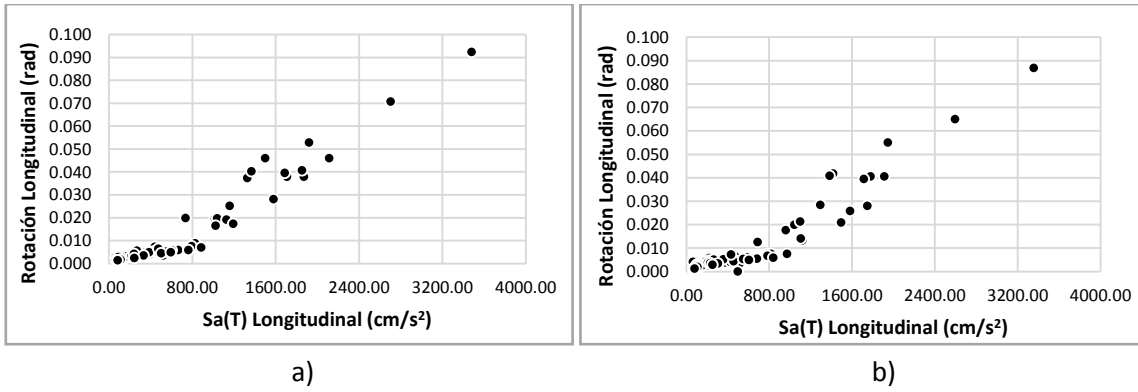


Figura B 87. Sa(T)- θ . Modelo C20P20-1 a) (H=2m) b) (H=3m).

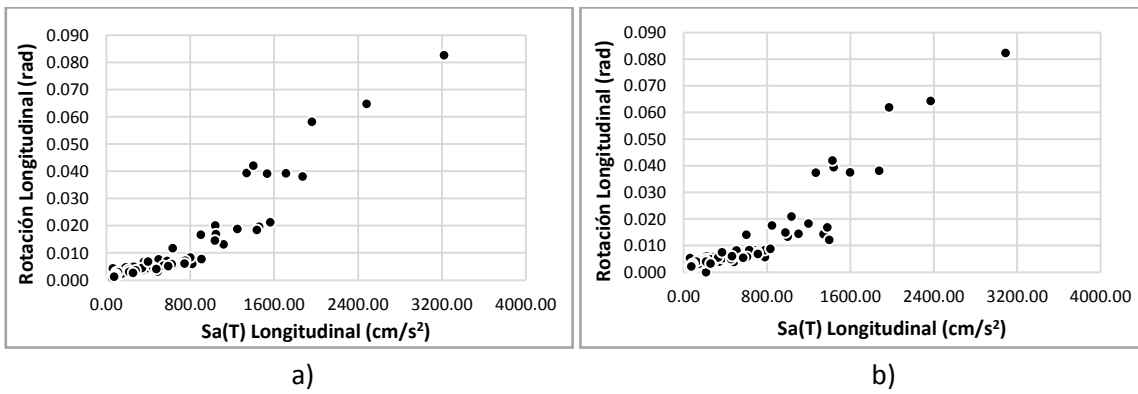


Figura B 88. Sa(T)- θ . Modelo C20P20-1 a) (H=4m) b) (H=5m).

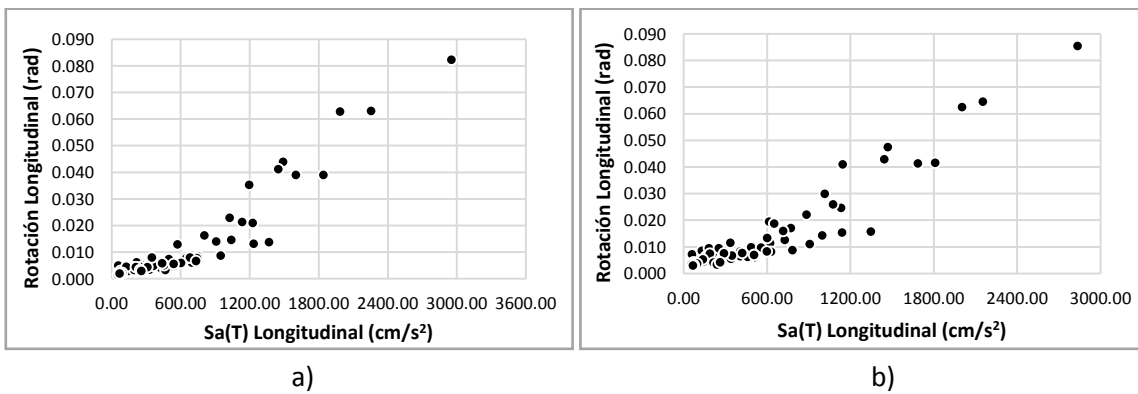


Figura B 89. Sa(T)- θ . Modelo C20P20-1 a) (H=6m) b) (H=7m).

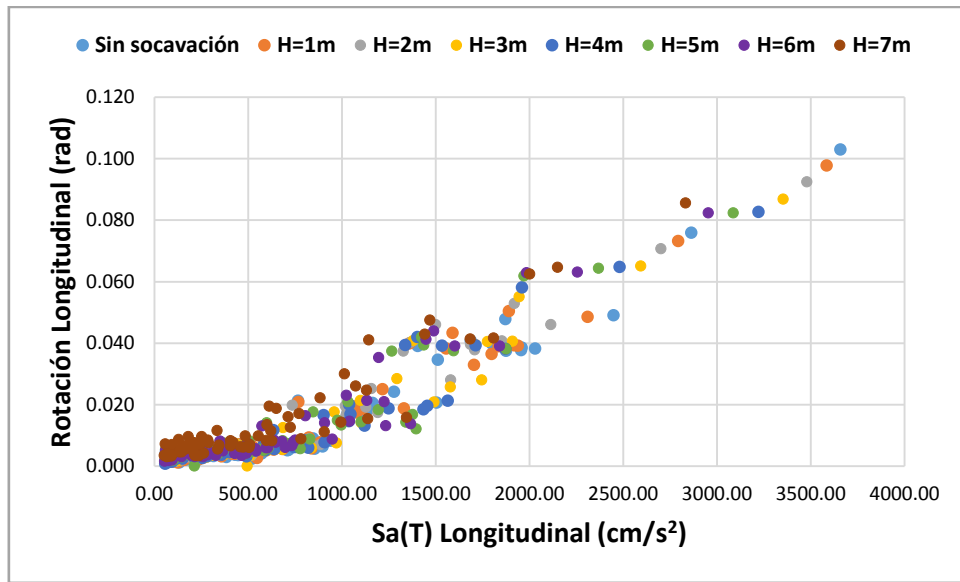


Figura B 90. $Sa(T)$ - θ . Modelo C20P20-1, considerando todos los casos de estudio.

