

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

**VULNERABILIDAD POR SOCAVACIÓN DE
PUENTES CARRETEROS ANTE AVENIDAS**

T E S I S

PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

P R E S E N T A
DARIO ESPINOZA FIGUEROA

DIRECTORES DE TESIS:
DRA. CONSUELO GÓMEZ SOBERÓN
M.I. JUAN JAVIER CARRILLO SOSA

MÉXICO, D. F. MARZO DE 2010

CONTENIDO

1. ANTECEDENTES.....	1
1.1 Vulnerabilidad, riesgo y peligro.....	2
1.2 Algunos casos de socavación observados en México	3
1.3 Casos de socavación observados en otros países	6
1.3.1 Estados Unidos	6
1.3.2 Perú	11
1.3.3 Colombia	12
2. ESPECIFICACIONES PARA ACCIONES DE AGUA Y SOCAVACIÓN	17
2.1 Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT (2001).....	17
2.1.1 Empuje dinámico del agua	17
2.1.2 Subpresión.....	19
2.2 ASHTO LRFD (American Association of State Highway and Transportation Officials)	19
2.2.1 Acciones del agua.....	20
2.2.2 Socavación en puentes.....	22
2.3 FHWA (Federal Highway Administration).	23
2.3.1 Diseño y evaluación de puentes contra socavación.....	24
2.3.1.1 Conceptos y filosofía de diseño.....	24
2.3.1.2 Procedimiento general de diseño	26
2.3.1.3 Consideraciones generales de diseño	27
2.3.1.4 Pilas.....	28
2.3.1.5 Superestructuras	28
3. ECUACIONES PARA LA SOCAVACIÓN	30
3.1 Socavación.....	30
3.2 Determinación de la socavación general	31
3.2.1 Cauces definidos.....	33
3.2.2 Suelos cohesivos homogéneos.....	33
3.2.3 Suelos homogéneos no cohesivos.....	38
3.2.4 Suelos heterogéneos.....	39
3.2.4.1 Método analítico por tanteos	39

Vulnerabilidad por socavación de puentes carreteros ante avenidas

3.2.4.2 Método semigráfico	40
3.3 Expresiones para el cálculo de la socavación local al pie de pilas.....	41
3.4 Socavación local en pilas. FHWA (Federal Highway Administration).....	52
3.5 Socavación en pilas complejas. Federal Highway Administration, FHWA	55
3.5.1 Métodos de análisis para la superposición de las componentes de socavación	56
3.5.2 Determinación de la componente de socavación para pilas	58
3.5.3 Determinación de la componente de socavación para la cimentación	58
3.6 Parámetros que afectan la socavación local	61
3.7 Análisis de sensibilidad de expresiones para la determinación de la socavación local	62
4. MODELOS DE PILAS	72
4.1 Generación de datos aleatorios	72
4.2 Análisis por interacción suelo-estructura.....	79
4.3 Determinación de las rigideces del suelo.....	82
4.4 Influencia de la profundidad de confinamiento de la cimentación	88
4.5 Cargas consideradas en los modelos.....	89
4.5.1 Viento sobre la superestructura.....	91
4.5.2 Viento sobre la subestructura.....	91
5. ANÁLISIS PARAMÉTRICO	93
5.1 Cálculo de pilas rectangulares.....	93
5.1.1 Cálculo de la socavación por contracción	93
5.1.2 Cálculo de la socavación local	95
5.1.3 Determinación de la rigidez equivalente del suelo	102
5.1.4 Influencia de la socavación en la rigidez del suelo.....	105
5.1.5 Cálculo de las fuerzas producidas en la pila por acción del agua.....	109
5.1.6 Cálculo de las fuerzas producidas en la pila por acción del viento	112
5.1.6.1 Fuerzas adicionales en los modelos	114
5.1.6.2 Elaboración del modelo en SAP2000 v12.....	114
6. CONDICIONES DE FALLA	116
6.1 Capacidad de carga y momento de volteo. Factores de Seguridad	116
6.2 Capacidad de carga	124
6.1 Condición de falla asociada a la pérdida de apoyo	130

6.3 Condición de falla asociada a la relación de esbeltez	151
7. CONCLUSIONES	156
REFERENCIAS.....	161
ANEXOS.....	163
A. Gráficas de desplazamientos en la dirección x	163
B. Gráficas de la socavación total.....	170
C. Componente de socavación de la cimentación	172
D. Condición de falla asociada a la longitud de apoyo.....	173
E. Gráficas de periodos para los diferentes tipos de pilas	181
F. Variación de los momentos flexionantes alrededor del eje corto de la pila (eje y).....	196
G. Variación de la esbeltez	197
H. Factores de Seguridad	206

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Proceso de generación de daños en puentes debido a la ocurrencia de una avenida máxima	3
Figura 1.2 Fotografía del puente Infiernillo (SCT, 2002).....	4
Figura 1.3 Colapso del puente Tonalá en el estado de Tabasco. (Referencia web-2).....	4
Figura 1.4 Falla por socavación del puente Bolognesi en Perú (Martínez, 2007).....	11
Figura 1.5 Falla del puente Huachipa en Perú por problemas de socavación (Martínez, 2007)	12
Figura 1.6 Falla por socavación del puente Saltur en Perú (Martínez, 2007)	12
Figura 1.7 Causa principales de falla no intencionales en Colombia. (Muñoz, 2003) ..	13
Figura 2.1 Presión lateral (AASHTO LRFD, 2007).....	21
Figura 2.2 Aumento del área expuesta a la presión de la corriente debido a la acumulación de objetos flotantes (AASHTO LRFD, 2007)	22
Figura 2.3 diagrama de flujo para el análisis de socavación en puentes. (HEC-18, 2001)	25
Figura 3.1 Sección de un río con cauce principal definido. (Maza, 1968).....	31
Figura 3.2 Sección de un río con cauce principal no definido. (Maza,1968).....	32
Figura 3.3 Esquema para la determinación de la socavación general según Lischtvan-Lebediev (Maza, 1968).....	32
Figura 3.4 Variables que influyen en el cálculo de la velocidad media de la corriente v . (Maza, 1968)	36
Figura 3.5 Puntos de consideración para el cálculo de la socavación general por el método analítico (Maza, 1968)	40
Figura 3.6 Procedimiento semigráfico para la socavación general en suelos heterogéneos (Maza, 1968).....	41
Figura 3.7 Representación del primer caso para el método de Laursen y Toch	43
Figura 3.8 Coeficiente de la relación entre el tirante y el ancho (Maza, 1968)	44
Figura 3.9 Representación del caso 2 para el método de Laursen y Toch (Maza, 1968)	45
Figura 3.11 Valores de k_f y b_f para distintos tipos de pila (Maza, 1968)	46
Figura 3.10 Coeficiente de corrección por esviajamiento entre la corriente y el eje longitudinal de la pila (Maza, 1968)	46

Figura 3.12 Representación gráfica del valor de k_v (Maza, 1968)	47
Figura 3.13 Representación gráfica del valor de k_h (Maza, 1968)	47
Figura 3.14 Formas comunes de pilas (HEC-18, 2001)	53
Figura 3.15 Definición de variables para los componentes de socavación en una pila compleja. (HEC-18, 2001).....	57
Figura 3.16 Determinación del coeficiente $K_{h\ pila}$. $a_{pier} = b$ (ancho de la pila). (HEC-18, 2001)	58
Figura 3.17 Ancho equivalente de la cimentación. $a_{pc}^* = b_{ciment}^*$ y $a_{pc} = b_{ciment}$ (HEC-18, 2001)	60
Figura 3.18 Definición del tirante y la velocidad en la cimentación para el caso 2. (HEC-18, 2001)	61
Figura 3.19 Fórmula de Basak <i>et al.</i> (1975). (Nalluri <i>et. al</i> 1999).....	64
Figura 3.20 Fórmula de Norman (1975). (Nalluri <i>et. al</i> 1999).....	65
Figura 3.21 Fórmula de Blench <i>et al.</i> (1965). (Nalluri <i>et. al</i> 1999).....	65
Figura 3.22 Fórmula de Laursen y Toch (1975). (Nalluri <i>et. al</i> 1999).....	66
Figura 3.23 Fórmula de Arunacahlam (1975). (Nalluri <i>et. al</i> 1999).....	66
Figura 3.24 Fórmula Hancu (1971). (Nalluri <i>et. al</i> 1999).	67
Figura 3.25 Fórmula de Shen (1971). (Nalluri <i>et. al</i> 1999).....	67
Figura 3.26 Fórmula de Shen II (1975). (Nalluri <i>et. al</i> 1999).	68
Figura 3.27 Fórmula de Inglis (1949). (Nalluri <i>et. al</i> 1999).....	68
Figura 3.28 Fórmula de Jain (1981). (Nalluri <i>et. al</i> 1999).	69
Figura 3.29 Fórmula de Johnson (1992). (Nalluri <i>et. al</i> 1999).....	69
Figura 3.30 Fórmula de Ab Ghani y Nalluri (1996). (Nalluri <i>et. al</i> 1999).....	70
Figura 3.31 Variación de la profundidad de socavación local con los resultados del análisis de sensibilidad	71
Figura 4.1 Dimensiones de interés para pilas rectangulares.....	73
Figura 4.2 Parámetros fijados para pilas con tajamar triangular. Los valores de 6.5 m y 3.5 m se mantuvieron constantes.....	74
Figura 4.3 Distribución de las subpilas circulares para la pila de grupos circulares...	75
Figura 4.4 Modelo de resortes equivalentes del terreno. (Sánchez, 1997).....	80
Figura 4.5 Modelo de masas concentradas del terreno. (Sánchez, 1997).....	81
Figura 4.6 Modelo de masas concentradas para el análisis de un puente.....	81

Figura 4.7 Modelo del espacio semi-infinito. (Sánchez, 1997).....	81
Figura 4.8 Modelo de elemento finito. (Lorefice <i>et al.</i> , 2007)	82
Figura 4.9 Determinación de las dimensiones de interés para el cálculo de las impedancias. (Gazetas, 1991).....	84
Figura 4.10 Representación de la pérdida de suelo en la base de la cimentación por socavación.....	86
Figura 4.11 Discretización de nodos en la cimentación para la distribución de las rigideces equivalentes del terreno	87
Figura 4.12 Distribución de las rigideces equivalentes del terreno en los modelos elaborados.....	87
Figura 5.1 Dimensiones de interés para el primer análisis de pilas rectangulares	99
Figura 5.2 Gráfica de la componente de socavación de la pila y la socavación general para las condiciones dadas en el primer análisis	100
Figura 5.3 Determinación del valor h_2	100
Figura 5.4 Geometría de la cimentación.....	102
Figura 5.5 Distribución de las rigideces equivalentes del terreno en la porción de la cimentación que aún se encuentra apoyada sobre el suelo	105
Figura 5.6 Socavación total producida bajo las condiciones de la tabla 5.1.....	106
Figura 5.7 Socavación general producida bajo las condiciones del cálculo 3	107
Figura 5.8 Ilustración del área expuesta de la pila sujeta a la presión hidrodinámica	110
Figura 5.9 dimensiones de interés para la determinación del volumen de agua desalojada por la pila	111
Figura 5.10 Ilustración del área expuesta de la pila a la acción del viento.....	112
Figura 5.11 Área expuesta del lado largo de la pila a la acción del viento	113
Figura 6.1 Profundidad de socavación que produce falla en pilas rectangulares.....	122
Figura 6.2 Profundidad de socavación que produce falla en pilas circulares	123
Figura 6.3 Profundidad de socavación que produce falla en pilas de grupos circulares	123
Figura 6.4 Profundidad de socavación que produce la falla en pilas con tajamar triangular	124
Figura 6.5 Esfuerzo admisible para arcillas arenosas vs la presión ejercida por la pila rectangular	127
Figura 6.6 Esfuerzo admisible para arenas limosas vs la presión ejercida por la pila rectangular	127

Vulnerabilidad por socavación de puentes carreteros ante avenidas

Figura 6.7 Esfuerzo admisible para arenas y gravas sueltas vs la presión de la pila rectangular	128
Figura 6.8 Esfuerzo admisible para arenas y gravas densas vs la presión de la pila rectangular	128
Figura 6.9 Variación de los momentos producidos por la presión hidrodinámica y el viento sobre la pila	129
Figura 6. 10 Variación del porcentaje de casos que superan el esfuerzo admisible del suelo.....	129
Figura 6.11 Longitud de apoyo provista. SCT (2001).....	131
Figura 6.12 Regionalización sísmica. SCT (2001)	132
Figura 6.13 Socavación total contra desplazamientos en la dirección x , para modelos con rigidez del suelo distribuida. Pilas rectangulares.....	133
Figura 6.14 Ancho de pila contra los desplazamientos en la dirección x . Modelos con rigidez del suelo distribuida. Pilas rectangulares	134
Figura 6.15 Velocidad de la corriente contra los desplazamientos en la dirección x . Modelos con rigidez del suelo distribuida. Pilas rectangulares	134
Figura 6.16 Tirante del agua contra los desplazamientos en la dirección x . Modelos con rigidez del suelo distribuida. Pilas rectangulares	135
Figura 6.17 Módulo de corte del suelo contra los desplazamientos en la dirección x . Modelos con rigidez del suelo distribuida. Pilas rectangulares	135
Figura 6.18 Módulo de Poisson contra los desplazamientos en la dirección x . Modelos con rigidez del suelo distribuida. Pilas rectangulares.....	136
Figura 6.19 Velocidad de la corriente contra la socavación total. Pilas rectangulares	137
Figura 6.20 Definición de la relación ρ	138
Figura 6.21 Relación de la profundidad de la pila contra la velocidad crítica a la que se genera la componente de socavación de la cimentación. Pilas rectangulares.....	138
Figura 6.22 Relación de profundidad de pila contra la velocidad crítica de la corriente. Altura de pila $H=10$ m.....	139
Figura 6.23 Relación de profundidad de pila contra la velocidad crítica de la corriente. Altura de pila $H=12.5$ m.....	139
Figura 6.24 Relación de profundidad de pila contra la velocidad crítica de la corriente. Altura de pila $H=15$ m.....	140
Figura 6.25 Relación de profundidad de pila contra la velocidad crítica de la corriente. Altura de pila $H=17.5$ m.....	140

Figura 6.26 Relación de profundidad de pila contra la velocidad crítica de la corriente. Altura de pila $H=20$ m.....	141
Figura 6.27 Comparación entre los desplazamientos generados en la dirección y y la longitud de apoyo de la SCT (2001) con respecto al Ancho de la pila. Pilas rectangulares.....	142
Figura 6.28 Comparación entre los desplazamientos generados en la dirección y y la longitud de apoyo de la SCT (2001) con respecto a la Velocidad de la corriente. Pilas rectangulares.....	142
Figura 6.29 Comparación entre los desplazamientos generados en la dirección y y la longitud de apoyo de la SCT (2001) con respecto al Tirante del flujo. Pilas rectangulares.....	143
Figura 6.30 Comparación entre los desplazamientos generados en la dirección y y la longitud de apoyo de la SCT (2001) con respecto al Módulo de corte del suelo. Pilas rectangulares.....	143
Figura 6.31 Comparación entre los desplazamientos generados en la dirección y y la longitud de apoyo de la SCT (2001) con respecto al Módulo de Poisson del suelo. Pilas rectangulares.....	144
Figura 6.32 Variación de porcentajes de falla debido a la longitud de apoyo provista por la SCT.....	145
Figura 6.33 Periodos en aire para condiciones que no generan pérdida de soporte de la cimentación por socavación.....	146
Figura 6.34 Ancho de pila vs periodo $T1$ en aire.....	146
Figura 6.35 Velocidad de la corriente contra el periodo $T1$ en aire.....	147
Figura 6.36 Tirante del flujo contra el periodo $T1$ en aire.....	147
Figura 6.37 Módulo de corte del suelo contra el periodo $T1$ en aire.....	148
Figura 6.38 Módulo de Poisson del suelo contra el periodo $T1$ en aire.....	148
Figura 6.39 Ancho de pila contra el periodo $T2$ en aire.....	149
Figura 6.40 Velocidad de la corriente contra el periodo $T2$ en aire.....	149
Figura 6.41 Tirante de la corriente contra el periodo $T2$ en aire.....	150
Figura 6.42 Módulo de corte del suelo con respecto al periodo $T2$ en aire.....	150
Figura 6.43 Módulo de Poisson del suelo con respecto al periodo $T2$ en aire.....	151
Figura 6.44 Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=10$ m. Pilas rectangulares.....	152
Figura 6.45 Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=12.5$ m. Pilas rectangulares.....	153

Figura 6.46 Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=15$ m. Pilas rectangulares.....	153
Figura 6.47 Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=17.5$ m. Pilas rectangulares.....	154
Figura 6.48 Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=20$ m. Pilas rectangulares.....	154
Figura 6.49 Comparación de la relación de esbeltez contra el límite establecido por Tonnias (2005).	155
Figura A.1. Ancho de pila contra desplazamiento en la dirección x . Pilas circulares.	163
Figura A.2. Velocidad de la corriente contra desplazamiento en la dirección x . Pilas circulares	163
Figura A.3. Tirante del flujo contra desplazamiento en la dirección x . Pilas circulares	164
Figura A.4. Módulo de corte del suelo contra desplazamiento en la dirección x . Pilas circulares	164
Figura A.5. Módulo de Poisson suelo contra desplazamiento en la dirección x . Pilas circulares	165
Figura A.6. Ancho de pila contra desplazamiento en la dirección x . Pilas con tajamar triangular	165
Figura A.7. Velocidad de la corriente contra desplazamiento en la dirección x . Pilas con tajamar triangular	166
Figura A.8. Tirante del flujo contra desplazamiento en la dirección x . Pilas con tajamar triangular	166
Figura A.9. Módulo de corte del suelo contra desplazamiento en la dirección x . Pilas con tajamar triangular	167
Figura A.10. Módulo de Poisson suelo contra desplazamiento en la dirección x . Pilas con tajamar triangular	167
Figura A.11. Ancho de pila contra desplazamiento en la dirección x . Pilas de grupos circulares	168
Figura A.12. Velocidad de la corriente contra desplazamiento en la dirección x . Pilas de grupos circulares	168
Figura A.13. Tirante del flujo contra desplazamiento en la dirección x . Pilas de grupos circulares	169
Figura A.14. Módulo de corte del suelo contra desplazamiento en la dirección x . Pilas de grupos circulares	169

Figura A.15. Módulo de Poisson suelo contra desplazamiento en la dirección x. Pilas de grupos circulares	170
Figura B.1. Velocidad de la corriente contra Socavación total. Pilas circulares.....	170
Figura B.2. Velocidad de la corriente contra Socavación total. Pilas con tajamar triangular	171
Figura B.3. Velocidad de la corriente contra Socavación total. Pilas de grupos circulares	171
Figura C.1. Relación de profundidad de pila contra la velocidad crítica a la que se genera la componente de socavación de la cimentación. Pilas circulares	172
Figura C.2. Relación de profundidad de pila contra la velocidad crítica a la que se genera la componente de socavación de la cimentación. Pilas con tajamar triangular	172
Figura C.3. Relación de profundidad de pila contra la velocidad crítica a la que se genera la componente de socavación de la cimentación. Pilas de grupos circulares ..	173
Figura E.1. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Pilas circulares	173
Figura E.2. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Pilas circulares	174
Figura E.3. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Pilas circulares	174
Figura E.4. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Pilas circulares	175
Figura E.5. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Pilas circulares	175
Figura E.6. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Pilas con tajamar triangular.....	176
Figura E.7. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Pilas con tajamar triangular.....	176
Figura E.8. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Pilas con tajamar triangular.....	177
Figura E.9. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Pilas con tajamar triangular.....	177
Figura E.10. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Pilas con tajamar triangular.....	178
Figura E.11. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Grupos de pilas circulares.....	178