B.5.3 Relaciones MI-Índice de Daño Local

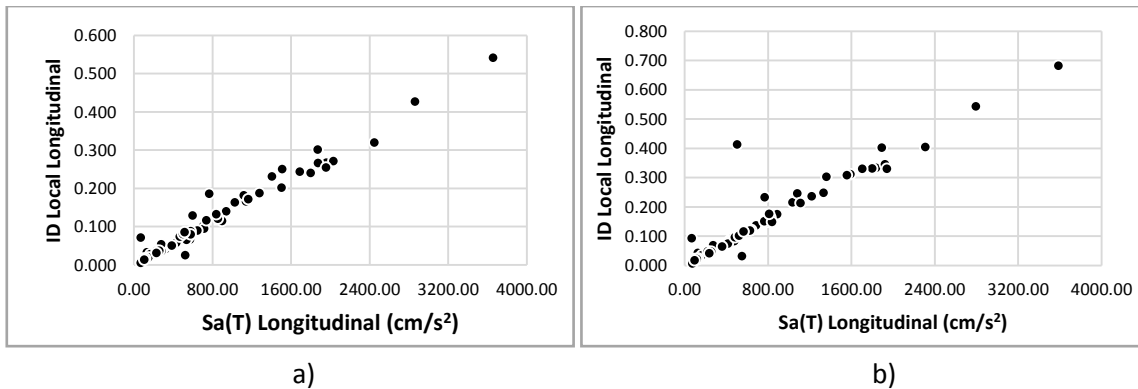


Figura B 91. $Sa(T)$ -ID Local. Modelo C20P20-1 a) ($H=0m$) b) ($H=1m$).

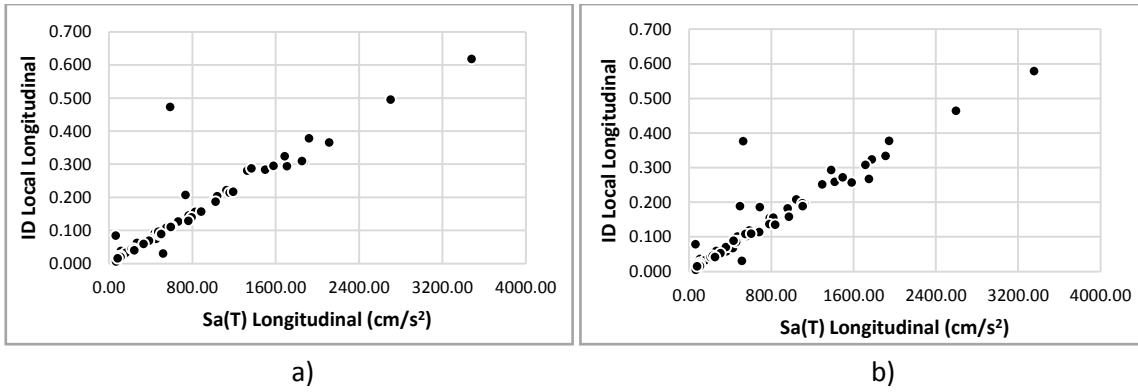


Figura B 92. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P20-1 a) (H= 2m) b) (H= 3m).

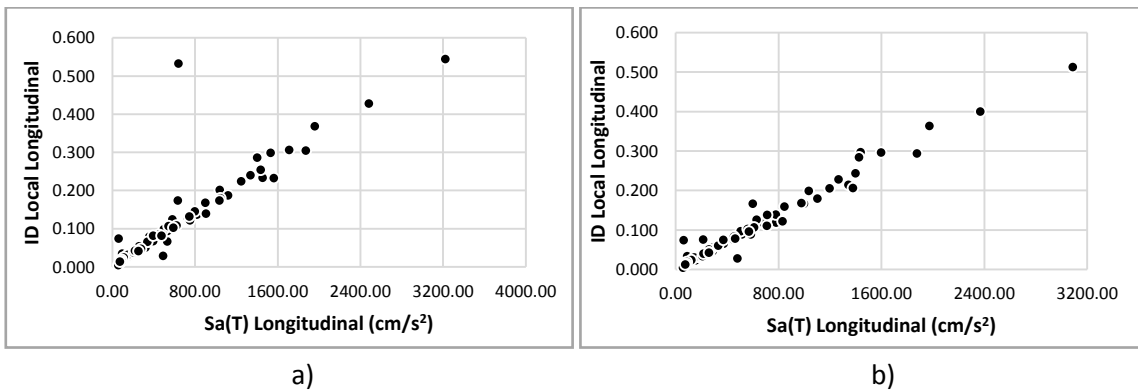


Figura B 93. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P20-1 a) (H= 4m) b) (H= 5m).

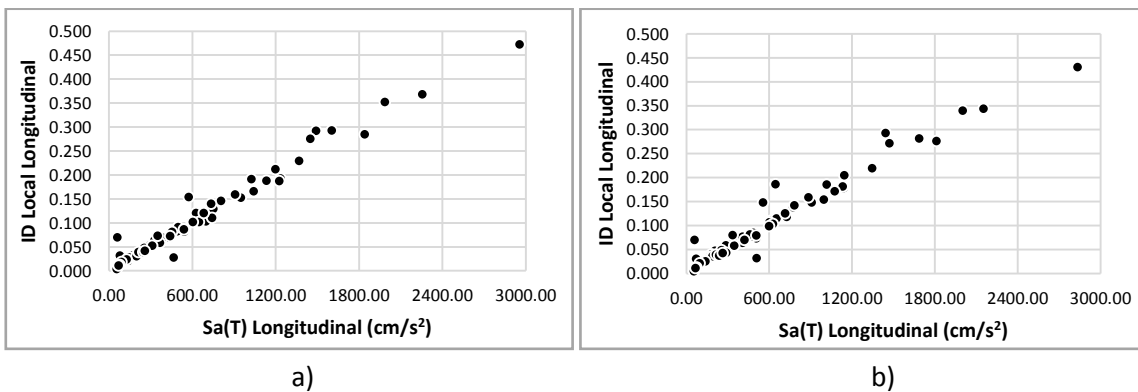


Figura B 94. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P20-1 a) (H= 6m) b) (H= 7m).

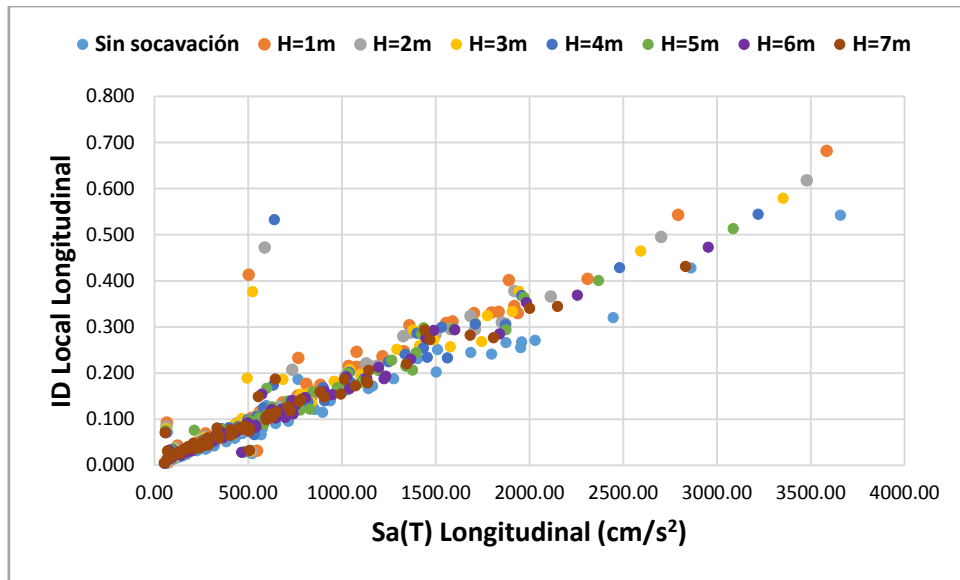


Figura B 95. $Sa(T)$ -ID Local. Modelo C20P20-1, considerando todos los casos de estudio.

B.5.4 Relaciones MI-Índice de Daño Global

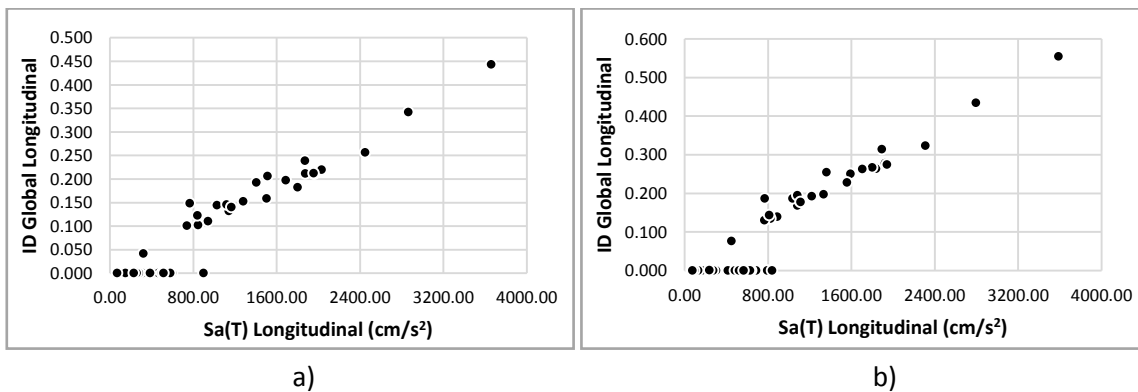


Figura B 96. $Sa(T)$ -ID Global. Modelo C20P20-1 a) ($H=0m$) b) ($H=1m$).

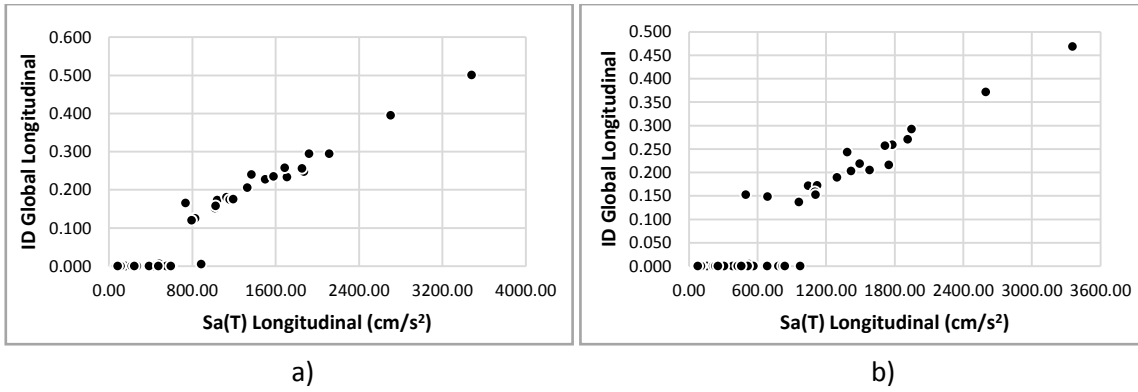


Figura B 97. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P20-1 a) (H= 2m) b) (H= 3m).

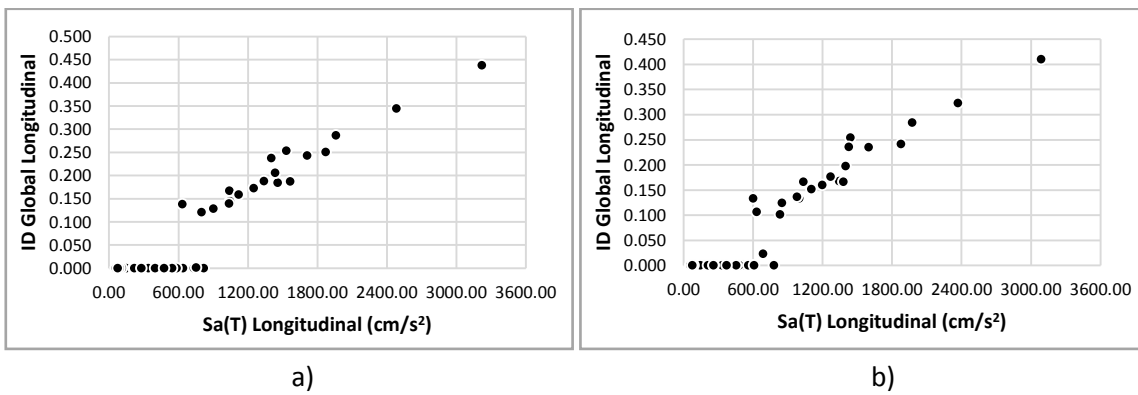


Figura B 98. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P20-1 a) (H= 4m) b) (H= 5m).

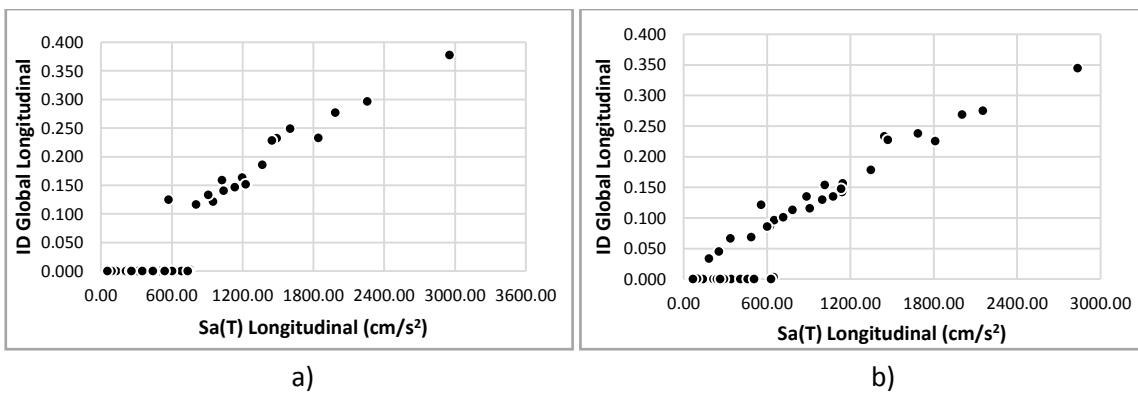


Figura B 99. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P20-1 a) (H= 6m) b) (H= 7m).