Vulnerabilidad por socavación de puentes carreteros ante avenidas

Figura E.12. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Grupos de pilas circulares.....	179
Figura E.13. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Grupos de pilas circulares.....	179
Figura E.14. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Grupos de pilas circulares.....	180
Figura E.15. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Grupos de pilas circulares.....	180
Figura E.16. Ancho de pila contra periodo $T1$. Pilas circulares	181
Figura E.17. Velocidad de la corriente contra periodo $T1$. Pilas circulares	181
Figura E.18. Tirante del flujo contra periodo $T1$. Pilas circulares	182
Figura E.19. Módulo de corte del suelo contra periodo $T1$. Pilas circulares	182
Figura E.20. Módulo de Poisson contra periodo $T1$. Pilas circulares	183
Figura E.21. Ancho de pila contra periodo $T2$. Pilas circulares	183
Figura E.22. Velocidad de la corriente contra periodo $T2$. Pilas circulares	184
Figura E.23. Tirante del flujo contra periodo $T2$. Pilas circulares	184
Figura E.24. Módulo de corte del suelo contra periodo $T2$. Pilas circulares	185
Figura E.25. Módulo de Poisson del suelo contra periodo $T2$. Pilas circulares.....	185
Figura E.26. Ancho de pila contra periodo $T1$. Pilas con tajamar triangular	186
Figura E.27. Velocidad de la corriente contra periodo $T1$. Pilas con tajamar triangular	186
Figura E.28. Tirante del flujo contra periodo $T1$. Pilas con tajamar triangular.....	187
Figura E.29. Módulo de corte del suelo contra periodo $T1$. Pilas con tajamar triangular	187
Figura E.30. Módulo de Poisson del suelo contra periodo $T1$. Pilas con tajamar triangular	188
Figura E.31. Ancho de pila contra periodo $T2$. Pilas con tajamar triangular	188
Figura E.32. Velocidad de la corriente contra periodo $T2$. Pilas con tajamar triangular	189
Figura E.33. Tirante de la corriente contra periodo $T2$. Pilas con tajamar triangular.....	189
Figura E.35. Módulo de Poisson del suelo contra periodo $T2$. Pilas con tajamar triangular	190
Figura E.36. Ancho de pila contra periodo $T1$. Grupos de pilas circulares	191
Figura E.37. Velocidad de la corriente contra periodo $T1$. Grupos de pilas circulares.....	191

Figura E.38. Tirante del flujo contra periodo $T1$. Grupos de pilas circulares.....	192
Figura E.39. Módulo de corte del suelo contra periodo $T1$. Grupos de pilas circulares	192
Figura E.40. Módulo de Poisson del suelo contra periodo $T1$. Grupos de pilas circulares	193
Figura E.41. Ancho de pila contra periodo $T2$. Grupos de pilas circulares	193
Figura E.42. Velocidad de la corriente contra periodo $T2$. Grupos de pilas circulares	194
Figura E.43. Tirante del flujo contra periodo $T2$. Grupos de pilas circulares.....	194
Figura E.44. Módulo de corte del suelo contra periodo $T2$. Grupos de pilas circulares	195
Figura E.45. Módulo de Poisson del suelo contra periodo $T2$. Grupos de pilas circulares	195
Figura F.1. Variación de los momentos flexionantes. Pilas circulares	196
Figura F.2. Variación de los momentos flexionantes. Pilas con tajamar triangular ..	196
Figura F.3. Variación de los momentos flexionantes. Grupos de pilas circulares	197
Figura G.1. Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=10$ m. Pilas circulares	197
Figura G.2 Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=12.5$ m. Pilas circulares	198
Figura G.3. Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=15$ m. Pilas circulares	198
Figura G.4. Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=17.5$ m. Pilas circulares	199
Figura G.5. Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=20$ m. Pilas circulares	199
Figura G.6. Comparación de la relación de esbeltez contra el límite establecido por Tonias (2005). Para la altura y relación utilizadas en los modelos.....	200
Figura G.7. Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=10$ m. Pilas con tajamar triangular	200
Figura G.8. Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=12.5$ m. Pilas con tajamar triangular	201
Figura G.9. Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=15$ m. Pilas con tajamar triangular	201
Figura G.10. Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=17.5$ m. Pilas con tajamar triangular	202

Figura G.11. Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=20$ m. Pilas con tajamar triangular 202

Figura G.12. Comparación de la relación de esbeltez contra el límite establecido por Tonias (2005). Para la altura y relación utilizadas en los modelos..... 203

Figura G.13. Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=10$ m. Grupos de pilas circulares..... 203

Figura G.14. Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=12.5$ m. Grupos de pilas circulares..... 204

Figura G.15. Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=15$ m. Grupos de pilas circulares..... 204

Figura G.16. Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=17.5$ m. Grupos de pilas circulares..... 205

Figura G.17. Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=20$ m. Grupos de pilas circulares..... 205

Figura G.18. Comparación de la relación de esbeltez contra el límite establecido por Tonias (2005). Para la altura y relación utilizadas en los modelos..... 206

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Calificación de puentes de acuerdo al SIPUMEX (SCT, referencia web-1)	5
Tabla 1.2 Características relevantes del puente y su situación (SIPUMEX, 2003).....	7
Tabla 1.2 Características relevantes del puente y su situación (SIPUMEX, 2003). <i>Continuación</i>	8
Tabla 1.3 Tipo y número de puentes. (Wardhana y Hadipriono, 2003)	9
Tabla 1.4 Número de causas principales de fallas (Wardhana y Hadipriono, 2003)....	10
Tabla 1.5 Tipo y número de causas de falla (Wardhana y Hadipriono, 2003)	10
Tabla 1.6 Número de puentes dañados y destruidos por socavación, 1985-1995. (Mueller y Wagner, 2005).....	11
Tabla 1.7 Casos de fallas de puentes en Colombia de 1986 a 2001 (Muñoz, 2003)	14
Tabla 1.8 Casos de fallas de puentes en Colombia de 1986 a 2001 (Muñoz, 2003). <i>Continuación</i>	15
Tabla 1.9 Causas de colapso en puentes de Colombia (Muñoz, 2003).....	16
Tabla 2.1 Coeficiente de arrastre longitudinal (SCT, 2001).....	18
Tabla 2.2 Coeficiente de arrastre lateral (SCT, 2001).....	19
Tabla 2.3 Coeficientes de arrastre (AASHTO LRFD, 2007).....	20
Tabla 2.4 Coeficientes de arrastre lateral (AASHTO LRFD, 2007)	21
Tabla 3.1 Valores que puede tomar el coeficiente β . (Maza, 1968).....	34
Tabla 3.2 Valores de x para suelos cohesivos y no cohesivos. (Maza, 1968)	35
Tabla 3.3 Valores del coeficiente de contracción μ . (Maza, 1968).....	37
Tabla 3.4 Formas de pilas y sus coeficientes (Maza, 1968)	45
Tabla 3.5 Diámetros equivalentes a suelos granulares, para suelos cohesivos (Maza, 1968)	48
Tabla 3.6 Factor k_1 para distintos tipos de pila (HEC-18, 2001).....	53
Tabla 3.7 Factor de corrección k_2 para el ángulo de llegada del flujo (HEC-18, 2001)	54
Tabla 3.8 Factor de corrección k_3 para las condiciones del fondo (HEC-18, 2001).....	54
Tabla 3.9 Datos utilizados en el análisis paramétrico	63
Tabla 3.10 fórmulas utilizadas en el análisis	64
Tabla 3.11 Resultados obtenidos en el análisis de sensibilidad.....	71

Vulnerabilidad por socavación de puentes carreteros ante avenidas

Tabla 4.1 Valores representativos del módulo de corte para distintos suelos. (Bowles, 1997)	76
Tabla 4.2 Valores del módulo de corte utilizados en el análisis paramétrico	77
Tabla 4.3 Intervalos de valores típicos de la relación de Poisson. (Bowles, 1997).....	77
Tabla 4.4 Intervalos de valores del módulo de Poisson utilizados en el análisis paramétrico	78
Tabla 4.5 Pesos volumétricos considerados en el análisis paramétrico	78
Tabla 4.6 Ángulo de fricción en condiciones no consolidadas-no drenadas. (Bowles, 1997)	79
Tabla 4.7 Intervalos de valores del ángulo de fricción utilizados en el análisis paramétrico, en grados.....	79
Tabla 5.1 Datos del análisis para una pila rectangular	93
Tabla 5.2 Valores de la rigidez de los resortes equivalentes del suelo de desplante ..	106
Tabla 5.3 Datos del cálculo 3 para ejemplificar la influencia de la profundidad de confinamiento de la cimentación.....	107
Tabla 6.2 Factores de seguridad para pilas rectangulares. $b = 1.6 m$. Arena limosa	118
Tabla 6.3 Factores de seguridad para pilas rectangulares. $b = 2.4 m$. Arena limosa	118
Tabla 6.4 Factores de seguridad para pilas rectangulares. $b = 0.8 m$. Arcilla con arena.....	118
Tabla 6.5 Factores de seguridad para pilas rectangulares. $b = 1.6 m$. Arcilla con arena	119
Tabla 6.6 Factores de seguridad para pilas rectangulares. $b = 2.4 m$. Arcilla con arena	119
Tabla 6.7 Factores de seguridad para pilas rectangulares. $b = 0.8 m$. Arena y Grava Densa	119
Tabla 6.8 Factores de seguridad para pilas rectangulares. $b = 1.6 m$. Arena y Grava Densa	120
Tabla 6.9 Factores de seguridad para pilas rectangulares. $b = 2.4 m$. Arena y Grava Densa	120
Tabla 6.10 Porcentaje de pérdida de suelo para un $F.S. = 1$. Pilas rectangulares.....	121
Tabla 6.11 Porcentaje de pérdida de suelo para un $F.S. = 1$. Pilas circulares	121
Tabla 6.12 Porcentaje de pérdida de suelo para un $F.S. = 1$. Pilas de grupos circulares	121

Tabla 6.13 Porcentaje de pérdida de suelo para un $F.S. = 1$. Pilas con tajamar triangular	121
Tabla 6.14 Capacidades supuestas de distintos tipos de suelo en ton/m ² . (Bowles, 1997)	125
Tabla 6.15 Esfuerzos admisibles del suelo para los suelos considerados en el análisis	126
Tabla 7.1. Geometrías de pila con menor vulnerabilidad ante cada condición de falla	159
Tabla H.1. Factores de seguridad para pilas circulares. $b = 0.8\ m$. Arena limosa	206
Tabla H.2. Factores de seguridad para pilas circulares. $b = 1.6\ m$. Arena limosa	207
Tabla H.3. Factores de seguridad para pilas circulares. $b = 2.4\ m$. Arena limosa	207
Tabla H.4. Factores de seguridad para pilas circulares. $b = 0.8\ m$. Arcilla con arena	207
Tabla H.5. Factores de seguridad para pilas circulares. $b = 1.6\ m$. Arcilla con arena	208
Tabla H.6. Factores de seguridad para pilas circulares. $b = 2.4\ m$. Arcilla con arena	208
Tabla H.7. Factores de seguridad para pilas circulares. $b = 0.8\ m$. Arena y grava densa	208
Tabla H.8. Factores de seguridad para pilas circulares. $b = 1.6\ m$. Arena y grava densa	209
Tabla H.9 Factores de seguridad para pilas circulares. $b = 2.4\ m$. Arena y grava densa	209
Tabla H.10. Factores de seguridad para pilas con tajamar triangular. $b = 0.8\ m$. Arena limosa.....	209
Tabla H.11. Factores de seguridad para pilas con tajamar triangular. $b = 1.6\ m$. Arena limosa.....	210
Tabla H.12. Factores de seguridad para pilas con tajamar triangular. $b = 2.4\ m$. Arena limosa.....	210
Tabla H.13. Factores de seguridad para pilas con tajamar triangular. $b = 0.8\ m$. Arcilla con arena	210
Tabla H.14. Factores de seguridad para pilas con tajamar triangular. $b = 1.6\ m$. Arcilla con arena	211
Tabla H.15. Factores de seguridad para pilas con tajamar triangular. $b = 2.4\ m$. Arcilla con arena	211

Vulnerabilidad por socavación de puentes carreteros ante avenidas

Tabla H.16. Factores de seguridad para pilas con tajamar triangular. $b = 0.8 \text{ m}$. Arena y grava densa.....	211
Tabla H.17. Factores de seguridad para pilas con tajamar triangular. $b = 1.6 \text{ m}$. Arena y grava densa.....	212
Tabla H.18. Factores de seguridad para pilas con tajamar triangular. $b = 2.4 \text{ m}$. Arena y grava densa.....	212
Tabla H.19. Factores de seguridad para pilas de grupos circulares. $b = 0.8 \text{ m}$. Arena limosa.....	212
Tabla H.20. Factores de seguridad para pilas de grupos circulares. $b = 1.6 \text{ m}$. Arena limosa.....	213
Tabla H.21. Factores de seguridad para pilas de grupos circulares. $b = 2.4 \text{ m}$. Arena limosa.....	213
Tabla H.22. Factores de seguridad para pilas de grupos circulares. $b = 0.8 \text{ m}$. Arcilla con arena	213
Tabla H.23. Factores de seguridad para pilas de grupos circulares. $b = 1.6 \text{ m}$. Arcilla con arena	214
Tabla H.24. Factores de seguridad para pilas de grupos circulares. $b = 2.4 \text{ m}$. Arcilla con arena	214
Tabla H.25. Factores de seguridad para pilas de grupos circulares. $b = 0.8 \text{ m}$. Arena y grava densa	214
Tabla H.26. Factores de seguridad para pilas de grupos circulares. $b = 1.6 \text{ m}$. Arena y grava densa	215
Tabla H.27. Factores de seguridad para pilas de grupos circulares. $b = 2.4 \text{ m}$. Arena y grava densa	215

1. ANTECEDENTES

Actualmente, no se tiene información suficiente sobre la influencia de los parámetros más importantes en la evaluación de la seguridad de un puente ubicado sobre un cauce, ante las avenidas máximas que puedan presentarse en el mismo. Esta evaluación es un paso primordial para estimaciones pre-evento y posible mitigación del daño. Por otro lado, las normas de diseño para puentes de diferentes países, como el aplicado en México por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, incluyen muy poca información sobre los daños debidos a los efectos del agua sobre la estructura, tales como empujes dinámicos y socavación. Esto ha traído como consecuencia numerosas fallas y colapsos registrados en algunos países por la ocurrencia de avenidas máximas, lo cual justifica la importancia del estudio detallado de este fenómeno. En México, en los últimos años, por la precipitación extraordinaria debida a la presencia de huracanes, principalmente en algunas regiones del sur del país, se han originado avenidas importantes que han producido el colapso de puentes, con la consabida pérdida de comunicaciones y servicios de emergencia de las comunidades afectadas.

En este trabajo se realiza el estudio del comportamiento de tipos comunes de puentes carreteros ante la socavación de los elementos de apoyo (pilas con cimentación superficial) por la ocurrencia de avenidas máximas, considerando las características propias de la subestructura y valorando las posibles condiciones de falla asociadas a cierto nivel de erosión del fondo del cauce. El objetivo general es caracterizar la influencia de diversos parámetros, para lograr posteriormente métodos de evaluación preliminar de la vulnerabilidad de puentes ante avenidas. Se pretende estudiar este efecto para definir un grupo reducido de parámetros de importancia, para después realizar análisis paramétricos de cada uno de ellos que indiquen la influencia de su variación.

Para el desarrollo de esta investigación, fue necesario realizar el análisis de algunas de las expresiones propuestas en la literatura para determinar la socavación general, así como la socavación local al pie de pilas. Con esto, se busca determinar los parámetros más influyentes que serán utilizados en conjunto con las fuerzas producidas por el empuje hidrodinámico del agua para reproducir el proceso de colapso o falla parcial de la tipología común de pilas. Cabe mencionar que, el estudio hidráulico de los fenómenos producidos por las avenidas máximas en los puentes carreteros, tales como la socavación y el empuje dinámico del agua, es sumamente difícil de realizar. Por la complejidad de estos fenómenos, se construyeron modelos simplificados, que permitieron obtener resultados congruentes y satisfactorios en base a la naturaleza del fenómeno para que, posteriormente, puedan ser utilizados para proporcionar una medida de la valoración y susceptibilidad de los puentes carreteros ante avenidas. Los modelos realizados en este trabajo consideran pilas de puentes orientadas al flujo de la corriente y cimentadas de manera superficial sobre cuatro tipos de suelo. Los resultados tratan de establecer una relación entre parámetros hidráulicos y estructurales que puedan servir para realizar un procedimiento de evaluación de puentes ante socavación.

1.1 Vulnerabilidad, riesgo y peligro

El hecho de que constantemente se utilizan las zonas aledañas o cercanas a los cauces principales de los ríos, o de atravesar este cauce por medio de puentes carreteros, como una simple necesidad de trasladarse de un lugar a otro, o por la realización de actividades económicas, aumenta la exposición al riesgo por las crecidas del río y justifica la adopción de medidas específicas en este campo para prevenir los daños que producen estos fenómenos en los puentes. Se sabe que, para que exista riesgo, deben existir bienes (puentes) o personas expuestas; esto es, debe presentarse vulnerabilidad en ellos ante una cierta peligrosidad, en este caso las avenidas. Las avenidas son consideradas como una elevación, generalmente rápida, en el nivel de las aguas de un curso, hasta un máximo, a partir del cual dicho nivel desciende a una velocidad menor. Si los puentes carreteros son vulnerables a las avenidas se producirán daños, totales o parciales en los mismos.

La vulnerabilidad se define (Mora, 2004) como el grado de susceptibilidad de daño total o parcial de un elemento en un lapso de tiempo, en este caso de los puentes carreteros, expresada en cierta escala, que resulta de una avenida máxima de características determinadas. Para este caso, el riesgo está definido como la estimación potencial de daños surgidos de la avenida máxima del río, en función de la probabilidad y del valor del daño en los puentes. También utilizado en ocasiones como la probabilidad de ocurrencia de un acontecimiento de una magnitud dada o mayor, en un periodo de tiempo determinado.

A la vista de todos los conceptos anteriores, se puede considerar el proceso completo de generación de daños en puentes por inundaciones o avenidas máximas, descompuesto en una serie de sucesos encadenados, como se muestra en la figura 1.1. Por ejemplo, para que la inundación produzca daños es necesaria la aparición de una avenida máxima o extraordinaria; esta avenida máxima debe producir un aumento en el tirante, de tal manera que se sobrepase el nivel de aguas para el que fue diseñado el puente; este tirante, debe producir profundidades de socavación mucho mayores que para las cuales se desplantó la cimentación de pilas o estribos. Por tanto, dichas pilas o estribos serán vulnerables a las características de la avenida máxima tales como el tirante, el gasto, la velocidad, etc.