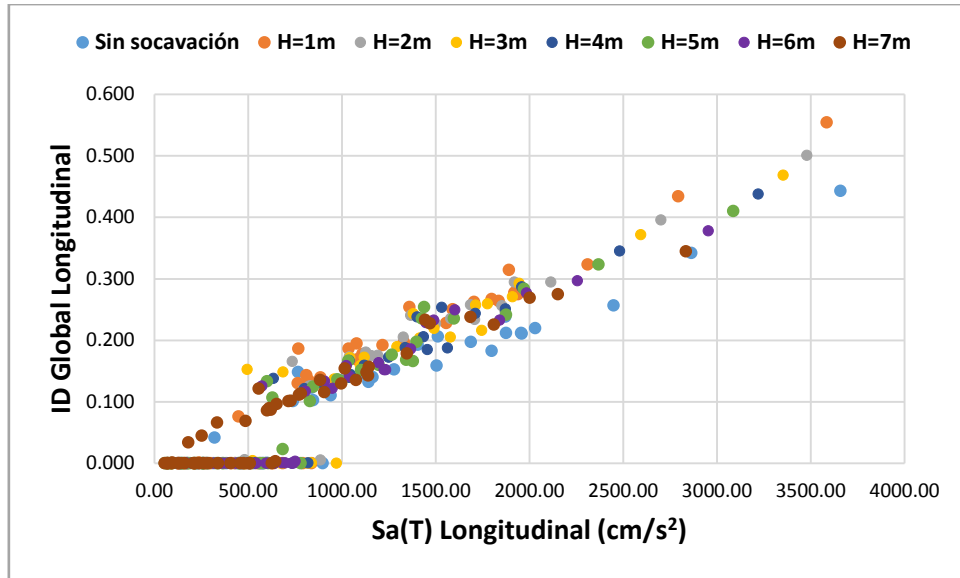


Figura B 100. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P20-1, considerando todos los casos de estudio.

B.6 Modelo C20P20-2

B.6.1 Relaciones MI-Distorsión angular

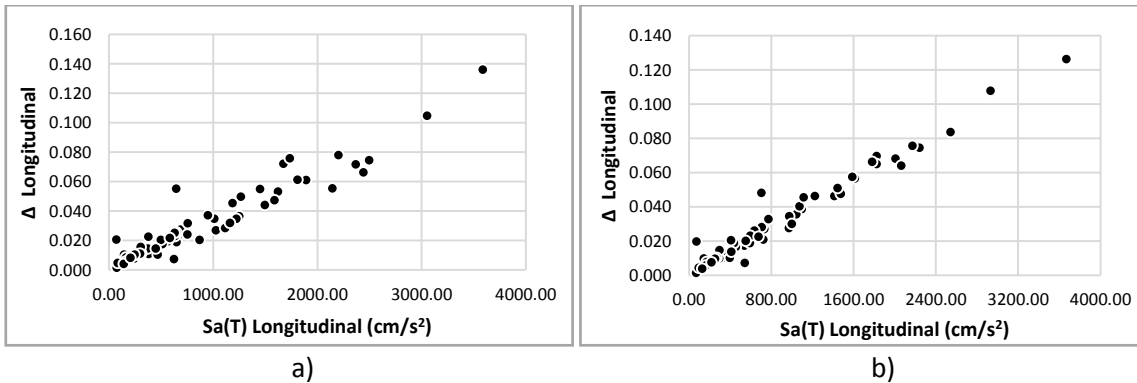
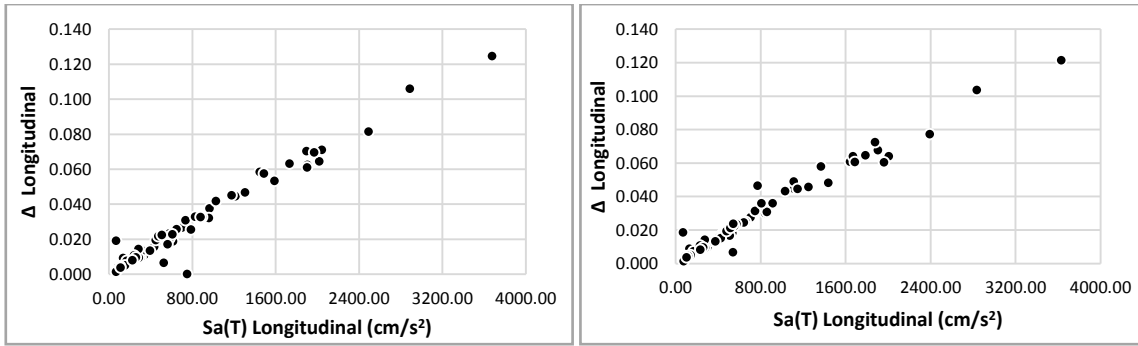
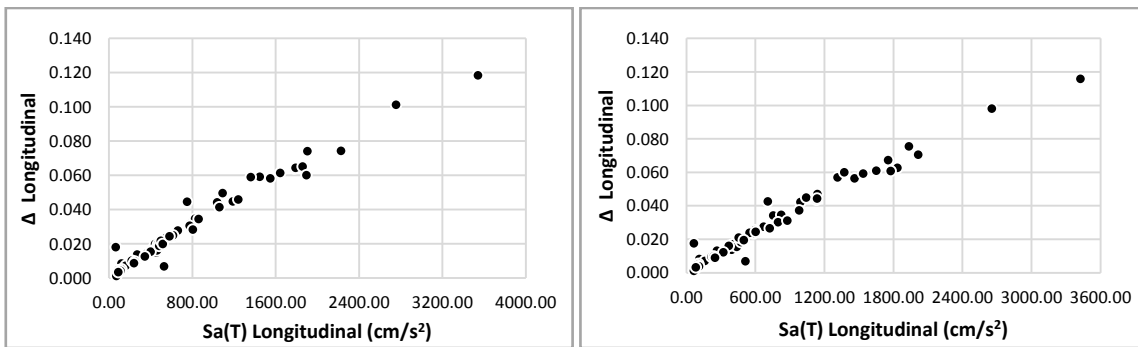


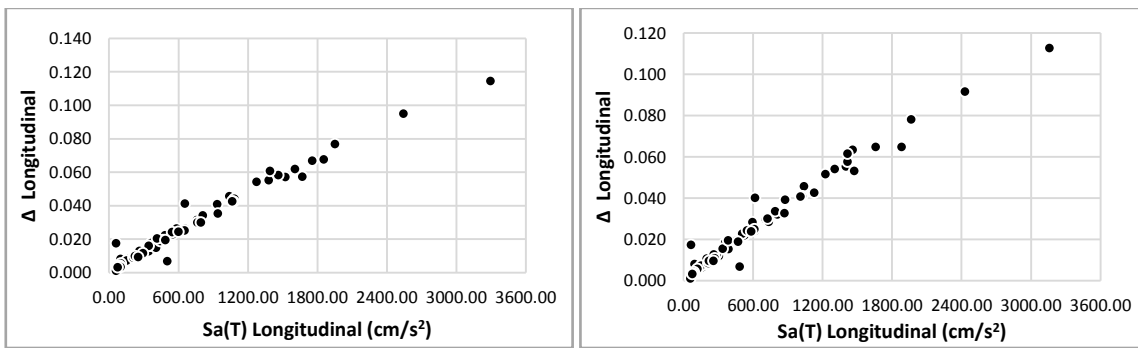
Figura B 101. Sa (T)-Δ. Modelo C20P20-2 a) (H= 0m) b) (H= 1m).



a) b)
Figura B 102. Sa (T)-Δ. Modelo C20P20-2 a) (H= 2m) b) (H= 3m).



a) b)
Figura B 103. Sa (T)-Δ. Modelo C20P20-2 a) (H= 4m) b) (H= 5m).



a) b)
Figura B 104. Sa (T)-Δ. Modelo C20P20-2 a) (H= 6m) b) (H= 7m).

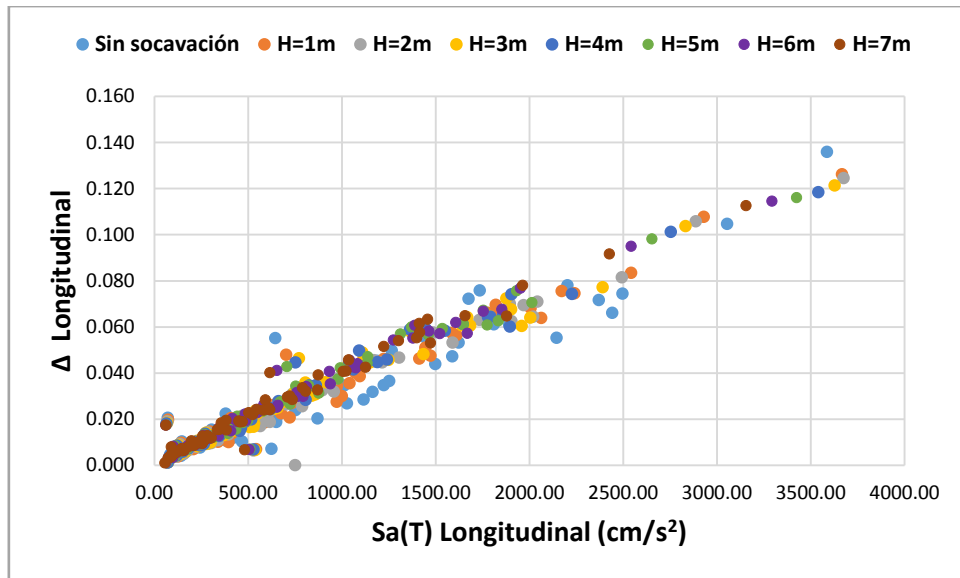


Figura B 105. $Sa(T)$ - Δ . Modelo C20P20-2 considerando todos los casos de estudio.

B.6.2 Relaciones MI-Rotación Plástica

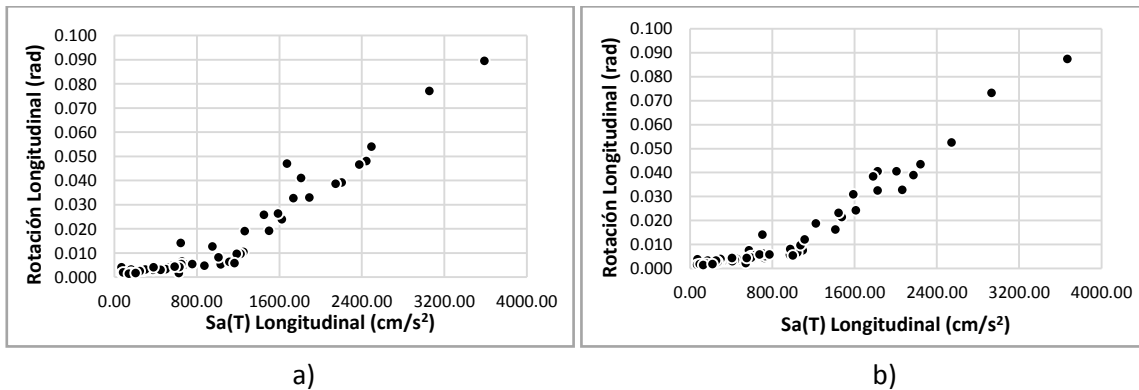
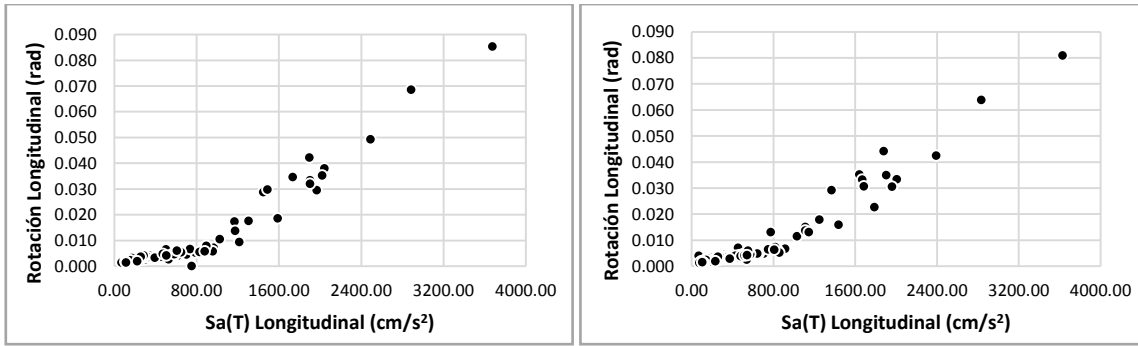
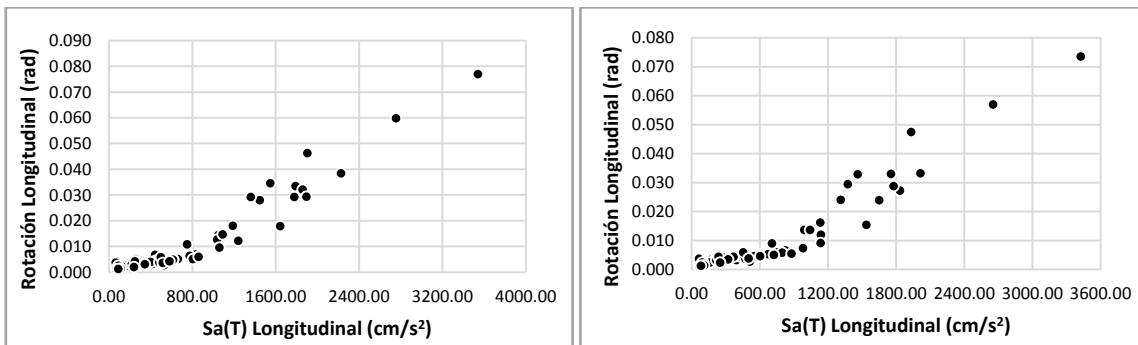