Entonces, es importante mencionar que deben concebirse varias y diferentes estrategias para lograr el objetivo de reducir o eliminar los daños producidos en los puentes a través de acciones propias en el diseño.

Recientemente, las erosiones que se producen en el fondo de cauces de ríos sobre los cuales se han construido puentes, originadas por las avenidas máximas generadas por fenómenos naturales, han afectado enormemente la estabilidad de las pilas de soporte de dichas estructuras, al grado de que en algunos países, se ha

Vulnerabilidad por socavación de puentes carreteros ante avenidas

reportado que los problemas hidráulicos son las principales causas de fallas de los puentes; tal es el caso de México y Estados Unidos.

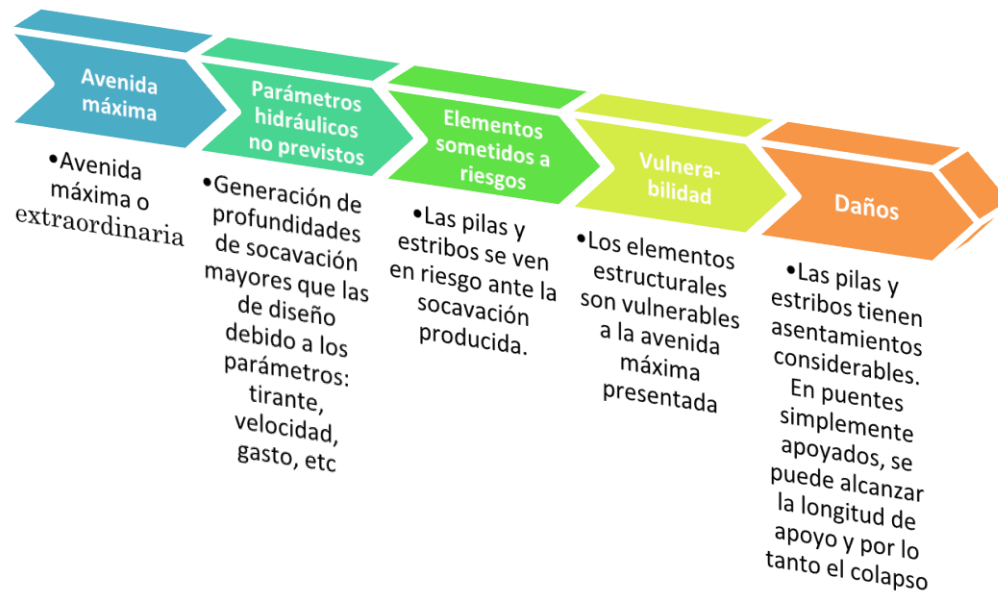


Figura 1.1 Proceso de generación de daños en puentes debido a la ocurrencia de una avenida máxima

1.2 Algunos casos de socavación observados en México

En 1943, el puente del ferrocarril sud-pacífico fue dañado en gran medida debido al desbordamiento del río Fuerte, por un periodo de lluvias invernales de suma abundancia. Entre 1973 y 1990, Domínguez *et al.* (1994), reportaron que el promedio anual de daños por inundaciones se estimó entre 173,000 millones de pesos de 1990, y eso, sin incluir los daños no cuantificables a las personas que sufrieron afectaciones en cuanto a la disminución de las condiciones normales de vida y a la producción, así como la muerte de aproximadamente 104 personas por año. Dentro de las afectaciones producidas durante ese lapso de tiempo, se pueden mencionar las producidas por el huracán Janet, el día 30 de septiembre de 1955, donde se presentó socavación en las bases de las pilas del puente que une a San Luis Potosí con el poblado de Morales

En México, no existe una base de registros accesible, mediante la cual, pueda establecerse de manera estadística, el porcentaje de fallas debidas a los efectos que producen los factores hidráulicos en los puentes. Sin embargo, es bien sabido que en varias zonas, principalmente del sur del país, se han originado colapsos importantes debidos a la presencia de fenómenos naturales extraordinarios. En octubre de 2003, en el puente Infiernillo (figura 1.2) ubicado en el km 251+500 del tramo Nueva Italia-Lázaro Cárdenas, cuya superestructura está formada por varios tramos de vigas de concreto

Vulnerabilidad por socavación de puentes carreteros ante avenidas

preesforzado y dos tramos centrales de armaduras metálicas (Gómez *et al.* 2003) se presentó la inclinación o desplome de una de las pilas a causa de la socavación, por lo que se llevaron a cabo trabajos de rehabilitación de gran importancia económica.



Figura 1.2 Fotografía del puente Infiernillo (SCT, 2002)

En julio de 2009, en el estado de Tabasco, se presentó el colapso del puente Tonalá de aproximadamente 100 m de longitud, que une al estado de Tabasco con Veracruz, por la socavación de las pilas intermedias que se localizan dentro del cauce del río del mismo nombre. Las pilas estaban cimentadas de manera superficial, por lo que de acuerdo con informes preliminares, hubo pérdida del suelo de apoyo de la cimentación, provocando el colapso inminente del puente (figura 1.3)



Figura 1.3 Colapso del puente Tonalá en el estado de Tabasco. (Referencia web-2)

Vulnerabilidad por socavación de puentes carreteros ante avenidas

Por otro lado, la Dirección General de Conservación de Carreteras (DGCC) a cargo de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, opera un sistema de gestión de puentes para México que lleva por nombre SIPUMEX (Sistema de Puentes de México), mediante el cual se le da atención a 6,854 puentes que forman parte de la red federal de carreteras libres de peaje. Es lógico que se requiera programar la atención de estos puentes oportunamente, en función de los recursos disponibles, por lo que esta dependencia utiliza el SIPUMEX. Este programa cuenta con una base de datos (SCT, referencia web-1) en la que se tiene el inventario de todos los puentes con sus características geométricas y estructurales básicas, su ubicación, los materiales de que están contruidos, su estado físico y los datos de tránsito de los vehículos que soportan.

El personal de los centros de la SCT (Secretaría de Comunicaciones y Transportes) realiza inspecciones visuales de los puentes que lo ameriten según una previa programación, y se actualiza la base de datos central localizada en la DGCC. Tal actualización, que en promedio se realiza cada dos años para cada uno de los puentes, permite detectar deterioros y deficiencias causadas por un diseño inadecuado o un procedimiento constructivo incorrecto y por lo consiguiente, se reduce al mínimo la probabilidad de que se colapse alguna estructura por causas ajenas a emergencias hidrometeorológicas o sísmicas. Cabe mencionar que cuando se presentan dichas emergencias los puentes son inspeccionados nuevamente.

El estado físico de los puentes se denota con una calificación (tabla 1.1) que va de "cero" (puentes que no requieren atención) a "cinco" (condición crítica de los puentes que requieren atención en el año en curso o en el siguiente).

Tabla 1.1 Calificación de puentes de acuerdo al SIPUMEX (SCT, referencia web-1)

Calificación	Significado
0	Estructuras recientemente construidas o reparadas, sin problemas
1	Puentes en buen estado. No requieren atención
2	Estructuras con problemas menores, plazo de atención indefinido
3	Daño significativo, reparación necesaria en un plazo de 3 a 5 años
4	Daño grave, reparación necesaria en un plazo de 1 a 2 años
5	Daño extremo o riesgo de falla total. Se requiere reparación inmediata o al año siguiente

Vulnerabilidad por socavación de puentes carreteros ante avenidas

El SIPUMEX evalúa en los puentes específicamente los aspectos de: la superficie del puente, juntas de expansión, banquetas/camellón, parapetos/pasamanos, conos/taludes, aleros, estribos, pilas, apoyos, losa, largueros/trabes, cauce, puente en general.

Con esta base de datos, se puede visualizar en cierta medida los problemas más comunes que presentan los puentes de cierta región. Por ejemplo, se obtuvo una base de registros del SIPUMEX, que incluye 77 puentes localizados en las carreteras de los tramos Playa Azul-Manzanillo, Manzanillo-Minatitlán y Zihuatanejo-Playa Azul. Estos registros se presentan en la tabla 1.2. Tomando en consideración la información más relevante en cuanto a la situación del puente sobre daños provocados por efectos hidráulicos, de los 77 puentes registrados en ese tramo carretero, 62 (81%) tienen como principal objetivo cruzar un río o arroyo, por lo que tienen una posibilidad potencial de sufrir problemas por socavación. De los 62 puentes, 36 presentan algún tipo de socavación registrado tanto en pilas, estribos y taludes. Esto quiere decir que en el corto tramo considerado, aproximadamente el 58% de los puentes presenta algún tipo de problema relacionado con las avenidas y el 6.5% en pilas. De ahí que es de principal interés estudiar el comportamiento del fenómeno de erosión de cauces, o también llamado socavación, que tenga como objetivo obtener información suficiente para que los daños sufridos a la red de carreteras de México, sea en la medida de lo posible, disminuido.

1.3 Casos de socavación observados en otros países

El problema de socavación, ha sido uno de los principales detonadores de la gran cantidad de fallas de puentes que se han registrado en varios países. Esto ha conllevado a una gran pérdida económica debido a la reparación o la reconstrucción de estos elementos vitales de cualquier red de carreteras. A continuación, se presenta una descripción de los problemas de socavación ocurridos en algunos países de América.

1.3.1 Estados Unidos

Wardhana y Hadipriono (2003) realizaron una investigación, con datos del Departamento de Transportes de Nueva York (NYDOT), de alrededor de 500 fallas (descritas como colapsos o desastres) en puentes de los Estados Unidos, dentro del periodo comprendido entre los años de 1989 y 2002. En este estudio, agruparon en primera instancia el número de fallas por tipo de puente (tabla 1.3), para posteriormente clasificar los tipos de daños ocurridos de acuerdo con las causas potenciales que originaron la falla.

Tabla 1.2 Características relevantes del puente y su situación (SIPUMEX, 2003)

Puente	Carretera	km	Obstáculo	Claros	Pilas					Estribos		Taludes	
					Tipo	Material	Cimentación	Calif	Problema	Calif	Problema	Calif	Problema
La obra	Zihuatanejo- Playa azul	105.500	Río o arroyo	1	NA	NA	NA	NA	NA	2	NA	1	NA
Guacamayas A	Zihuatanejo- Playa azul	108.500	Canal	2	Pila sólida	Mampostería	Cimentación directa	2	NA	2	Sobrecarga	3	Socavación
Paso guacamayas I	Zihuatanejo- Playa azul	107.926	Río o arroyo	3	Pila sólida	Concreto reforzado	Cimentación directa	1	NA	3	Asentamiento	3	Asentamiento
PSV La orilla der.	Zihuatanejo- Playa azul	110.926	Carretera SCT	4	Columna sola	Concreto reforzado	Cilindros	1	NA	1	NA	3	Asentamiento
PSV La orilla izq.	Zihuatanejo- Playa azul	110.926	Carretera SCT	4	Columna sola	Concreto reforzado	Cilindros	1	NA	1	NA	3	Asentamiento
PIV La orilla	Zihuatanejo- Playa azul	114.000	Ferrocarril	3	Columna sola con cabezal	Concreto reforzado	Cimentación directa	2	NA	2	NA	NA	NA
Del toro	Zihuatanejo- Playa azul	115.614	Río o arroyo	2	Pila sólida	Mampostería	Cimentación directa	2	NA	2	NA	2	Socavación
La villera	Zihuatanejo- Playa azul	119.312	Río o arroyo	2	Pila sólida	Mampostería	Cimentación directa	2	NA	2	NA	1	NA
La mira	Zihuatanejo- Playa azul	121.606	Río o arroyo	1	NA	NA	NA	NA	NA	2	NA	2	NA
Guacamayas I der	Libramiento Zihuatanejo- Playa azul	1.526	Canal	1	NA	NA	NA	NA	NA	2	Corrosión	3	Socavación
Guacamayas I izq	Libramiento Zihuatanejo- Playa azul	1.526	Canal	1	NA	NA	NA	NA	NA	2	Corrosión	2	Socavación
Guacamayas II der	Libramiento Zihuatanejo- Playa azul	1.726	Río o arroyo	4	Columna sola con cabezal	Concreto reforzado	Cilindros	2	Corrosión	2	Corrosión	4	Asentamiento
Guacamayas II izq	Libramiento Zihuatanejo- Playa azul	1.726	Río o arroyo	4	Columna sola con cabezal	Concreto reforzado	Cilindros	1	NA	1	NA	1	NA
Lázaro Cárdenas der	Ramal Zihuatanejo- Playa azul	0.900	Río o arroyo	6	Columna sola con cabezal	Concreto reforzado	Cilindros	2	Filtraciones	2	NA	4	Socavación
Lázaro Cárdenas izq	Ramal Zihuatanejo- Playa azul	0.900	Río o arroyo	6	Columna sola con cabezal	Concreto reforzado	Cilindros	2	NA	2	NA	5	Socavación
La sicarta	Ramal Zihuatanejo- Playa azul	6.305	Río o arroyo	1	NA	NA	NA	NA	NA	2	NA	1	NA
El bordón	Playa azul- Manzanillo	1.580	Río o arroyo	1	NA	NA	NA	NA	NA	1	NA	2	NA
Acalpican	Playa azul- Manzanillo	1.940	Río o arroyo	5	Columna sola con cabezal	Concreto reforzado	Cilindros	1	NA	2	NA	3	Asentamiento
La colorada I	Playa azul- Manzanillo	5.500	Río o arroyo	1	NA	NA	NA	NA	NA	2	NA	1	Socavación
La colorada II	Playa azul- Manzanillo	6.500	Río o arroyo	1	NA	NA	NA	NA	NA	2	NA	2	Socavación
Los colomos	Playa azul- Manzanillo	7.300	Río o arroyo	1	NA	NA	NA	NA	NA	1	NA	2	NA
El cayaco	Playa azul- Manzanillo	13.055	Río o arroyo	3	Pila sólida	Concreto reforzado	Cilindros	2	NA	1	NA	2	Socavación
Chucutitán	Playa azul- Manzanillo	14.140	Río o arroyo	6	Columna sola con cabezal	Concreto reforzado	Cilindros	2	NA	1	NA	3	Asentamiento
Las peñas	Playa azul- Manzanillo	17.040	Río o arroyo	1	NA	NA	NA	NA	NA	3	Asentamiento	3	Asentamiento
El rangel	Playa azul- Manzanillo	18.900	Río o arroyo	2	Columna sola con cabezal	Concreto reforzado	Cilindros	2	NA	2	NA	4	Asentamiento
El bejuco I	Playa azul- Manzanillo	19.850	Río o arroyo	2	Columna sola con cabezal	Concreto reforzado	Cilindros	2	NA	2	Socavación	3	Asentamiento
La popoyuta	Playa azul- Manzanillo	23.763	Río o arroyo	8	Columna sola	Concreto reforzado	Cilindros	1	NA	1	NA	1	NA
El fallado	Playa azul- Manzanillo	24.800	Río o arroyo	1	NA	NA	NA	NA	NA	2	NA	2	NA
La chuta	Playa azul- Manzanillo	25.500	Río o arroyo	7	Columna sola	Concreto reforzado	Cilindros	1	NA	1	NA	1	NA
los bocotes	Playa azul- Manzanillo	27.000	Río o arroyo	2	Pila sólida	Mampostería	Cimentación directa	1	NA	1	NA	3	Socavación
Boca seca	Playa azul- Manzanillo	28.500	Río o arroyo	1	NA	NA	NA	NA	NA	3	Socavación	4	Socavación
Chuquiapan	Playa azul- Manzanillo	31.540	Río o arroyo	3	Columna sola	Concreto reforzado	Cilindros	1	Corrosión	3	Asentamiento	4	Socavación
La salada	Playa azul- Manzanillo	34.544	Río o arroyo	1	NA	NA	NA	NA	NA	2	NA	2	NA
Playa soledad	Playa azul- Manzanillo	36.200	Río o arroyo	1	NA	NA	NA	NA	NA	1	Socavación	3	Socavación
Mexcalhuacán	Playa azul- Manzanillo	38.700	Río o arroyo	6	Columna sola	Concreto reforzado	Cilindros	1	NA	1	NA	1	NA
Playas cuatas	Playa azul- Manzanillo	40.210	Río o arroyo	2	Columna sola	Concreto reforzado	Cilindros	2	NA	2	NA	4	Asentamiento
La manzanilla I	Playa azul- Manzanillo	42.050	Río o arroyo	5	Columna sola con cabezal	Concreto reforzado	Cilindros	2	NA	2	NA	5	Socavación
La majahuita	Playa azul- Manzanillo	46.284	Río o arroyo	1	NA	NA	NA	NA	NA	1	NA	3	Socavación
Teolán	Playa azul- Manzanillo	47.900	Río o arroyo	5	Columna sola	Concreto reforzado	Cilindros	2	NA	1	NA	3	Asentamiento
Boca de campos	Playa azul- Manzanillo	52.184	Río o arroyo	2	Columna sola con cabezal	Concreto reforzado	Cilindros	1	NA	1	NA	1	NA
Los hornos	Playa azul- Manzanillo	53.150	Río o arroyo	2	Pila sólida	Mampostería	Cimentación directa	1	NA	3	Asentamiento	3	Asentamiento

NA= No aplica o la información no está especificada

Tabla 1.2 Características relevantes del puente y su situación (SIPUMEX, 2003). *Continuación*