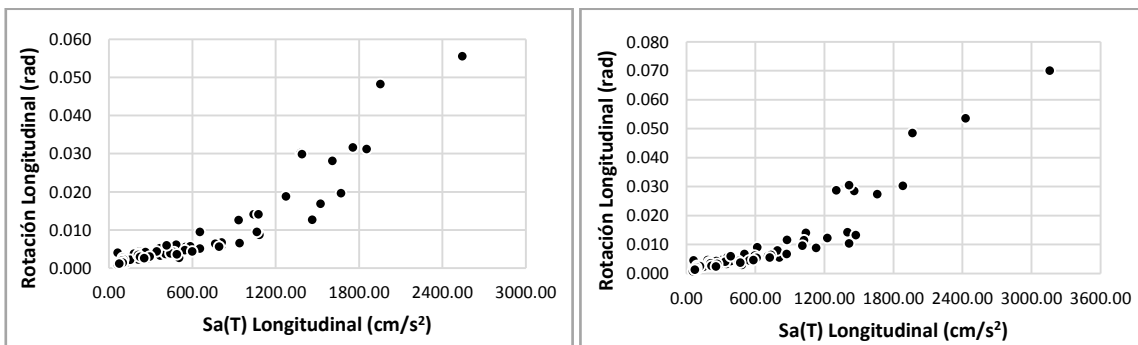
Figura B 106. $Sa(T)$ - θ . Modelo C20P20-2 a) ($H=0m$) b) ($H=1m$).



a) b)
Figura B 107. $Sa(T) - \theta$. Modelo C20P20-2 a) ($H=2m$) b) ($H=3m$).



a) b)
Figura B 108. $Sa(T) - \theta$. Modelo C20P20-2 a) ($H=4m$) b) ($H=5m$).



a) b)
Figura B 109. $Sa(T) - \theta$. Modelo C20P20-2 a) ($H=6m$) b) ($H=7m$).

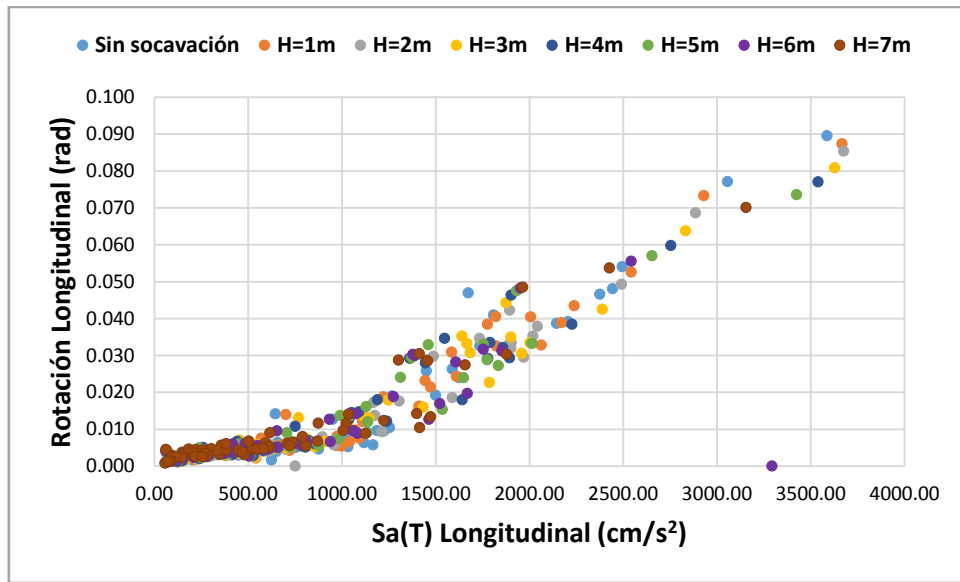


Figura B 110. $Sa(T)$ - θ . Modelo C20P20-2, considerando todos los casos de estudio.

B.6.3 Relaciones MI-Índice de Daño Local

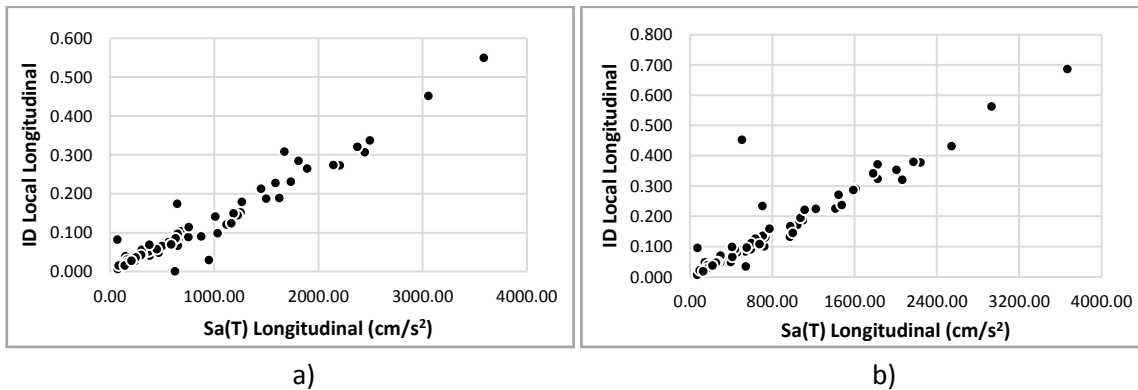


Figura B 111. $Sa(T)$ -ID Local. Modelo C20P20-2 a) ($H=0m$) b) ($H=1m$).