Puente	Carretera	km	Obstáculo	Claros	Pilas					Estribos		Taludes	
					Tipo	Material	Cimentación	Calif	Problema	Calif	Problema	Calif	Problema
Ticuiz II	Playa azul- Manzanillo	0.800	Río o arroyo	3	Pila sólida	Concreto reforzado	Cimentación directa	4	Sobrecarga	4	Sobrecarga	5	Socavación
Zanja Prieta	Playa azul- Manzanillo	250.900	Canal	1	NA	NA	NA	NA	NA	1	NA	2	Socavación
Tecuanillo	Playa azul- Manzanillo	262.000	Canal	1	NA	NA	NA	NA	NA	1	NA	2	Socavación
Tecoman Der	Playa azul- Manzanillo	273.100	Carretera	3	Columna sola con cabezal	Concreto reforzado	Cimentación directa	1	NA	1	Grietas	1	NA
Tecoman Izq	Playa azul- Manzanillo	273.100	Carretera	2	Pila sólida	Concreto reforzado	Cimentación directa	1	NA	1	NA	1	NA
aso superior de ferroca	Playa azul- Manzanillo	277.050	Ferrocarril	1	NA	NA	NA	NA	NA	3	Grietas	1	NA
Armería	Playa azul- Manzanillo	278.700	Río o arroyo	4	Pila sólida	Concreto reforzado	Otro	2	Sismo	1	Grietas	0	Socavación
San Buenaventura	Playa azul- Manzanillo	309.000	Valle	3	Pila sólida	Mampostería	Cimentación directa	1	NA	1	NA	1	NA
La floreña	Playa azul- Manzanillo	318.000	Valle	2	Pila sólida	Mampostería	Cimentación directa	1	NA	2	Filtraciones	1	NA
El colomo	Playa azul- Manzanillo	321.800	Río o arroyo	1	NA	NA	NA	NA	NA	1	NA	1	NA
El mirador	Ramal de Playa azul- Manzanillo	4.030	Autopista	1	NA	NA	NA	NA	NA	1	Tope antisísmico	2	Erosión
Colomos	Ramal de Playa azul- Manzanillo	0.680	Río o arroyo	1	NA	NA	NA	NA	NA	1	Grietas	1	Erosión
El rincón	Ramal de Playa azul- Manzanillo	40.000	Río o arroyo	1	NA	NA	NA	NA	NA	3	Grietas	2	Socavación
El cihuatlan	Manzanillo- Barra de navidad	43.400	Río o arroyo	14	Pila sólida	Concreto reforzado	Otro	1	Sismo	1	Socavación	2	Socavación
PIV Minatitlán	Manzanillo- Minatitlán	2.100	Autopista	3	Cabezal común	Concreto reforzado	Desconocido	1	NA	1	Tope antisísmico	1	NA
Pancho Villa I	Manzanillo- Minatitlán	3.800	Río o arroyo	3	Pila sólida	Concreto reforzado	Cimentación directa	1	NA	1	NA	0	NA
Pancho Villa II	Manzanillo- Minatitlán	4.200	Río o arroyo	1	NA	NA	NA	NA	NA	1	NA	1	NA
Jalipa	Manzanillo- Minatitlán	5.700	Río o arroyo	4	Pila sólida	Concreto reforzado	Cimentación directa	3	Socavación	1	Grietas	1	NA
El chiquerito	Manzanillo- Minatitlán	11.600	Río o arroyo	4	Pila sólida	Concreto reforzado	Cimentación directa	2	Desconchamiento	1	NA	2	Socavación
Punta de agua	Manzanillo- Minatitlán	12.200	Río o arroyo	3	Pila sólida	Concreto reforzado	Cimentación directa	2	Descomposición	1	Desconchamiento	3	Socavación
La aguja	Manzanillo- Minatitlán	19.400	Río o arroyo	3	Pila sólida	Mampostería	Cimentación directa	1	NA	1	NA	1	NA
El carrizo	Manzanillo- Minatitlán	22.700	Río o arroyo	8	Pila sólida	Mampostería	Cimentación directa	3	Otro	1	Socavación	2	Socavación
El costeño	Manzanillo- Minatitlán	24.700	Río o arroyo	2	Pila sólida	Mampostería	Cimentación directa	1	Socavación	1	Desconchamiento	2	Socavación
El cacao	Manzanillo- Minatitlán	29.300	Río o arroyo	4	Pila sólida	Concreto reforzado	Cimentación directa	2	Otro	1	Desconchamiento	2	Socavación
El camichin	Manzanillo- Minatitlán	31.300	Río o arroyo	2	Pila sólida	Mampostería	Cimentación directa	1	NA	1	NA	3	Socavación
El limoncito	Manzanillo- Minatitlán	34.200	Río o arroyo	3	Pila sólida	Otro	Cimentación directa	2	Desconchamiento	1	NA	1	NA
El hermenegildo	Manzanillo- Minatitlán	35.500	Río o arroyo	6	Pila sólida	Mampostería	Cimentación directa	2	NA	2	NA	3	Socavación
El caracol	Manzanillo- Minatitlán	42.500	Río o arroyo	3	Pila sólida	Concreto reforzado	Cimentación directa	1	NA	1	NA	1	NA
Marabasco I	Manzanillo- Minatitlán	44.600	Río o arroyo	3	Pila sólida	Concreto reforzado	Cimentación directa	2	Socavación	1	NA	2	Socavación
El manguito	Manzanillo- Minatitlán	46.300	Río o arroyo	1	NA	NA	NA	NA	NA	1	NA	1	NA
La culebra	Manzanillo- Minatitlán	46.900	Río o arroyo	3	Columna sola con cabezal	Concreto reforzado	Cimentación directa	1	NA	1	NA	1	Socavación
La caída	Manzanillo- Minatitlán	49.300	Río o arroyo	3	Pila sólida	Concreto reforzado	Cimentación directa	1	Desconchamiento	1	NA	2	Socavación
La peñita	Manzanillo- Minatitlán	52.200	Río o arroyo	2	Pila sólida	Concreto reforzado	Cimentación directa	1	NA	1	NA	3	Socavación
Las piedras	Manzanillo- Minatitlán	53.000	Río o arroyo	1	NA	NA	NA	NA	NA	1	NA	2	Socavación
Marabasco II	Manzanillo- Minatitlán	53.200	Río o arroyo	4	Columna sola con cabezal	Concreto reforzado	Cilindros	2	Desconchamiento	1	NA	1	NA
Las adjuntas	Playa azul- Manzanillo	319.200	Río o arroyo	7	Columnas, cabezal y diafragma	Concreto reforzado	Pilotes de concreto	4	Socavación	1	NA	2	Socavación

NA= No aplica o la información no está especificada

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Tabla 1.3 Tipo y número de puentes. (Wardhana y Hadipriono, 2003)

Tipo de puente	Material	Número de fallas	Porcentaje
Arco	-----	17	3.38
Muro exterior	acero	1	0.20
Basculante	-----	2	0.40
Trabe/viga	concreto	29	5.77
-----	acero	145	28.83
-----	madera	13	2.58
Cajón	concreto	2	0.40
-----	madera	5	0.99
Trabes cajón	concreto	9	1.79
-----	acero	3	0.60
Atirantado	acero	1	0.20
Tubo corrugado	acero	4	0.80
Recubiertos	madera	6	1.19
Alcantarilla	acero	17	3.38
-----	otro	2	0.40
Losa	concreto	25	4.97
-----	acero	1	0.20
Claro único	acero	7	1.39
-----	madera	8	1.59
Vigas	acero	12	2.39
-----	madera	12	2.39
Armadura	acero	107	21.27
-----	madera	9	1.79
Arco	concreto	1	0.20
Flotante	-----	2	0.40
Peatonal	-----	2	0.40
Diversos	-----	61	12.13
<i>Total</i>	-----	<i>503</i>	<i>100.00</i>

Las fallas en los puentes fueron clasificadas en seis causas principales, las cuales se observan en la tabla 1.4, que incluyen las fallas debidas a errores humanos o de los materiales y las debidas a fenómenos naturales, denominadas causas externas. En la tabla 1.4, puede notarse que, aproximadamente el 85% de las falla en los puentes fue por causas externas, producidas por fenómenos naturales. La segunda causa en importancia se debió a la falta de mantenimiento de los distintos tipos de estructuras. Por otro lado, estos investigadores, presentaron un listado de suma importancia que muestra a detalle la descripción de las principales causas de colapsos o desastres, así como los distintos tipos de eventos externos, de acuerdo al número de ocurrencias en este periodo de tiempo. En la tabla 1.5 se muestra el número de ocurrencias de las causas de falla en puentes de Nueva York. En esta tabla, es claro notar que los factores hidráulicos, dentro de los cuales se encuentra la socavación, representan un gran porcentaje (52.88%) de las fallas registradas en los puentes carreteros, conllevando a grandes pérdidas económicas, y lo que es peor aún, a pérdidas de vidas humanas.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Tabla 1.4 Número de causas principales de fallas (Wardhana y Hadipriono, 2003)

Causa principal	Colapsos	Desastres
Diseño	2	1
Detallado	0	0
Construcción	11	2
Mantenimiento	37	6
Materiales	4	2
Causas externas	415	5
Otros	17	1
<i>Total</i>	<i>486</i>	<i>17</i>

Tabla 1.5 Tipo y número de causas de falla (Wardhana y Hadipriono, 2003)

Causa de falla y eventos	Número de ocurrencias	Porcentaje
Hidráulicos	266	52.88
<i>Inundación</i>	165	32.80
<i>Socavación</i>	78	15.51
<i>Escombros</i>	16	3.18
<i>Viento</i>	2	0.40
<i>Otros</i>	5	0.99
Colisiones	59	11.73
<i>Autos/camiones</i>	14	2.78
<i>Lanchas/barcos</i>	10	1.99
<i>tren</i>	3	0.60
<i>Otros</i>	32	6.36
Sobrecarga	44	8.75
Deterioración	43	8.55
<i>General</i>	22	4.37
<i>Deterioración del acero</i>	14	2.78
<i>Corrosión del acero</i>	6	1.19
<i>Corrosión del concreto</i>	1	0.20
Fuego	16	3.18
Construcción	13	2.58
Hielo	10	1.99
Sismos	17	3.38
Fatiga del acero	5	0.99
Diseño	3	0.60
Tierra	3	0.60
Huracán/Tormenta/Tsunami	2	0.40
Diversos/otros	22	4.37

Mueller y Wagner (2005), mencionaron que, el caso de la socavación en puentes de los Estados Unidos es tema de preocupación nacional, ya que, como puede observarse en la tabla 1.6, el número de puentes dañados en ese país por este fenómeno totaliza más de 3700 entre 1985 y 1995.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Tabla 1.6 Número de puentes dañados y destruidos por socavación, 1985-1995. (Mueller y Wagner, 2005)

Localización y año	Número de puentes dañados o destruidos
Pensilvania, oeste de Virginia, Virginia, 1985.	73
New York y New England, 1987.	17
Sureste de los Estados Unidos, 1993.	> 2500
Georgia, 1994.	> 1000
Virginia, 1995.	74
California, 1995.	45

Es de importante resaltar la dimensión de los problemas que producen los efectos hidráulicos en los puentes de Estados Unidos, pero sin lugar a dudas, no es un problema que concierne únicamente a este país.

1.3.2 Perú

En Perú, el puente Bolognesi en Piura (Martínez, 2007) falló por socavación vertical debido a una concentración de flujo, por la presencia de un antiguo muro dentro del cauce en la margen izquierda que desvió, y además concentró su erosión, en la pila central. En la figura 1.4 se aprecia la falla del puente Bolognesi por socavación.



Figura 1.4 Falla por socavación del puente Bolognesi en Perú (Martínez, 2007)

El puente Huachipa, ubicado en la ciudad de Lima, también falló por socavación en las pilas, las cuales, estaban cimentadas sobre un lecho de grava (figura 1.5). Otro caso de socavación registrado en este país es el del puente Saltur, ubicado en la ciudad de Chiclayo, el cual estaba cimentado sobre un lecho de arena (figura 1.6)

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Figura 1.5 Falla del puente Huachipa en Perú por problemas de socavación (Martínez, 2007)



Figura 1.6 Falla por socavación del puente Saltur en Perú (Martínez, 2007)

La pila de la margen izquierda del puente Saltur se colapsó por las concentraciones de la corriente, por lo que se presentó una profundidad muy grande del prisma de socavación. La figura 1.6 muestra claramente el colapso de los tramos de este puente.

1.3.3 Colombia

Muñoz (2003) realizó un estudio estadístico de 63 colapsos de puentes que se registraron entre los años de 1986 y 2001, identificando las principales causas de falla en puentes que se produjeron en ese país. De los 63 casos estudiados por este investigador, el 36% corresponde a puentes de acero que fallaron generalmente por deficiencias estructurales, mientras que el 64% restante corresponde a puentes de concreto que se colapsaron en

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

su mayoría por socavación y atentados terroristas. Las tablas 1.7 y 1.8 muestran un listado de la información general de los 63 casos estudiados. Este investigador clasificó, a través de porcentajes de ocurrencias de las fallas principales, los 63 casos registrados. La tabla 1.9 muestra en forma general la estadística de los puentes de Colombia dentro del periodo de tiempo antes mencionado.

Si se omitieran los colapsos debidos a ataques terroristas, entonces puede obtenerse la gráfica mostrada en la figura 1.7, por medio de la cual se pueden expresar los porcentajes de falla debidas a problemas relacionados con fenómenos naturales, fallas en diseño y falla en construcción, que corresponde a fallas no intencionales. De lo anterior, y de acuerdo a lo mostrado en la figura 1.7, puede notarse que los mayores porcentajes involucran fallas debidas a avalanchas, avenidas máximas o a socavación.

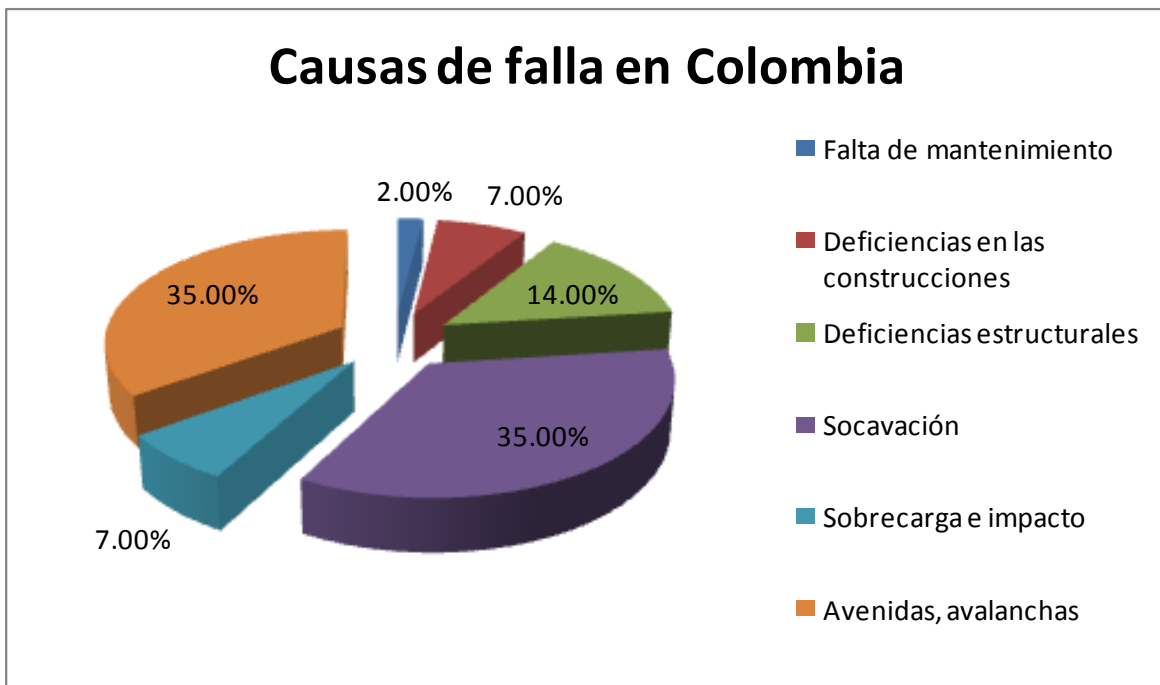


Figura 1.7 Causa principales de falla no intencionales en Colombia. (Muñoz, 2003)

Con la descripción de los problemas en puentes de México, Estados Unidos, Perú y Colombia, se puede ejemplificar la importancia que debe tomar la socavación durante el diseño de puentes. Ahora bien, así como en los países presentados anteriormente, se puede asegurar que, en cada región en donde se tengan precipitaciones de importancia, se pueden presentar problemas hidráulicos similares.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Tabla 1.7 Casos de fallas de puentes en Colombia de 1986 a 2001 (Muñoz, 2003)

No.	Fecha del colapso	Nombre del puente	Causa del colapso	No.	Fecha del colapso	Nombre del puente	Causa del colapso
1	1986	Cobaria	Socavación	32	1997	La granja	Atentados terroristas
2	04/05/1993	El limón	Fallo catastrófico	33	1997	La conguta	Atentados terroristas
3	03/10/1993	Samaná	Deficiencias estructurales	34	1997		Atentados terroristas
4	16/06/1994	El secreto	Socavación	35	1997	Villartega	Atentados terroristas
5	26/05/1994	Guillermo León Valencia	Socavación	36	02/10/1997	Maizaro	Deficiencias de construcción
6	27/05/1994	Barranca de Upia	Socavación	37	1997	Matanzas	Fallo catastrófico
7	06/06/1994	Lo Ángeles	Deficiencias estructurales	38	15/04/1998	Recio	Deficiencias estructurales
8	Julio 1994	Río Casanare	Socavación	39	04/10/1998	Apure	Sobrecarga e impacto
9	Julio 1994	Río Carare	Socavación	40	02/12/1998	Viao	Atentados terroristas
10	29/11/1994	Río Pató	Socavación	41	01/11/1999	La gomez	Socavación
11	11/11/1994	San Luis	Socavación	42	12/04/1999	Tasido	Atentados terroristas
12	01/06/1994	Avirama	Fallo catastrófico	43	16/09/1999	Angelino Durán Quintero	Sobrecarga e impacto
13	02/06/1994	Itaibe	Fallo catastrófico	44	1999	Peatonal autopista norte con 122	Deficiencias estructurales
14	03/06/1994	Juntas	Fallo catastrófico	45	1999	Peatonal calle 26 con avenida 68	Deficiencias de construcción
15	04/06/1994	Naranjal	Fallo catastrófico	46	Abril 2000	El caminito	Atentados terroristas
16	05/06/1994	Nolasco	Fallo catastrófico	47	Abril 2000	Costa Rica	Atentados terroristas

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante AvenidasTabla 1.8 Casos de fallas de puentes en Colombia de 1986 a 2001 (Muñoz, 2003). *Continuación*

No.	Fecha del colapso	Nombre del puente	Causa del colapso	No.	Fecha del colapso	Nombre del puente	Causa del colapso
17	06/06/1994	Moras	Fallo catastrófico	48	21/03/2000	Cubugón	Atentados terroristas
18	07/06/1994	Cohentando	Fallo catastrófico	49	10/04/2000	La honda	Atentados terroristas
19	08/06/1994	Ricaurte	Fallo catastrófico	50	20/05/2000	Pontón cuchuca	Atentados terroristas
20	09/06/1994	Simbola	Fallo catastrófico	51	09/07/2000	Pontón	Atentados terroristas
21	10/06/1994	Capri	Fallo catastrófico	52	12/06/2000	Colorado	Atentados terroristas
22	11/06/1994	La troja	Fallo catastrófico	53	15/09/2000	Pontón Tolima	Atentados terroristas
23	12/06/1994	El guajiro	Socavación	54	10/02/2001	Río negro	Atentados terroristas
24	13/06/1994	Itaibe	Fallo catastrófico	55	Agosto 2000	Penjamo	Atentados terroristas
25	14/06/1994	Nolasco	Fallo catastrófico	56	2000	Tobia-grande Puesrto Salar	Deficiencias de construcción
26	20/06/1994	Heredia	Deficiencias estructurales	57	01/07/2000	Guaduas-cabezas	Socavación
27	07/01/1996	Pescadero	Deficiencias estructurales	58	Septiembre 2000	Tobasía	Socavación
28	18/01/1996	Purnio	Falta de mantenimiento	59	Noviembre 2000	Molino viejo	Atentados terroristas
29	Agosto 1996	Río sevilla	Sobrecarga e impacto	60	2000	Unete	Socavación
30	Abril 1996	Sabandija	Socavación	61	Febrero 2001	El mango	Atentados terroristas
31	19/11/1996	Jorge Gaitán Durán	Socavación	62	Febrero 2001	Paso a desnivel	Atentados terroristas
				63	Febrero 2001	El caminito	Atentados terroristas

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Tabla 1.9 Causas de colapso en puentes de Colombia (Muñoz, 2003)

Causa principal	Número de puentes	%
Deficiencia estructural y de diseño	6	9.5%
Socavación	15	23.8%
Sobrecarga e impacto	3	4.8%
Atentados terroristas	20	31.7%
Avalancha, creciente, etc.	15	23.8%
Falta de mantenimiento	1	1.6%
Deficiencias en la construcción e interventoría	3	4.8%
Total	63	

Con las enormes consecuencias que produce el fenómeno de socavación en varias partes del mundo expuestas anteriormente, es necesario realizar estudios exhaustivos que permitan mitigar los daños y tomar las medidas pertinentes con el fin de disminuir los riesgos por este fenómeno.