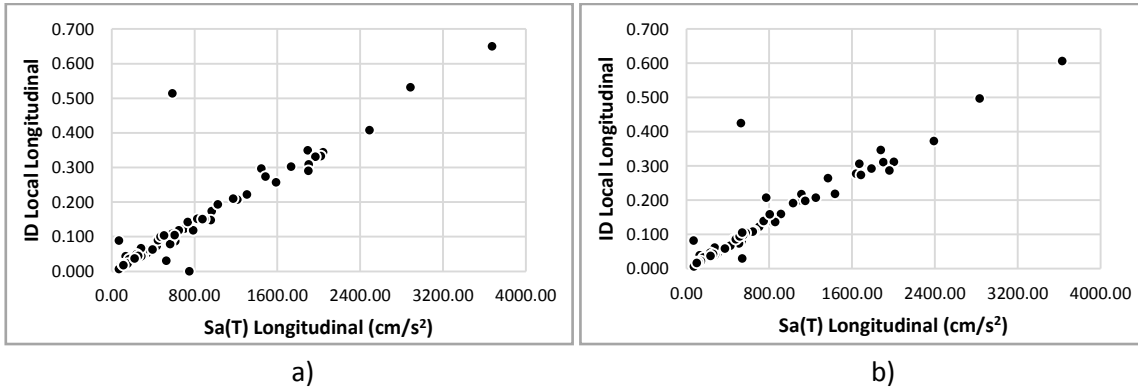


Figura B 112. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P20-2 a) (H= 2m) b) (H= 3m).

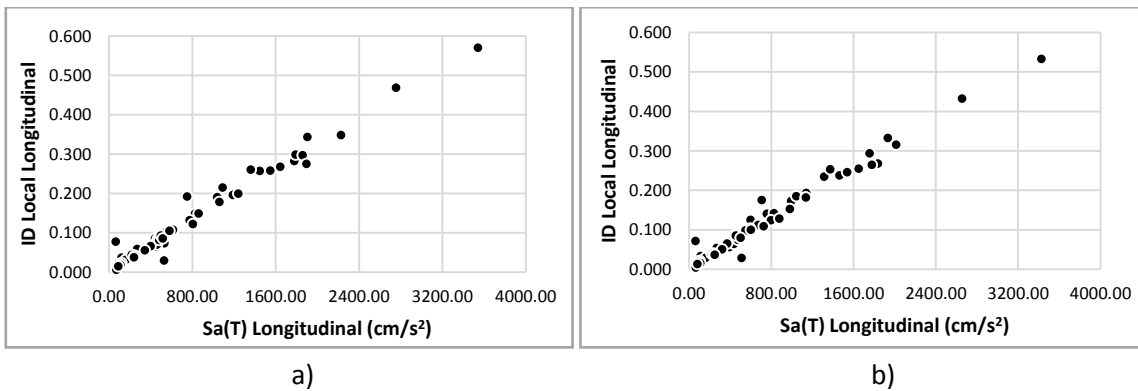


Figura B 113. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P20-2 a) (H= 4m) b) (H= 5m).

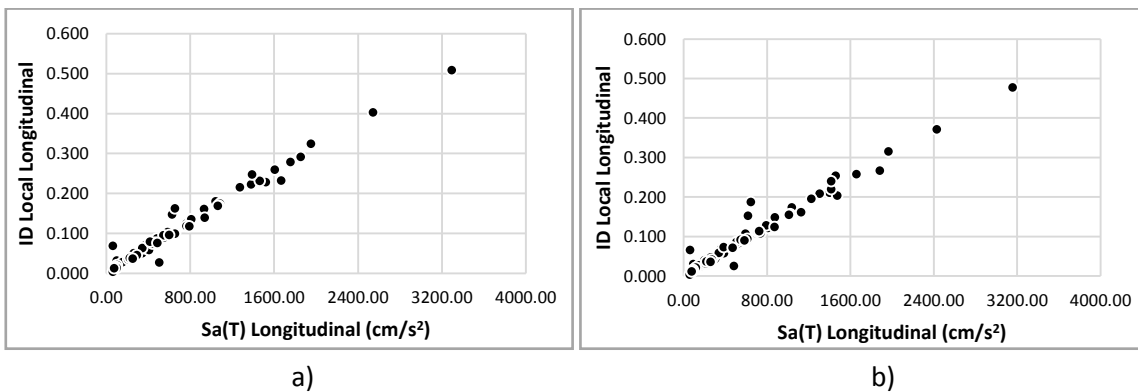


Figura B 114. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P20-2 a) (H= 6m) b) (H= 7m).

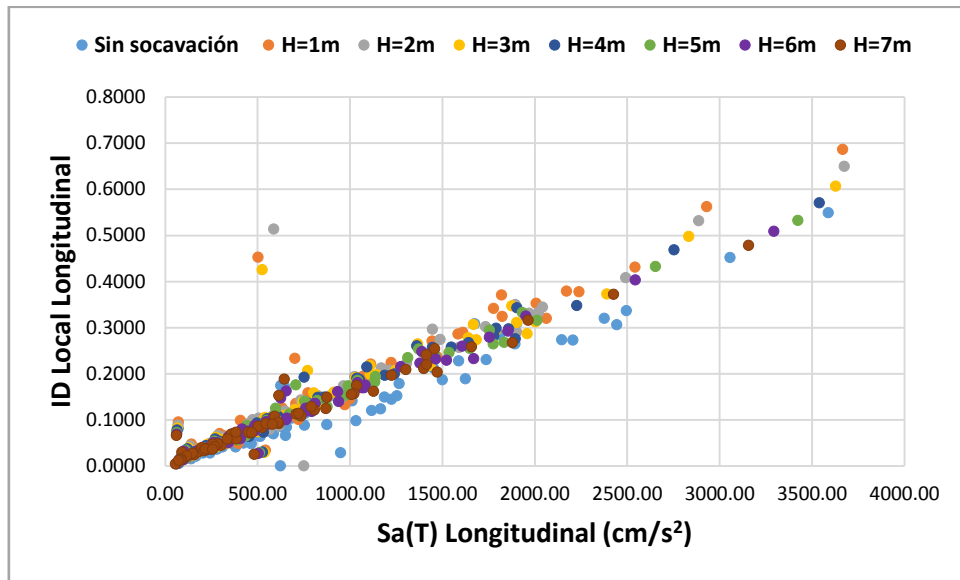


Figura B 115. Sa(T)-ID Local. Modelo C20P20-2, considerando todos los casos de estudio.

B.6.4 Relaciones MI-Índice de Daño Global

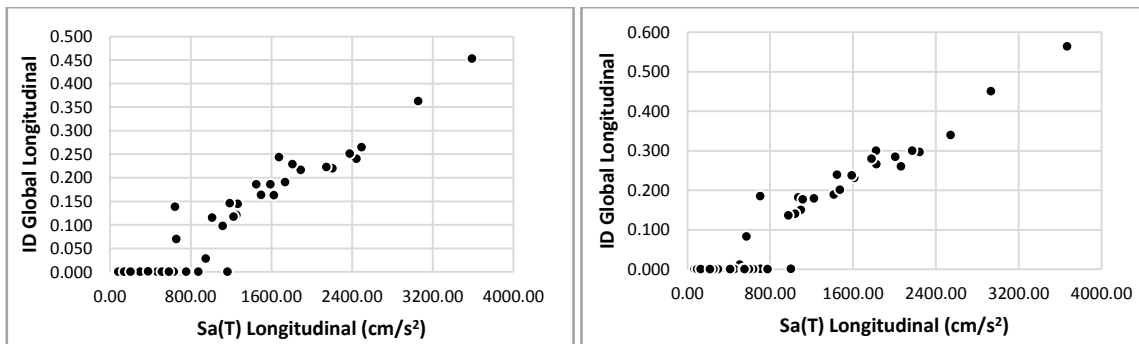


Figura B 116. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P20-2 a) (H= 0m) b) (H= 1m).

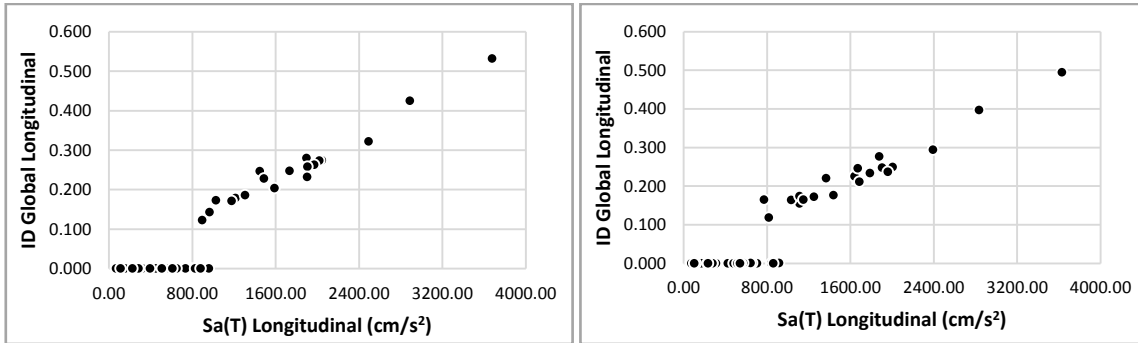


Figura B 117. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P20-2 a) (H= 2m) b) (H= 3m).

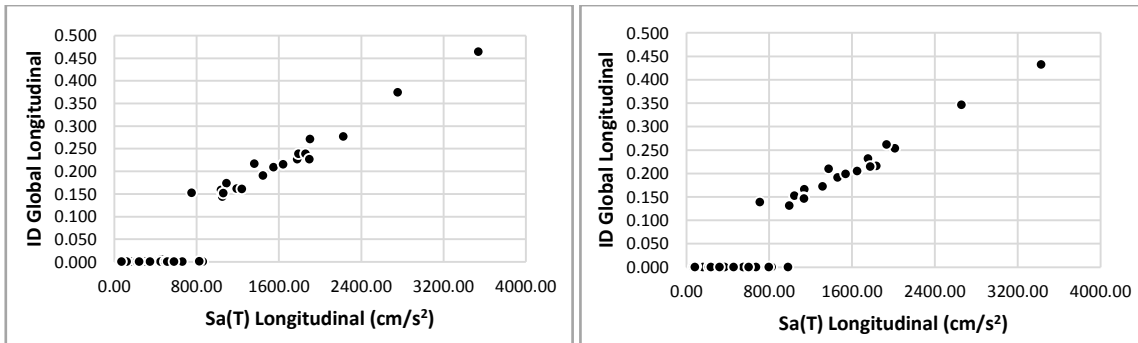


Figura B 118. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P20-2 a) (H= 4m) b) (H= 5m).

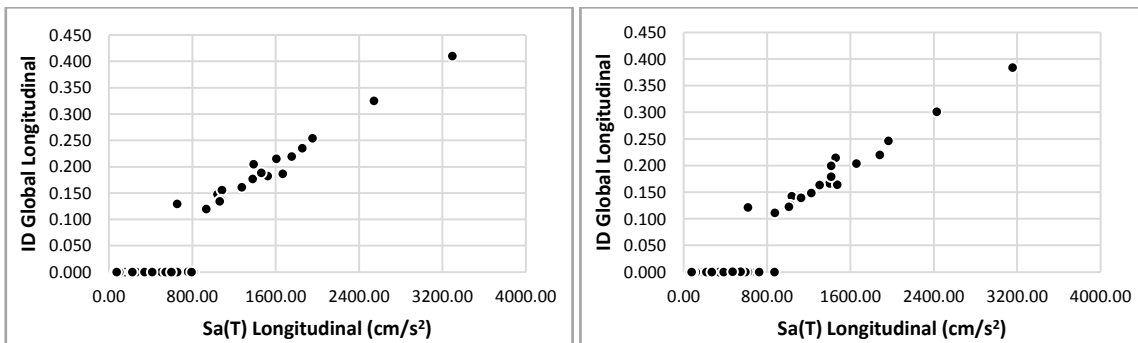


Figura B 119. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P20-2 a) (H= 6m) b) (H= 7m).

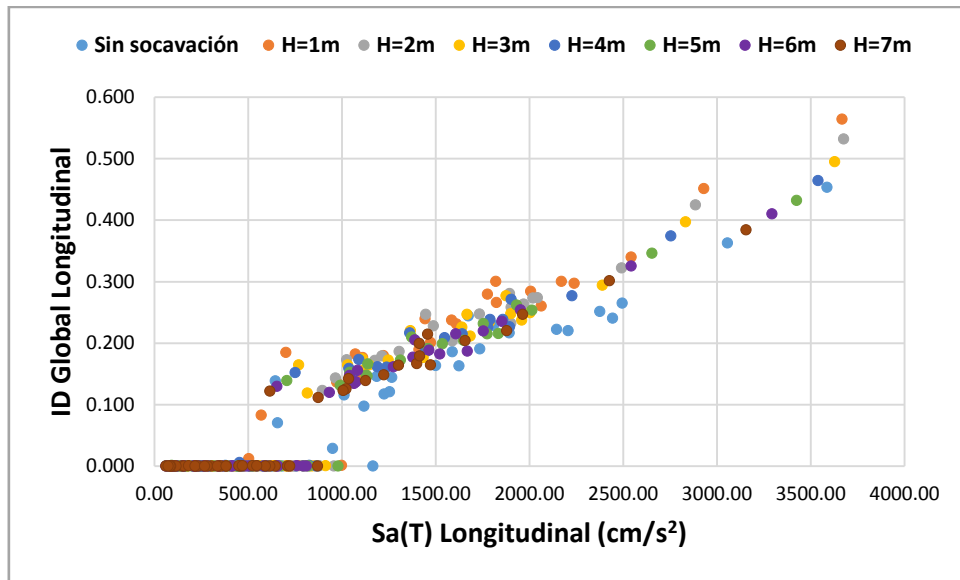


Figura B 120. Sa(T)-ID Global. Modelo C20P20-2, considerando todos los casos de estudio.