2. ESPECIFICACIONES PARA ACCIONES DE AGUA Y SOCAVACIÓN

Aunque la evaluación y el diseño de puentes ante acciones hidráulicas se dejan a la experiencia de los ingenieros, existen algunos lineamientos en diferentes códigos, principalmente para las acciones del agua, sin contemplar en alguno de ellos, un análisis por socavación, como es el caso del aplicable en México. En este capítulo se hace una descripción general de las recomendaciones reglamentarias que se usan en México, y algunas otras de interés de otros países.

2.1 Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT (2001)

Dentro del capítulo 003 *Cargas y acciones* (SCT, 2001) del código mexicano para el diseño de puentes, se establece una clasificación de las cargas que actúan sobre la estructura. Tales cargas a considerar son:

- Cargas permanentes
- Cargas variables
- Cargas eventuales

Dentro de las cargas eventuales, se establecen los criterios necesarios para diseñar el puente contra factores de riesgo hidráulicos. Específicamente, se consideran únicamente dos cargas eventuales: el empuje dinámico del agua y la subpresión.

2.1.1 Empuje dinámico del agua

En este código, el efecto del empuje dinámico del agua sobre las pilas, se calcula suponiendo que las velocidades varían como una parábola de segundo grado, lo que da por resultado una distribución triangular de las presiones. La presión promedio se calcula con la ecuación 2.1

$$p = 0.5003 C_D v^2 \quad (2.1)$$

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

donde p , es la presión promedio, en KPa; v , es el valor promedio de la velocidad del flujo, que corresponde al gasto dividido entre el área hidráulica, (m/seg) y C_D , es el coeficiente de arrastre longitudinal, cuyo valor se obtiene de la tabla 2.1

Tabla 2.1 Coeficiente de arrastre longitudinal (SCT, 2001)

Tipo	C_D
Pilas con tajamar rectangular	1.4
Pilas en las que se acumulen objetos arrastrados	1.4
Pilas con tajamar triangular con ángulos de ataque es igual o menor de 90°	0.8
Pilas con tajamar semicircular	0.7

Por lo que, el empuje total P , es el producto de la presión promedio por el área expuesta de la pila, " A_D ", de acuerdo con la ecuación 2.2

$$P = pA_D \quad (2.2)$$

En este reglamento, también se menciona que el área expuesta puede ser aumentada de acuerdo al juicio del proyectista, para considerar la acumulación de objetos tales como troncos, basura, o cualquier tipo de sólidos que puedan ser arrastrados por la corriente y que puedan ser retenidos entre las pilas. Además, si la corriente incide sobre la pila en una orientación diferente al eje longitudinal de su planta, se considera el efecto de un empuje lateral, calculando la presión promedio lateral mediante la ecuación:

$$p_L = 0.051 C_L v^2 \quad (2.3)$$

donde p_L , es la presión lateral promedio, en KPa; v , es la velocidad promedio de la velocidad del flujo, que corresponde al gasto dividido entre el área hidráulica, (m/seg) y C_L , es el coeficiente de arrastre lateral, que depende del ángulo θ que se forma entre la dirección de la corriente y el eje longitudinal de la planta de la pila, con los valores de la tabla 2.2

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Tabla 2.2 Coeficiente de arrastre lateral (SCT, 2001)

Ángulo θ , entre la dirección de la corriente y el eje longitudinal de la pila	C_L
0°	0.0
5°	0.5
10°	0.7
20°	0.9
$\geq 30^\circ$	1.0

Por lo tanto, el empuje lateral total será:

$$P = p_L A_L \quad (2.4)$$

y representa el producto de la presión lateral promedio por el área lateral expuesta de la pila.

2.1.2 Subpresión

En este código de diseño, se debe tomar el efecto de la subpresión en el diseño de todos aquellos elementos que queden por debajo del nivel del tirante de agua, es decir, sumergidos, por lo que la fuerza de levantamiento será igual al volumen sumergido, por la densidad del líquido desalojado. Por otro lado, en las especificaciones de la SCT no existen disposiciones específicas para tomar en cuenta la socavación, en el diseño de los elementos del puente.

2.2 ASSHTO LRFD (American Association of State Highway and Transportation Officials)

En este capítulo se estudia la versión 2007 de este código americano (ASSHTO LRFD) y principalmente los apartados referentes a las acciones del agua, los estudios hidráulicos y los estudios hidrológicos estipulados para el diseño de un puente.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

2.2.1 Acciones del agua

Dentro de las especificaciones referidas a este código, las cargas debidas a la acción del agua, son divididas en tres apartados: 1) presión estática, 2) empuje y 3) presión dinámica de la corriente.

En lo referente a la presión estática, se asume que ésta actúa de manera perpendicular a la superficie que retiene el agua. Esta presión puede ser calculada como el producto del tirante del agua con respecto al punto de consideración, la densidad del agua y g , la aceleración de la gravedad. El código se refiere a la subpresión como una fuerza de levantamiento, tomada como la suma de las componentes verticales de la presión estática actuando en todos los componentes bajo los niveles de agua de diseño. También, se menciona que para subestructuras con cavidades, en las cuales no se tiene la certeza de la presencia o ausencia del agua, se puede considerar la condición que presenta el efecto de la fuerza más desfavorable.

Para las consideraciones de las cargas debidas a la presión dinámica de la corriente, se evalúa la acción en dos direcciones con respecto a los ejes de las subestructuras longitudinal y lateral. La presión de la corriente actuando en la dirección longitudinal de la subestructura puede ser tomada de acuerdo con

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_D V^2 \quad (2.5)$$

donde p , es la presión del flujo de agua (MPa); C_D , el coeficiente de arrastre para pilas (obtenido de la tabla 2.3) y V , la velocidad de diseño del agua según los estados límite de resistencias frente a avenidas extraordinarias.

Tabla 2.3 Coeficientes de arrastre (AASHTO LRFD, 2007)

Tipo	C_D
Pilas con tajamar semicircular	0.7
Pilas con tajamar rectangular	1.4
Pilas en las que se acumulen objetos arrastrados	1.4
Pilas con tajamar triangular con ángulos de ataque de 90° o menores	0.8

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

La fuerza longitudinal de arrastre puede ser tomada como el producto de la presión longitudinal de la corriente y la superficie expuesta proyectada en ese punto. La presión lateral uniformemente distribuida de la corriente en una subestructura debida al flujo de agua en un ángulo θ (figura 2.1), medido desde el eje longitudinal de la pila, puede ser tomada como:

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_L V^2 \tag{2.6}$$

donde p , es la presión del flujo de agua (MPa); C_L , el coeficiente de arrastre lateral (tabla 2.4) y V , la velocidad de diseño del agua según los estados límite de resistencias frente a avenidas extraordinarias.

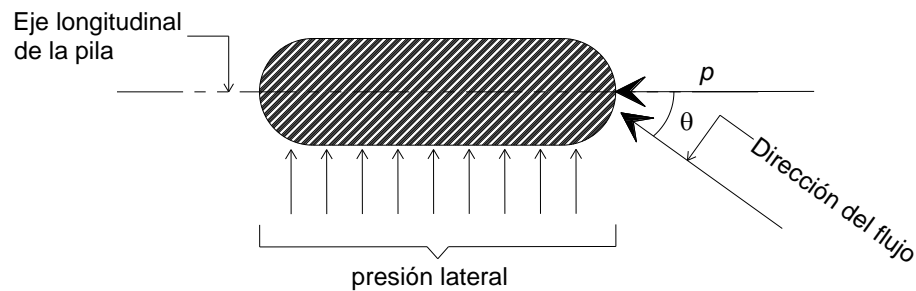


Figura 2.1 Presión lateral (AASHTO LRFD, 2007)

Tabla 2.4 Coeficientes de arrastre lateral (AASHTO LRFD, 2007)

Ángulo θ , entre la dirección del flujo y el eje longitudinal de la pila	C_L
0°	0.0
5°	0.5
10°	0.7
20°	0.9
$\geq 30^\circ$	1.0

En este código americano, se menciona que tanto los coeficientes de arrastre, C_D , como los coeficientes de arrastre lateral C_L (tabla 2.3 y tabla 2.4) fueron adoptados del código de diseño para puentes carreteros de Ontario (1991). Por otro lado, algún material como troncos flotantes, raíces y otros escombros podrían acumularse en las pilas, y como consecuencia incrementar la presión del flujo de la corriente. Tales acumulaciones están en función de la disponibilidad de los escombros, es decir la naturaleza de los terrenos aledaños y la dificultad de que estos materiales sean removidos. Esto podría aumentar la

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

superficie expuesta a la corriente y la velocidad del agua, por lo que este reglamento, recomienda adoptar las medidas del código de Nueva Zelanda, el cual, especifica que donde sean arrastrados una cantidad significativa de troncos flotantes, la presión del agua también actúa contra el área que adoptan los troncos alojados contra la pila. El tamaño del área adoptada es un tema de discusión, pero como una guía el AASHTO indica que la dimensión A (ver figura 2.2) puede ser la mitad de la profundidad del agua, pero no mayor que 3 m. La dimensión B (mostrado también en la figura 2.2) puede ser tomada como la suma de los claros adyacentes, pero no mayor que 14 m.

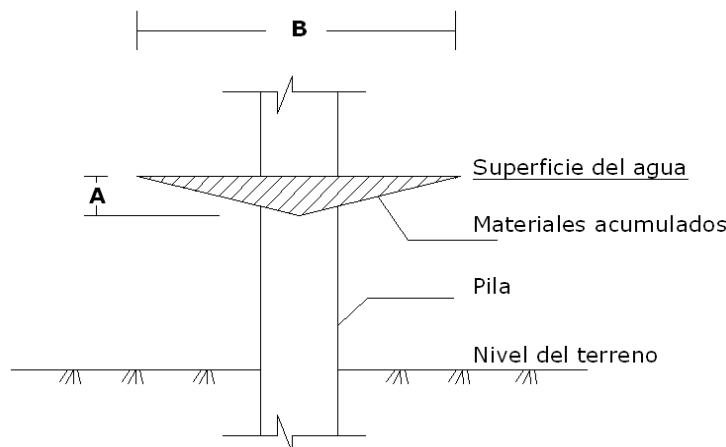


Figura 2.2 Aumento del área expuesta a la presión de la corriente debido a la acumulación de objetos flotantes (AASHTO LRFD, 2007)

2.2.2 Socavación en puentes

De acuerdo con este código, para tomar en cuenta la erosión del suelo donde están desplantados los elementos de apoyo, (socavación en cimentaciones de los puentes), se deben investigar dos condiciones:

- Para diseño por socavación debido a inundaciones, se supondrá para las condiciones de diseño pertinentes que el material arrastrado que forma el prisma de socavación, por encima de la línea de socavación total, se ha removido. Además, se supondrá que la avenida máxima será la más severa que corresponda a un periodo de retorno de 100 años, o alguna otra extraordinaria con un intervalo menor de recurrencia.
- Para la inspección de la socavación debida a inundaciones, la estabilidad de la cimentación debe ser analizada de acuerdo con la avenida máxima de diseño, o con las inundaciones con un periodo de retorno de 500 años, o alguna otra más severa con un nivel de recurrencia menor. También, se menciona que no es

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

necesario investigar la socavación para condiciones más desfavorables que las mencionadas.

Básicamente, se establecen puntos de partida para que durante el procedimiento de diseño, se considere la socavación, asumiendo las condiciones más desfavorables tanto para las avenidas máximas, como para considerar los efectos del sitio, tales como la presencia de hielo o de objetos retenidos entre los elementos estructurales. Por lo tanto, se deja al libre albedrío las expresiones específicas para realizar dicho análisis de estabilidad de pilas en conjunto con la cimentación. Esto puede tener validez, puesto que, la naturaleza de estos fenómenos hace imposible tener estimaciones exactas, ya que en la literatura se pueden encontrar un sin número de expresiones destinadas al cálculo de la socavación. Sin embargo, cabe hacer mención que todas ellas bajo condiciones específicas de flujo, ajustadas con datos de laboratorio o de campo de regiones específicas.

2.3 FHWA (Federal Highway Administration).

La administración Federal de Carreteras, del Departamento de Transportes de los Estados Unidos, emite una serie de publicaciones referentes a los problemas que causan los factores hidráulicos en los puentes de ese país. Además, cuenta con una base de datos muy extensa de casos de socavación registrados años atrás, lo que contribuye en gran medida a visualizar la importancia de este fenómeno.

Dentro de las publicaciones que conciernen al listado de recomendaciones para evaluar la socavación, se encuentra la HEC-18 (Hydraulic Engineering Circular No. 18, por sus siglas en inglés), y el cual lleva por título "Evaluación de la socavación en puentes". Además, cuenta con dos circulares acompañantes, HEC-20, "Estabilidad de la corriente en estructuras carreteras y HEC-23, "Socavación en puentes y estabilidad de corrientes en estructuras de carreteras", los cuales, pueden ser adquiridos libremente. En estos documentos, se pueden encontrar una serie de expresiones destinadas al cálculo de la socavación, además de que incluyen ejemplos de cálculo, se describe una metodología para el cálculo de las erosiones y de la estabilidad del material del fondo de los cauces, y se incluye una descripción de la metodología de inspección que pudiese ser de gran utilidad en la evaluación de daños. En secciones siguientes, se realiza una revisión detallada de estos documentos.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

2.3.1 Diseño y evaluación de puentes contra socavación

Estos documentos presentan una filosofía general de diseño de puentes contra los efectos de la socavación, la filosofía se basa en aclarar conceptos básicos, describir en forma general los criterios que deben tomarse en cuenta para diseñar un puente, establecer metodologías de evaluación y establecer expresiones para el cálculo de la socavación. Sin embargo, no se presenta la manera de correlacionar los efectos hidráulicos con la estabilidad estructural de las pilas del puente, información que pudiera ser útil para implantar una metodología mediante la cual se pueda establecer la vulnerabilidad estructural del puente. Para la evaluación de un puente, es totalmente razonable que se proceda de acuerdo al procedimiento descrito en la figura 2.3, definido por HEC.18 para el análisis y evaluación de la socavación en puentes.

En la evaluación multidisciplinaria resulta difícil realizar una evaluación de la estabilidad estructural de los puentes ante la socavación debido a la complejidad del fenómeno. En este estudio se utilizará un procedimiento que permita una evaluación simplificada de la estabilidad de puentes mediante conceptos hidráulicos, de suelos y estructurales.

2.3.1.1 Conceptos y filosofía de diseño

En este subcapítulo del HEC-18, se especifica que la cimentación de los puentes debe ser diseñada para resistir las peores condiciones de erosión que surjan de considerar una avenida máxima, con un periodo de retorno de 100 años, mientras que, para puentes existentes, se debe considerar la avenida correspondiente a una recurrencia de 500 años, por lo que se requiere una cuidadosa evaluación de los aspectos hidráulicos, estructurales y geotécnicos del diseño de la cimentación.

Se hace hincapié en que las consideraciones de esta publicación están basadas en los siguientes conceptos:

- 1) La cimentación debe ser diseñada por un grupo interdisciplinario de ingenieros con experiencia en el diseño hidráulico, geotécnico y estructural de puentes.
- 2) Los estudios hidráulicos de la ubicación del puente son esencialmente parte del diseño general del puente. Estos estudios deben ser indicadores de la altura libre del puente para permitir el paso de la corriente bajo condiciones extraordinarias de diseño y del diseño seguro de la cimentación contra la socavación. La complejidad del análisis debe ir de acuerdo con la importancia del puente y con las consecuencias de la falla.

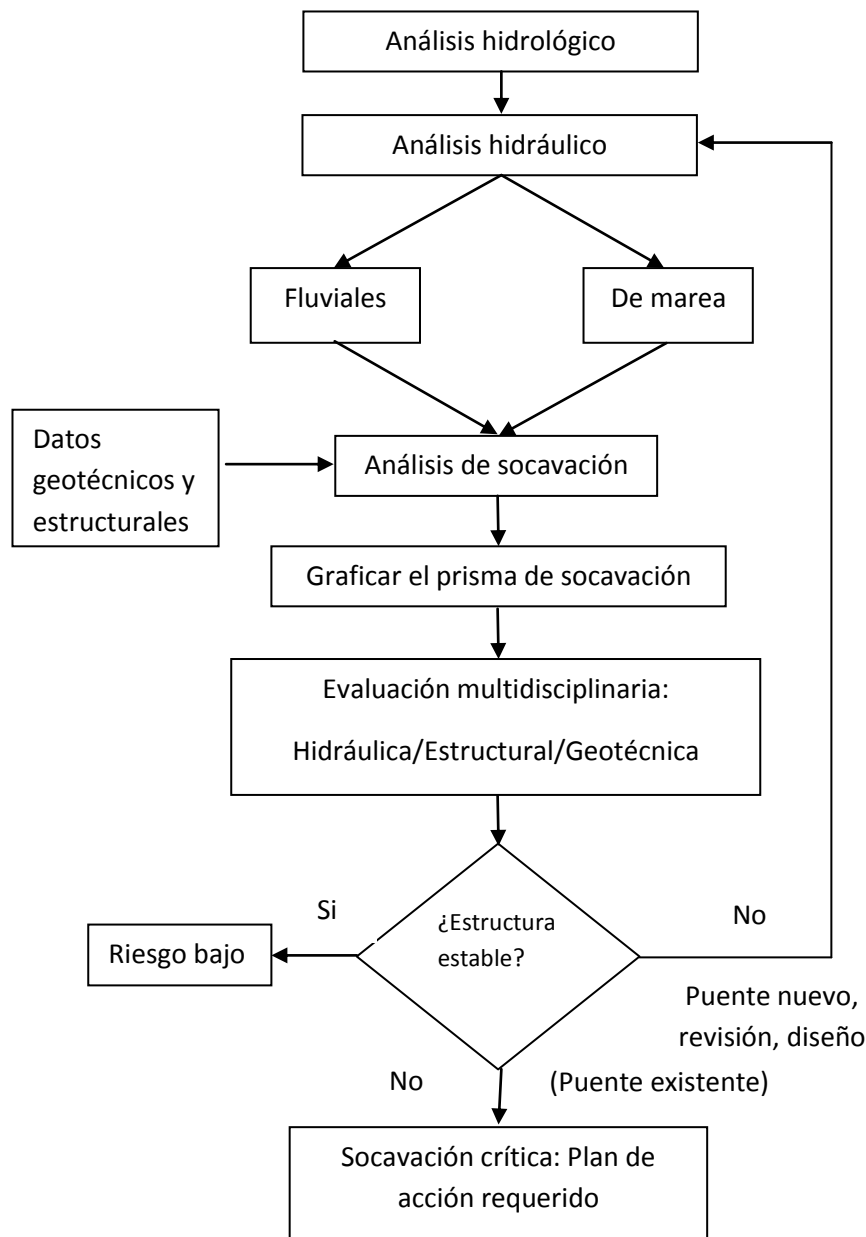


Figura 2.3 diagrama de flujo para el análisis de socavación en puentes. (HEC-18, 2001)

- 3) El diseñador debe aplicar el juicio adecuado para utilizar los resultados obtenidos de las fórmulas para calcular la socavación, considerando las limitaciones y lagunas de conocimiento existentes, y compararlos con los datos hidráulicos e hidrológicos disponibles. Tales datos incluyen:
 - a. El desempeño de estructuras existentes en inundaciones pasadas
 - b. Los efectos de la regulación y control de las avenidas

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

- c. Características hidrológicas e historia de inundaciones del cauce y de los cauces similares
 - d. Si el puente es estructuralmente continuo
- 4) Actualmente, con la información registrada de las pérdidas económicas debidas a las fallas de los puentes, el diseño de la cimentación del puente es generalmente un factor de economía-seguridad de impacto social.

2.3.1.2 Procedimiento general de diseño

Mediante este procedimiento de diseño, pueden hacerse recomendaciones referentes al tipo de puente, tamaño y localización de los elementos de la subestructura, enlistado en los siguientes pasos:

- 1) Seleccionar los eventos (avenidas máximas) esperados para producir las condiciones más severas de socavación.
- 2) Dibujar los perfiles del nivel del agua, originados por los eventos extraordinarios seleccionados, para evaluar la altura libre del puente.
- 3) Estimar la socavación total, que se origine con las peores condiciones desprendidas de los pasos 1) y 2). La socavación resultante debe ser considerada en el diseño de la cimentación. Para esta condición, se deben aplicar los factores de seguridad geotécnicos mínimos de la reglamentación local correspondiente.
- 4) Graficar las profundidades de socavación obtenidas en una sección transversal del cauce, así como el tirante en el sitio del puente.
- 5) Evaluar los resultados obtenidos en los pasos 3 y 4. Evaluar si estos resultados son razonables, considerando las limitaciones de las expresiones utilizadas para el cálculo. Las ecuaciones seleccionadas, pueden diferir de acuerdo con el juicio del ingeniero.
- 6) Evaluar el tipo, tamaño y localización del puente, en base al análisis por socavación seleccionado. Modificar estos parámetros si resulta necesario.
- 7) Realizar el análisis de la cimentación del puente, considerando que el material erosionado, producto de la socavación, no participa en el confinamiento de la cimentación. Se puede incluir una resistencia lateral extra para disminuir los efectos del incremento de la longitud no soportada causada por la socavación.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

- 8) El diseño de la cimentación, de acuerdo con el paso 7, debe ser reevaluado para las modificaciones en las condiciones de flujo y del diseño requerido, a través de:
 - a. Verificar que la cimentación siempre quede por debajo de la profundidad de socavación, estimada en pasos anteriores. Sin embargo, es útil comprender el proceso de inestabilidad de las pilas cuando sucede lo contrario, ya que se han presentado casos en los que visiblemente la socavación sobrepasa la profundidad de desplante de la cimentación.
 - b. Todas las cimentaciones deben tener un factor mínimo de seguridad de 1.0 (carga última) bajo las condiciones de avenidas máximas.

2.3.1.3 Consideraciones generales de diseño

Para la estructura en general la FHWA (2001) recomienda:

- 1) La superestructura deberá tener un claro vertical libre tan grande como sea práctico. Se recomienda que el valor del espacio libre entre la superficie del agua bajo condiciones extraordinarias y el elemento más bajo de la superestructura sea como mínimo de 90 cm.
- 2) La superestructura debe estar debidamente anclada a la subestructura para resistir el arrastre, o el impacto de objetos arrastrados
- 3) Los puentes de claros continuos tienden a resistir en mejor medida los efectos de socavación que los de claros simplemente apoyados, debido a la redundancia presentada. Este tipo de puentes es recomendado donde exista un amplio potencial de presencia de socavación
- 4) Se puede considerar que, el agujero de socavación en pilas y estribos tiene un ancho en la parte superior de 1 a 2.8 veces la profundidad de la socavación local a cada lado de la pila. En este estudio se optó por definir el cono de socavación a partir del ángulo de reposo del suelo de desplante debido a que es un parámetro que se puede relacionar fácilmente con el tipo de suelo.
- 5) Para pilas de puentes con presencia de socavación, la reevaluación del diseño de la socavación, puede requerir un cambio en las pilas en cuanto a profundidad de desplante, número, dimensiones de la sección transversal y tipo, basados en las cargas, los requerimientos de desempeño y las condiciones del sitio específicas
- 6) En algunos sitios de ubicación de puentes, las condiciones hidráulicas y de tráfico, pueden necesitar la consideración de un puente que sea parcial o totalmente sumergido durante las avenidas máximas.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

2.3.1.4 Pilas

En cuanto a las pilas, la FHWA sugiere:

- 1) Las pilas deben ser diseñadas considerando el cambio del perfil del lecho del cauce durante la vida del puente.
- 2) Las pilas deben estar alineadas de acuerdo con la dirección del flujo para evitar presiones laterales. Aprovechar las ventajas hidráulicas de las pilas redondeadas, particularmente donde existan patrones complejos de flujo durante avenidas extraordinarias.
- 3) Racionalizar la cantidad de pilas para disminuir la socavación y minimizar el potencial de los efectos generados por la acumulación de objetos retenidos o el hielo.
- 4) Evaluar el peligro del hielo o de los objetos retenidos cuando se considere el uso de pilas múltiples.
- 5) Es necesario que el análisis de la socavación de pilas cercanas a estribos, considere el potencial de grandes velocidades y ángulos de esviamiento del flujo.

2.3.1.5 Superestructuras

El diseño de la superestructura tiene un impacto significativo en la socavación de la cimentación, puesto que en base a ella se dimensiona la subestructura (cargas verticales). Las fuerzas hidráulicas que deben ser consideradas en el diseño de un puente incluyen la subpresión, arrastre y el impacto del hielo u otros objetos arrastrados. La configuración de la superestructura debe estar influenciada por el perfil de la carretera, la probabilidad de sumersión, los problemas esperados con el hielo y otros materiales acumulados y las velocidades de flujo, así como el aspecto económico y las consideraciones geométricas y estructurales. Específicamente, las fuerzas que tienen impacto en el diseño de la superestructura son consideradas por el FHWA mediante:

- a) *Subpresión*. Tomada como el peso de la superestructura de un puente parcial o totalmente sumergido, esto es, el peso de la superestructura menos el peso del volumen de agua desplazado. El peso del volumen de agua desplazado puede ser mucho más grande que el volumen de los componentes de la superestructura si el aire es atrapado entre las traveses y la cubierta, por lo que también debe ser considerado.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

- b) *Fuerzas de arrastre.* Las fuerzas de arrastre en una superestructura parcial o totalmente sumergida pueden ser calculadas con la ecuación 2.7

$$F_d = C_d \rho H \frac{v^2}{2} \quad (2.7)$$

donde F_d , es la fuerza de arrastre por unidad de longitud del puente, N/m; C_d , es el coeficiente de arrastre, (puede variar de 2.0 a 2.2); ρ , es la densidad del agua, 1000 kg/m³; H , es la profundidad de sumersión, m y v , es la velocidad del flujo, m/s.

- c) *Objetos flotantes y hielo.* La sección hidráulica puede ser parcial o totalmente bloqueada por el hielo o por materiales arrastrados acumulados, creando condiciones hidráulicas que causan o incrementan la socavación en la cimentación de las pilas o en los estribos, produciendo daños por impacto o por levantamiento e inundaciones en la superficie de rodamiento.
- d) *Fuerzas de hielo.* La superestructura puede estar sujeta a fuerzas de impacto de hielo flotante, presión estática de movimientos térmicos o acumulación. Por lo que las estructuras bajo estas condiciones, deben ser relativamente altas.
- e) *Fuerza de objetos arrastrados.* Existe muy poca información con respecto a los métodos para calcular las fuerzas de impacto de los objetos flotantes a pesar de que son causas principales de falla. Estos objetos arrastrados pueden consistir en árboles, remolques, madera, automóviles, etc. Esto complica el cálculo de las fuerzas de impacto debido a la variedad de masas de los distintos objetos arrastrados. La ecuación 2.8, representa una ecuación general para calcular fuerzas de impacto.

$$F = Mdv / dt = \frac{Mv^2}{2S} \quad (2.8)$$

donde F , es el impacto ejercido por los objetos arrastrados, N; M , es la masa del objeto, Kg; S , es la distancia de retención, m y v , es la velocidad de los objetos justo antes del impacto, m/s.

Todas las fuerzas, excepto las provocadas por el hielo, son consideradas en los modelos analíticos desarrollados para el análisis paramétrico de este trabajo, involucradas mediante fuerzas estáticas que actúan sobre el elemento. Las fuerzas de hielo deben ser consideradas en regiones donde la presencia del hielo sea significativa.

3. ECUACIONES PARA LA SOCAVACIÓN

3.1 Socavación

De manera general, se pueden presentar cinco tipos diferentes de erosión, clasificadas de acuerdo a la forma en la que se presentan cada una de ellas, y mediante las cuales puede determinarse la profundidad de erosión máxima que se alcanzará en el lecho del río. A ésta erosión máxima, se le denomina socavación total, la cual, según Maza (1968), es el resultado del efecto de varias socavaciones originadas por causas distintas, a saber:

- 1) *Socavación general.* Se produce a todo lo largo del cauce durante una avenida, se debe a la mayor capacidad que tiene la corriente para arrastrar el material sólido del fondo que es levantado con más facilidad y mantenido en suspensión durante un cierto tiempo, de tal manera que al pasar la creciente es depositado nuevamente. En este tipo de socavación, se nota que el fondo prácticamente mantiene su posición, es decir, que no se producen cambios importantes del terreno, salvo en algunos lugares donde el cauce principal ha cambiado de lugar.
- 2) *Socavación transversal en la sección bajo el puente.* Se produce debido al aumento de velocidad, que en algunas ocasiones se presenta en esa sección, por reducirse el área útil del cauce con la presencia de pilas, estribos y terraplenes de acceso.
- 3) *Socavación en el lado exterior de las curvas.* En el lado exterior de las curvas del cauce se presentan profundidades mayores, debido al ataque de la corriente y a un flujo helicoidal que tiende a arrastrar el material del fondo hacia la zona interior de la curva. Estas profundidades pueden llegar a ser hasta tres veces mayores que las de los tramos rectos de los ríos.
- 4) *Socavación local al pie de pilas y estribos.* Esta erosión es causada por los vórtices que se presentan frente a esos elementos, debido a los cambios de dirección que produce la presencia de dichas estructuras en las líneas de corriente.
- 5) *Erosión aguas abajo de embalses.* El descenso del fondo del río aguas abajo de grandes embalses se debe a que las obras de este tipo impiden el paso de materiales sólidos. En estas condiciones, la corriente, casi libre de sedimentos, al volver al río, arrastra el material del fondo de las secciones adyacentes a la cortina, y ya no se recupera. De esta forma se produce un descenso gradual del fondo hasta el momento en que, por disminuir la pendiente, la corriente ya no tiene capacidad suficiente para arrastrar más material.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Uno de los principales problemas en el diseño de un puente carretero ante los efectos del agua, es la selección de la profundidad de desplante de las pilas. Este problema tiene principal interés cuando la estructura se ubica en una sección de un cauce, cuyo fondo está formado por materiales no cohesivos que alcanzan profundidades tales que, hacen impracticable la cimentación sobre un manto de roca firme. Para atacar este problema se hace necesario determinar con aproximación suficiente la profundidad máxima que alcanzará la socavación en la proximidad de las pilas del puente.

Para definir los métodos de evaluación de los diferentes tipos de socavación, se tratarán principalmente los métodos descritos por Maza (1968) y el procedimiento recomendado en el HEC-18 por la FHWA (2001).

3.2 Determinación de la socavación general

La socavación general, se produce debido al arrastre del material a lo largo del cauce de un río; puede variar con el tiempo. El método descrito en esta sección para el cálculo de la socavación general es el propuesto por Lischtvan-Lebediev (Maza, 1968), quienes realizaron en primera instancia una serie de clasificaciones en cuanto al cauce del río y el material con el que están formados.

La primera clasificación se basa en determinar si existe un cauce principal definido, como se muestra en la figura 3.1, con orillas bien definidas por donde exista un arrastre constante del material del fondo del cauce, o si es no definido (figura 3.2), es decir, que exista una superficie casi plana sobre la que el río escurre por varias partes al mismo tiempo.

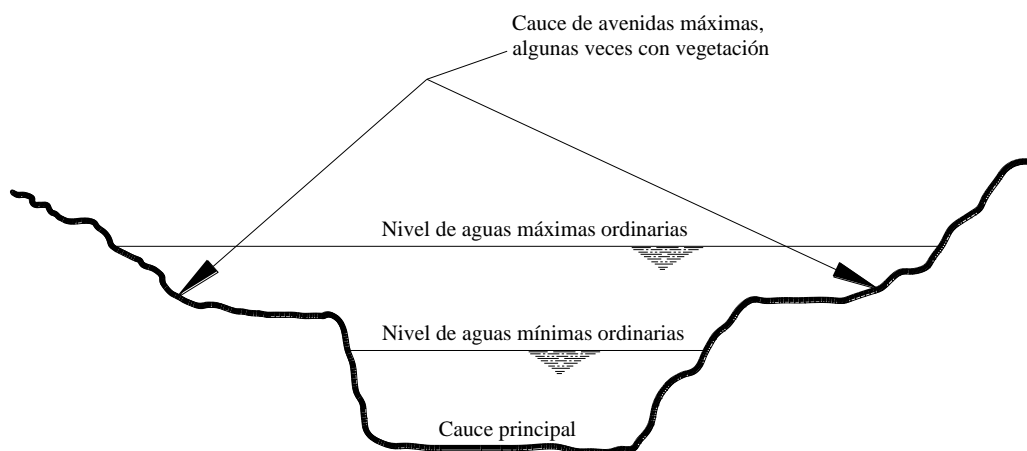


Figura 3.1 Sección de un río con cauce principal definido. (Maza, 1968)

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

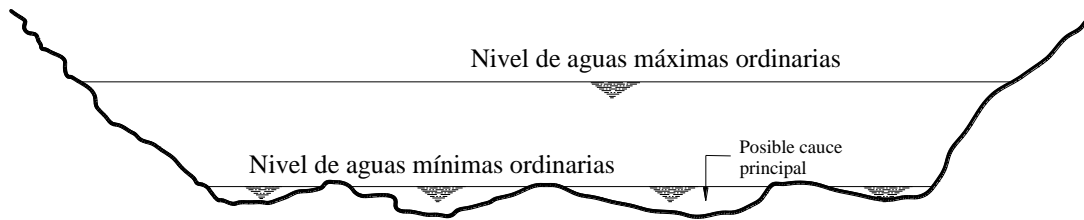


Figura 3.2 Sección de un río con cauce principal no definido. (Maza,1968)

En segunda instancia, se realiza una clasificación en donde se toma en cuenta la naturaleza del material del fondo, es decir, si es cohesivo, como limos o arcillas, o no cohesivo, como arenas, gravas, etc. Finalmente, se considera la distribución del material del subsuelo, ya sea en forma homogénea o heterogénea. De acuerdo con todas estas clasificaciones, las características del cauce que deben tomarse en cuenta para la determinación de la socavación general se encuentran representadas esquemáticamente en la figura 3.3.

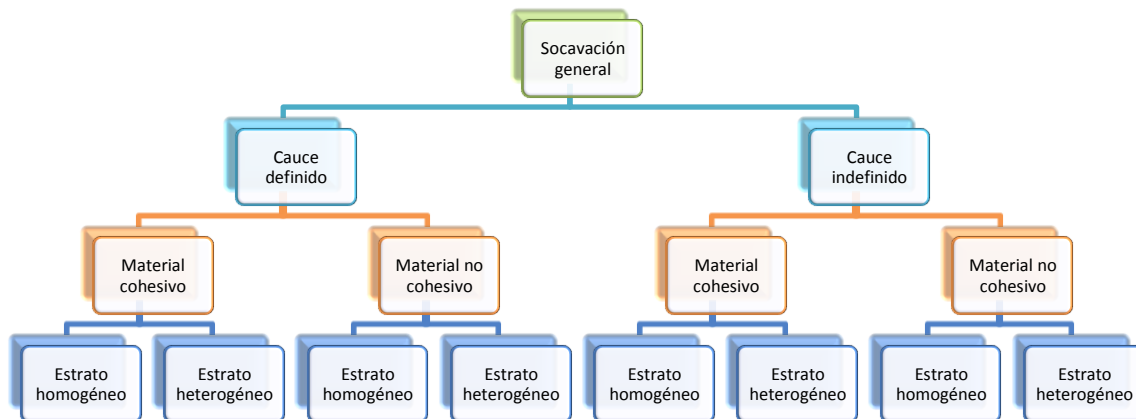


Figura 3.3 Esquema para la determinación de la socavación general según Lischtvan-Lebediev (Maza, 1968)

En capítulos siguientes se tratará únicamente la determinación de la socavación general en cauces definidos debido a que en el desarrollo de esta tesis se consideró un cauce con estas características.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

3.2.1 Cauces definidos

Según Maza (1968), cuando se presenta una avenida aumenta la velocidad del cauce en la sección del cruce del puente, por ser generalmente menor el área hidráulica en esos lugares. El aumento de la velocidad provoca un aumento de la capacidad de arrastre de la corriente, por lo que el fondo del cauce comienza a ser degradado. Cuando el fondo desciende, el área hidráulica comienza a aumentar lentamente por lo que el valor medio de la velocidad de la corriente y por consiguiente la capacidad de arrastre comienzan a disminuir hasta que se llegue a un equilibrio. A este tipo de socavación también se le denomina como socavación por contracción.

El equilibrio se logra una vez que la velocidad media de la corriente (v) es igual a la velocidad media que se requiere para que un material de características dadas sea arrastrado (v_e). La primera velocidad está en función de las características hidráulicas del río, como son la pendiente, la rugosidad del cauce y el tirante. La segunda velocidad, es función de las características del material del fondo y del tirante del flujo. Para obtener esta segunda velocidad en materiales no cohesivos se utiliza el diámetro medio de las partículas, mientras que en suelos cohesivos se toma en cuenta el peso específico del material seco. Para suelos no cohesivos, la velocidad media de arrastre no es la velocidad de inicio del movimiento de algunas partículas, sino la mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo, mientras que para suelos cohesivos, es la velocidad capaz de levantar y poner en suspensión a las partículas.

3.2.2 Suelos cohesivos homogéneos

De acuerdo con lo descrito por Maza (1968), el valor de la velocidad media que se requiere para degradar el fondo está dado por:

$$v_e = 0.60\gamma_s^{1.18}\beta H_s^x \quad (3.1)$$

donde γ_s , es el peso volumétrico del material seco que se encuentra a una profundidad H_s , en ton/m^3 ; β , es el coeficiente de paso, que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia y cuyo valor se muestra en la tabla 3.1. Para valores intermedios se puede realizar una interpolación; H_s , es el tirante considerado a cuya profundidad se desea conocer el valor de v_e requerido para que ocurra arrastre de material y x , es un exponente que varía dependiendo del γ_s mostrado en la tabla 3.2.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Cuando el material del fondo es no cohesivo, este exponente varía en función del diámetro medio de los granos.

Tabla 3.1 Valores que puede tomar el coeficiente β . (Maza, 1968)

Probabilidad de que se presente el gasto de diseño (%)	β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

Si se analiza una franja vertical de la sección transversal de un río, se puede obtener la variación de la velocidad media de la corriente (v) en función de la profundidad y para cada punto de la sección, como es el caso de la figura 3.4, donde: B , es el ancho de la superficie libre del agua; H_0 , es el tirante en el punto P antes de que se produzca la socavación; H_s , es el tirante del agua supuesto para el cual se desea conocer el nuevo valor de la velocidad y P , es un punto cualquiera en el cual se desea conocer el cambio de la velocidad al aumentar el tirante.

La hipótesis que sustenta la realización del cálculo de la variación de la velocidad media de la corriente, es que el gasto unitario en cada franja permanece constante mientras dura el proceso de erosión del fondo. Si se considera la franja de espesor ΔB . El gasto que pasa por esa sección está dado, según la fórmula de Manning, por:

$$\Delta Q = V\Delta A = \frac{1}{n} S^{\frac{1}{2}} H_0^{\frac{5}{3}} \Delta B \quad (3.2)$$

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

donde S , es la pendiente del gradiente hidráulico y n , es coeficiente de rugosidad del cauce.

Tabla 3.2 Valores de x para suelos cohesivos y no cohesivos. (Maza, 1968)

Suelos cohesivos				Suelos no cohesivos			
γ_s	x	γ_s	x	D_{50} (mm)	x	D_{50} (mm)	x
0.80	0.52	1.20	0.39	0.05	0.43	40.00	0.30
0.83	0.51	1.24	0.38	0.15	0.42	60.00	0.29
0.86	0.50	1.28	0.37	0.50	0.41	90.00	0.28
0.88	0.49	1.34	0.36	1.00	0.40	140.00	0.27
0.90	0.48	1.40	0.35	1.50	0.39	190.00	0.26
0.93	0.47	1.46	0.34	2.50	0.38	250.00	0.25
0.96	0.46	1.52	0.33	4.00	0.37	310.00	0.24
0.98	0.45	1.58	0.32	6.00	0.36	370.00	0.23
1.00	0.44	1.64	0.31	8.00	0.35	450.00	0.22
1.04	0.43	1.71	0.30	10.00	0.34	570.00	0.21
1.08	0.42	1.80	0.29	15.00	0.33	750.00	0.20
1.12	0.41	1.89	0.28	20.00	0.32	1000.00	0.19
1.16	0.40	2.00	0.27	25.00	0.31		

Si se considera una rugosidad constante en toda la sección, $\frac{1}{n}S^{\frac{1}{2}}$ también sería constante en cualquier punto de análisis del cauce y para fines prácticos puede denominarse a este término como α , por lo que entonces:

$$\Delta Q = \alpha H_0^{\frac{5}{3}} \Delta B \tag{3.3}$$

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

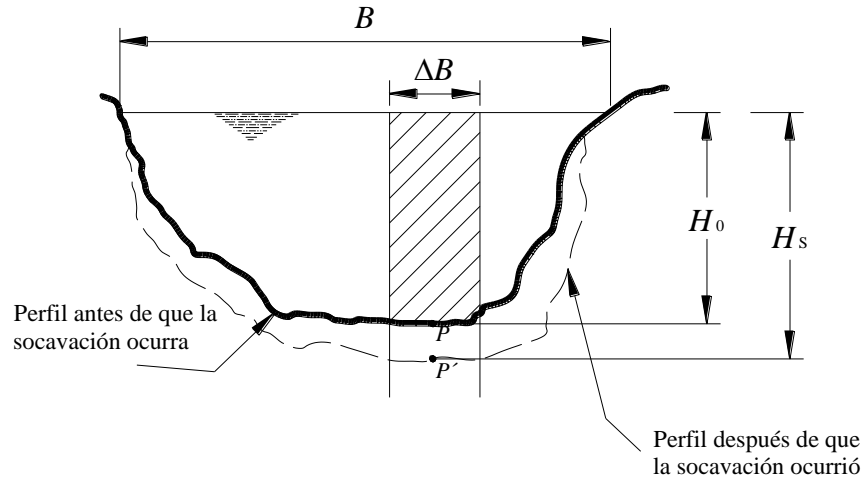


Figura 3.4 Variables que influyen en el cálculo de la velocidad media de la corriente V . (Maza, 1968)

El valor de α , calculado de forma sencilla sin conocer la pendiente hidráulica, puede ser expresado como una función del tirante medio en toda la sección del cauce antes de la erosión, H_m , de la velocidad media en toda la sección, V , y del gasto de diseño Q_d ya que:

$$Q_d = \frac{1}{n} S^{\frac{1}{2}} H_m^{\frac{5}{3}} B_e \tag{3.4}$$

Debe considerarse, que cuando la corriente forma turbulencias cerca de las pilas y de los estribos, el gasto hidráulico debe afectarse por un coeficiente de contracción (μ) cuyos valores se enlistan en la tabla 3.3, por lo que la ecuación anterior afectada por este coeficiente, quedaría expresada como

$$Q_d = \frac{\mu}{n} S^{\frac{1}{2}} H_m^{\frac{5}{3}} B_e \tag{3.5}$$

Y por lo tanto, el valor de α es:

$$\alpha = \frac{Q_d}{\mu H_m^{\frac{5}{3}} B_e} \tag{3.6}$$

El valor de B_e se refiere al ancho efectivo de la superficie libre del agua, que se obtiene de restarle al ancho total B el ancho de las pilas, siempre y cuando la corriente del flujo sea paralela a los ejes longitudinales de las pilas. Por lo contrario, si el flujo incide con cierto ángulo, se tomaría en cuenta la proyección del lado largo de las pilas.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Tabla 3.3 Valores del coeficiente de contracción μ . (Maza, 1968)

Velocidad media, en m/seg	Longitud libre entre dos pilas, en metros.												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 ó mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

El tirante medio de la sección (H_m) puede obtenerse dividiendo el área hidráulica efectiva entre el ancho efectivo B_e . Por otro lado, el gasto que pasa por la franja vertical de la figura 3.4 y que fue analizada anteriormente, también puede expresarse en término de la velocidad de la corriente disminuida, debido al incremento del área hidráulica que propició la erosión del fondo, por lo que

$$\Delta Q = vH_s\Delta_B \tag{3.7}$$

Como se puede observar, se dedujeron dos fórmulas del gasto hidráulico que pasa por la franja vertical en estudio que son la ecuación 3.3 y la ecuación 3.7. Ahora, igualando esas dos expresiones se tienen entonces que

$$\Delta Q = vH_s\Delta_B = \alpha H_0^{\frac{5}{3}}\Delta B \tag{3.8}$$

por lo que despejando la velocidad media de la corriente se tiene:

$$v = \frac{\alpha H_0^{\frac{5}{3}}}{H_s} \tag{3.9}$$

Al inicio del subcapítulo 3.3, se mencionó que la condición de equilibrio que debe satisfacerse para que la erosión se vea totalmente reducida es que la velocidad media de

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

la corriente (v) sea igual que la velocidad media de arrastre de las partículas del fondo, por lo que igualando la ecuación 3.1 con la ecuación 3.9

$$v_e = v$$

$$0.60\gamma_s^{1.18}\beta H_s^x = \frac{\alpha H_0^{\frac{5}{3}}}{H_s} \quad (3.10)$$

Despejando el valor de H_s se tiene entonces

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^{\frac{5}{3}}}{0.60\beta\gamma_s^{1.18}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad (3.11)$$

Al restar el tirante del agua, antes de la erosión, de la ecuación 3.11 puede obtenerse la profundidad de la socavación general, generada en la sección de cruce de un puente sobre el cauce homogéneo de un río con materiales cohesivos.

3.2.3 Suelos homogéneos no cohesivos

La velocidad media de arrastre de partículas sueltas como arena o grava se calcula mediante:

$$v_e = 0.68\beta d_m^{0.28} H_s^x \quad (3.12)$$

donde d_m , es el diámetro medio de los granos del fondo del cauce, obtenidos de acuerdo con la ecuación 3.13; d_i , es el diámetro medio de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza, en mm y p_i , es el porcentaje del peso de la misma porción, comparada con el peso total de la muestra. Las fracciones escogidas no deben ser necesariamente iguales entre sí.

$$d_m = 0.01 \sum d_i p_i \quad (3.13)$$

La expresión destinada al cálculo de la velocidad media de la corriente es la misma que la ecuación 3.9, por lo que si se realiza la condición de equilibrio se tiene entonces

$$0.68\beta d_m^{0.28} H_s^x = \frac{\alpha H_0^{\frac{5}{3}}}{H_s} \quad (3.14)$$

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Despejando el valor del tirante después de que ocurre la erosión del fondo:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^{\frac{5}{3}}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad (3.15)$$

3.2.4 Suelos heterogéneos

Para determinar la profundidad de socavación en suelos que están formados por materiales distintos en varios estratos, o que estén formados por una mezcla de suelos cohesivos con suelos no cohesivos, se pueden utilizar los dos métodos descritos por Maza (1968) que se detallan en los subcapítulos siguientes. Los dos métodos se definen como método analítico por tanteos y método semigráfico

3.2.4.1 Método analítico por tanteos

Para aplicar este método, se pueden seguir los siguientes pasos:

1. Debe tenerse como principal dato de entrada, la estratigrafía general del cauce en la sección donde se pretende calcular la socavación general.
2. Se deben seleccionar varios puntos de interés (P_i), de acuerdo con lo mostrado en la Figura 3.5, en donde se tenga contemplado calcular la socavación general y poder así definir el perfil de socavación del cauce a través de la unión de los puntos (S_i).
3. De manera individual para cada punto (P_i), se aplicará la ecuación 3.11 o la ecuación 3.15 si se trata de un estrato con suelo cohesivo o no cohesivo respectivamente, para la primera capa de suelo.
4. Si la profundidad de socavación general calculada con el paso anterior cae dentro de la primera capa, entonces, se detiene el cálculo y la profundidad obtenida será la correcta.

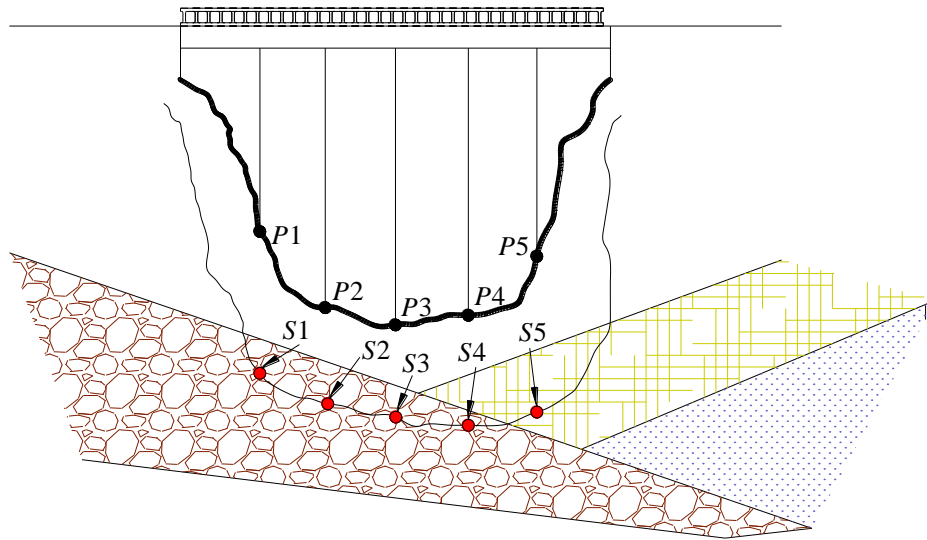
Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Figura 3.5 Puntos de consideración para el cálculo de la socavación general por el método analítico (Maza, 1968)

5. Si la profundidad de socavación general calculada para las características del primer estrato sobrepasan la profundidad de esta capa de suelo, entonces se procede con el segundo manto, aplicando nuevamente la ecuación correspondiente y diferenciando entre un material cohesivo o no cohesivo.
6. Nuevamente, si la profundidad de socavación calculada cae dentro del segundo manto, entonces se detiene el cálculo y esa es la profundidad correcta, por el contrario, se procede con el tercer manto realizando todo el procedimiento.

3.2.4.2 Método semigráfico

Para la aplicación de este método, de igual manera que en la aplicación del procedimiento analítico, también es necesario contar con la distribución geológica del cauce en donde se pretende determinar la socavación general producida por el arrastre de los materiales del fondo, como consecuencia del escurrimiento extraordinario de un río.

Debe considerarse un punto (P_i), cualquiera del cauce original sin erosión. Conocidas las profundidades de los diferentes estratos del suelo en la sección de análisis del cauce, se debe calcular la velocidad v_e , con la ecuación 3.1 o la ecuación 3.12 según sea suelo cohesivo o no cohesivo, respectivamente, en cada frontera de los estratos. Posteriormente, se calcula la velocidad media de la corriente, v , para distintas profundidades aleatorias mediante la ecuación 3.9

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Después, se llevan los valores de las velocidades calculadas a un sistema de ejes coordenados, graficando en el eje vertical los valores de H_s y en el eje horizontal las curvas de velocidades, v_e y v . El valor de la profundidad H_s en el punto de intersección de las gráficas de velocidades será la profundidad de socavación general correcta. En la figura 3.6 se representa esquemáticamente el procedimiento descrito en esta sección para la determinación de la socavación general en un punto P . El punto azul en esta figura, representa la profundidad de socavación general debajo del punto P .

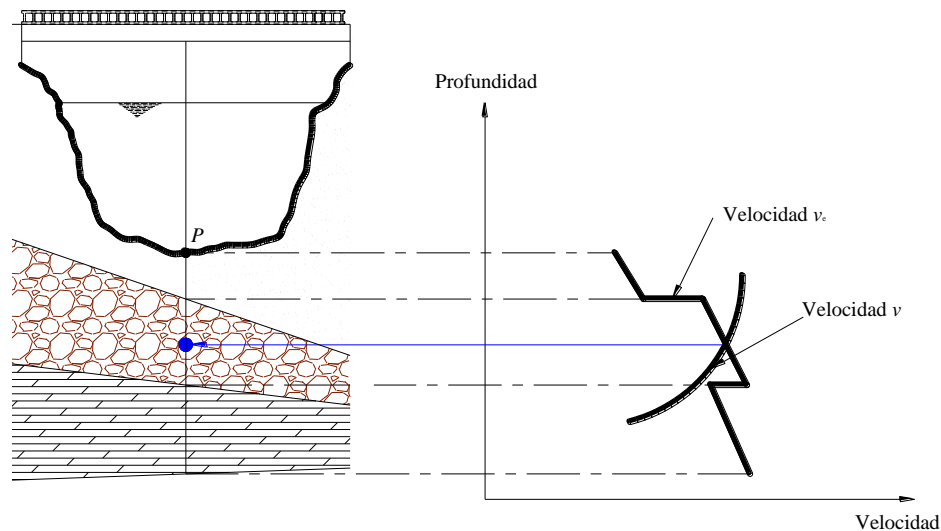


Figura 3.6 Procedimiento semigráfico para la socavación general en suelos heterogéneos (Maza, 1968)

Puede seguirse el mismo procedimiento para varios puntos en todo el cauce, para determinar así el perfil de socavación de toda la sección.

3.3 Expresiones para el cálculo de la socavación local al pie de pilas

Maza (1968) sugirió que para evaluar la socavación local al pie de pilas existen dos criterios, aparentemente contrarios en la selección de parámetros influyentes, pero respaldados por numerosas pruebas de laboratorio y por mediciones efectuadas en prototipos. El primer criterio fue propuesto por Laursen y Toch, de acuerdo con los estudios realizados en la Universidad de Iowa; después fue ampliado por Souza Pinto, Magliolo y Romitta, entre otros. El segundo criterio se debe a Yaroslavtziev, y es el

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

resultado de mediciones hechas en varios puentes de la Unión Soviética y ha sido corroborado por las observaciones de Bata, Andreiev y otros investigadores.

Con el método de Laursen y Toch, se le da un principal interés a los siguientes parámetros:

- Ángulo de incidencia del flujo sobre la pila
- Ancho de la pila
- Tirante del flujo
- Forma de la pila

Por otra parte, con el método de Yaroslavtziev se distinguen dos casos generales, cuando el suelo está formado por suelos cohesivos, y cuando está formado por suelos no cohesivos, dándole principal interés a los siguientes parámetros:

- Velocidad de la corriente
- Diámetro de las partículas
- Ancho de la pila
- Tirante de la corriente
- Forma de la pila
- Ángulo de incidencia.

En el método de Laursen y Toch, se consideran dos casos generales, los cuales están relacionados con el ángulo de incidencia de la corriente con respecto al eje longitudinal de las pilas: (1) cuando la corriente incide paralelamente al eje de las pilas y (2) cuando forma un cierto ángulo. Con este método, la profundidad de socavación puede obtenerse mediante la ecuación 3.16, siempre y cuando el eje longitudinal de la pila sea paralelo a la corriente del flujo, como se muestra en el esquema de la figura 3.7.

$$S_0 = k_1 k_2 b \quad (3.16)$$

donde b , es el ancho de la pila, en m; k_1 , es el coeficiente que depende de la relación entre el tirante y el ancho de la pila, según se observa en la figura 3.8; k_2 , es el coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila, cuyos valores se destacan en la tabla 3.4 y S_0 , la profundidad de la socavación, a partir del fondo del cauce.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

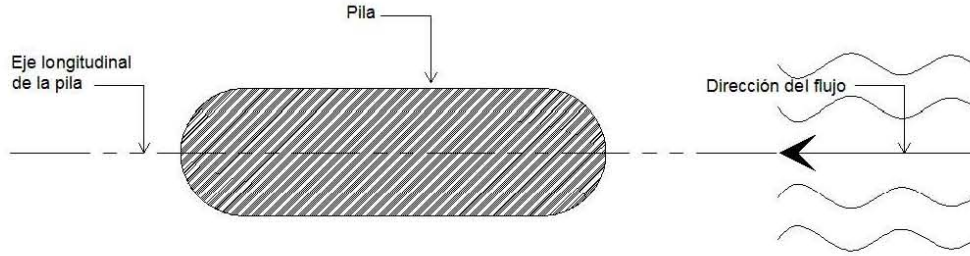


Figura 3.7 Representación del primer caso para el método de Laursen y Toch

Cuando la corriente incide oblicuamente (figura 3.9), formando un ángulo con el eje de la pila, la socavación se determina con la ecuación 3.17.

$$S_0 = k_1 k_3 b \tag{3.17}$$

donde k_3 , es el coeficiente que depende del ángulo ϕ y de la relación a/b (figura 3.10), siendo a , la dimensión longitudinal de la pila, y b , la dimensión transversal.

Por otro lado, Yaroslavtziev, en su método, clasificó dos casos en función de si el fondo está formado con materiales no cohesivos o cohesivos. Matemáticamente, el modelo para suelos no cohesivos, se expresa mediante la ecuación 3.18

$$S_0 = k_f \times k_v (\alpha + k_h) \times \frac{v^2}{g} - 30D_{85} \tag{3.18}$$

donde k_f , es el coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y del ángulo ϕ . En la figura 3.11 se muestran valores de este coeficiente para los tipos comunes de pilas de puentes, según propuestas por Yaroslavtziev; k_v , está definido por la ecuación 3.19 o por la figura 3.12; α , es el coeficiente de corrección cuyo valor depende del sitio donde están colocadas las pilas; con valor de 0.6 si se encuentran en el cauce principal y 1.0 si están construidos en cauces secundarios; k_h , es el coeficiente que toma en cuenta la profundidad de la corriente, el cual, se calcula mediante la ecuación 3.20 o puede tomarse con ayuda de la figura 3.13; v , es la velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila, después de producirse la erosión general, m/s; g , es la aceleración de la gravedad, m/s²; D , es el diámetro, en cm, de las partículas más gruesas que forman el fondo; está representado aproximadamente por el D₈₅ de la curva granulométrica. Cuando el material del fondo tiene un diámetro de 0.5 cm, Yaroslavtziev recomienda no considerar el segundo miembro de la ecuación 3.18; b_f , es la proyección en un plano perpendicular a la corriente, del ancho y largo de la pila. Cuando el ángulo de incidencia vale 0°, b_1 es igual al ancho b de la pila en metros y y , es el tirante de la corriente frente a la pila, m.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

$$\log k_v = \frac{-0.28^3 v^2}{gb_1} \tag{3.19}$$

$$\log k_h = 0.17 - \frac{0.35y}{b_1} \tag{3.20}$$

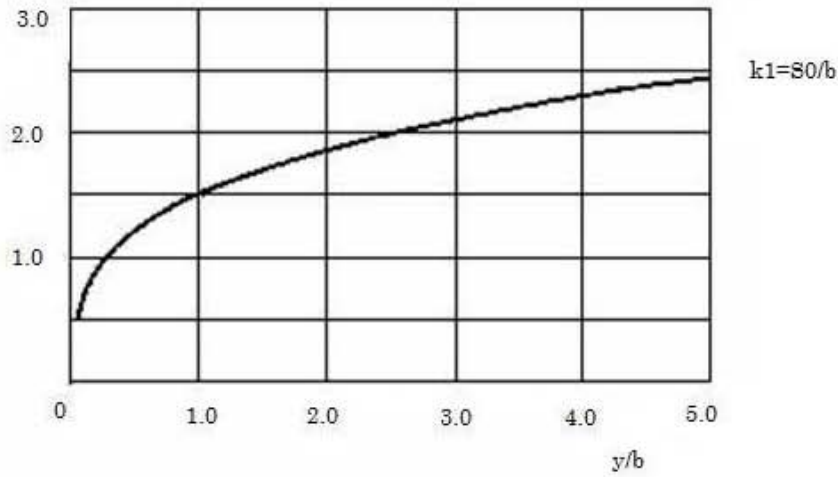
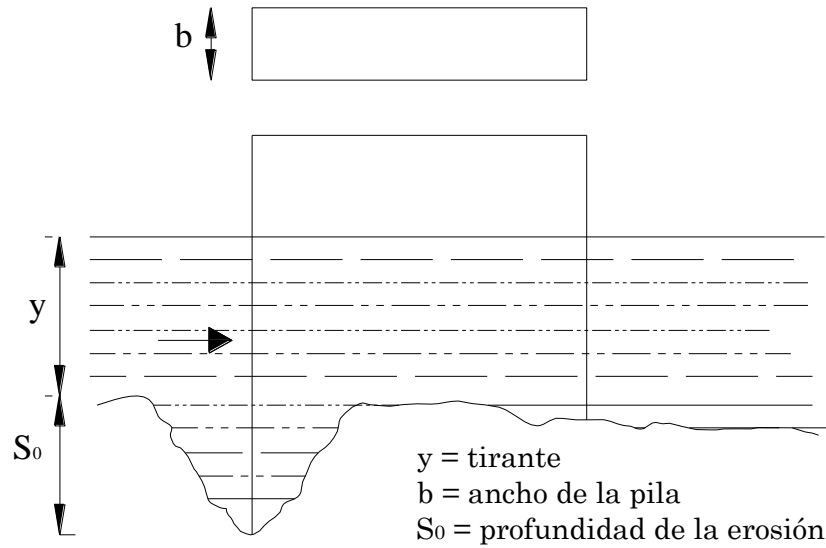


Figura 3.8 Coeficiente de la relación entre el tirante y el ancho (Maza, 1968)

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

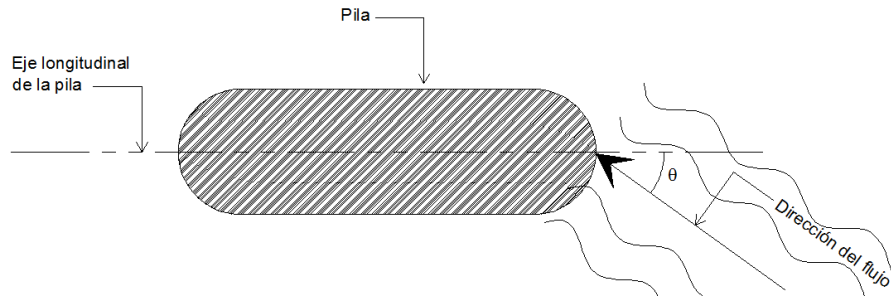


Figura 3.9 Representación del caso 2 para el método de Laursen y Toch (Maza, 1968)

Tabla 3.4 Formas de pilas y sus coeficientes (Maza, 1968)

Forma de la nariz		Coefficiente k_2 según Schneible
Pila rectangular $a/b=4$		1.00
Semicircular		0.90
Elíptica $p/r=2$		0.81
Elíptica $p/r=3$		0.75

Forma de la nariz		Coefficiente k_2 según Tison
Biselada $a/b=4$		0.78
Perfil hidrodinámico		0.75

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

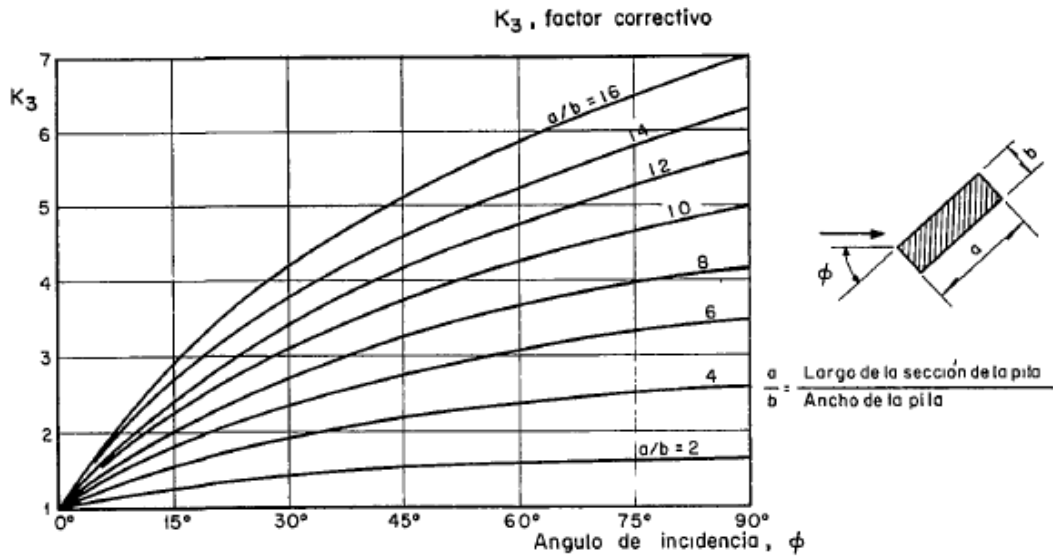


Figura 3.10 Coeficiente de corrección por esviajamiento entre la corriente y el eje longitudinal de la pila (Maza, 1968)

Método de Yaroslavtziev

Pila tipo I

$k_f = 12.4$
 $b_f = a \cdot \text{sen } \phi + b \cdot \text{cos } \phi$

Pila tipo II

$k_f = 10.0$
 $b_f = D$

Pila tipo III

ϕ	0°	10°	20°	30°	40°
k_f	8.5	8.7	9.0	10.3	11.3

$b_f = (a-b) \text{sen } \phi + b$

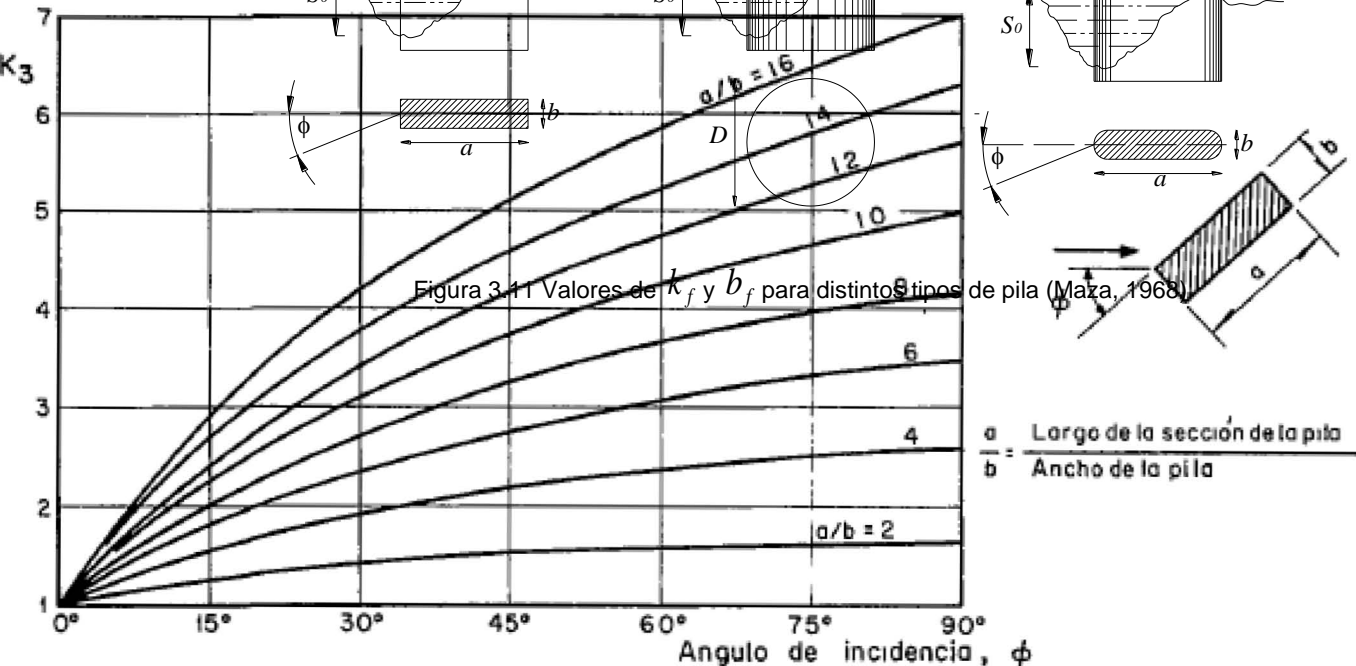
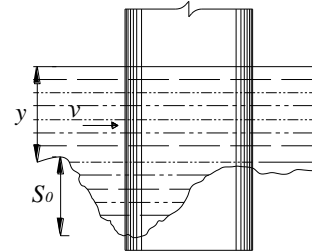
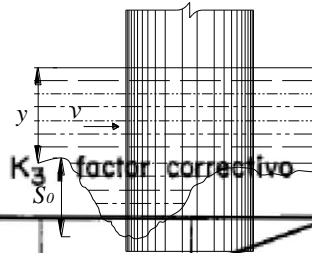
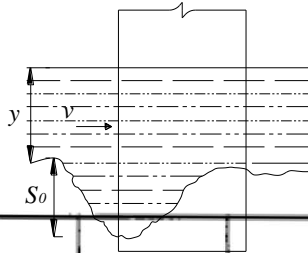


Figura 3.11 Valores de k_f y b_f para distintos tipos de pila (Maza, 1968)

Método de Yaroslavtziev

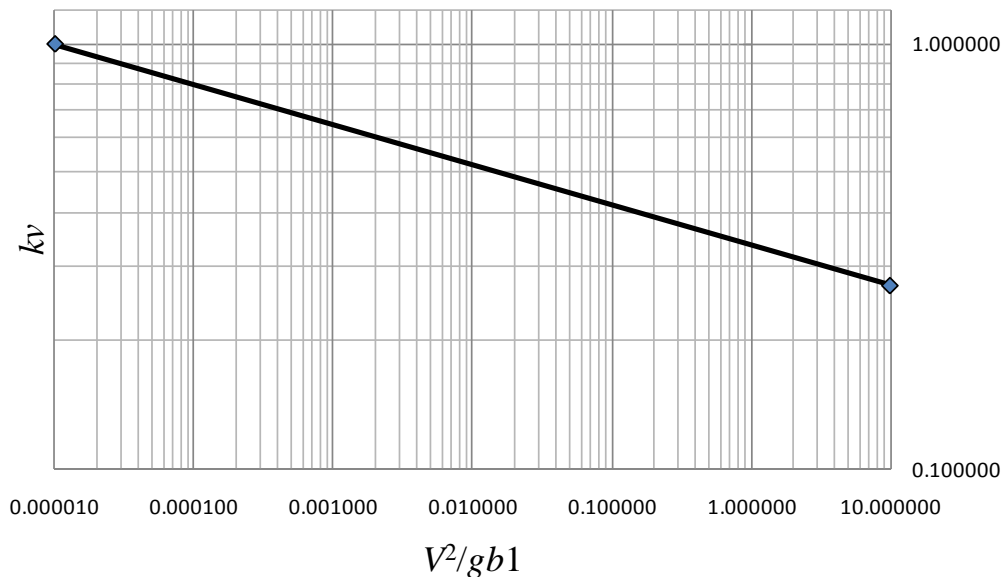


Figura 3.12 Representación gráfica del valor de k_v (Maza, 1968)

Método de Yaroslavtziev

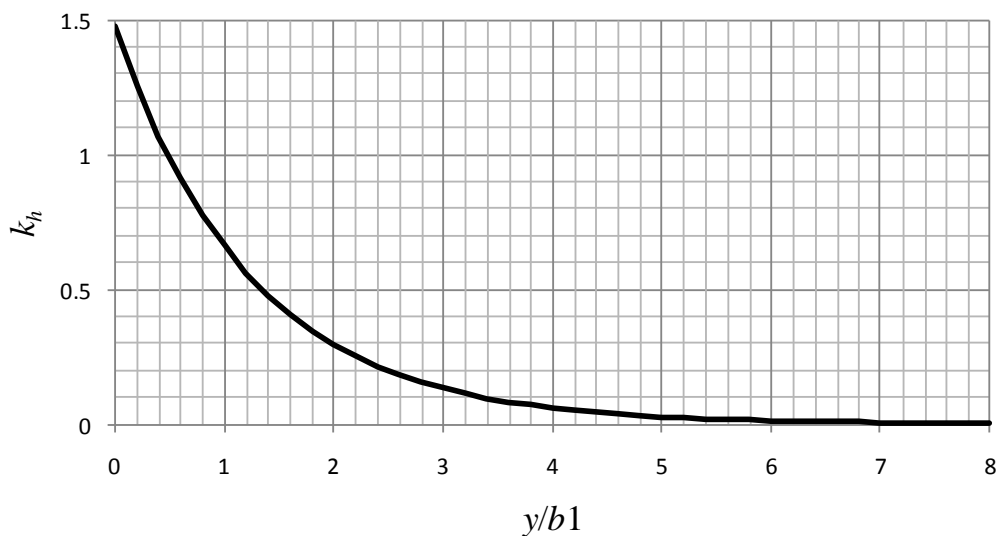


Figura 3.13 Representación gráfica del valor de k_h (Maza, 1968)

Para suelos cohesivos, se utiliza la misma expresión que en suelos no cohesivos, pero utilizando un diámetro equivalente, de acuerdo con el tipo de suelo del fondo del

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

cauce y con su grado de compactación. En la tabla 3.5 se muestran los diámetros equivalentes propuestos para suelos cohesivos.

Tabla 3.5 Diámetros equivalentes a suelos granulares, para suelos cohesivos (Maza, 1968)

Características de los suelos	Peso volumétrico ton/m ³	Dimensiones del diámetro equivalente en suelos granulares (cm).		
		Arcillas y tierras fuertemente arcillosas	Tierras ligeramente arcillosas	Suelos de aluvión
<i>Poco compactos</i>	1.2	1	0.5	0.5
<i>Medianamente compactos</i>	1.2-1.6	4	2	2
<i>Compactos</i>	1.6-2.0	8	8	3
<i>Muy compactos</i>	2.0-2.5	10	10	6

Nalluri *et al.* (1999), realizaron un estudio de varias expresiones propuestas en la literatura, deducidas a partir de datos de campo. Estas expresiones fueron corregidas utilizando datos de laboratorio, para así crear nuevas expresiones mediante correlaciones estadísticas. Estos investigadores, utilizaron datos de campo medidos en puentes ubicados en la India, y adicionalmente, datos de laboratorio obtenidos de proyectos de grado realizados en la Universidad de los Andes en Bogotá, Colombia. Este grupo de investigación presenta 18 ecuaciones que predicen la socavación local, obtenidas tanto con datos de campo como de laboratorio, a saber:

- 1) *Basak et al.* Obtenida con datos de laboratorio.

$$d_s = 0.558b^{0.586} \tag{3.21}$$

donde d_s , es la profundidad de socavación medida desde el nivel medio del lecho y b , el ancho de la pila.

- 2) *Norman.* Obtenida con datos de campo

$$d_s = 1.5b^{0.7}y^{0.3} \tag{3.22}$$

donde y , es el tirante de la corriente.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

3) *Blench.*

$$\frac{D_s}{y_r} = 1.8 \left(\frac{b}{y_r} \right)^{1/4} \quad (3.23)$$

donde $y_r = 1.483 \sqrt[3]{\left(\frac{q^2}{f_b} \right)}$, es la profundidad de flujo del régimen; $f_b = \sqrt{D}$, debe calcularse con D en mm; D , es el diámetro medio de los sedimentos del lecho; q , es el caudal por unidad de ancho del canal y D_s , es la profundidad de socavación medida desde el nivel medio del flujo.

4) *Laursen y Toch, versión I.* Obtenida con datos de laboratorio

$$d_s = 1.5b^{0.7} y^{0.3} \quad (3.24)$$

5) *Laursen y Toch, versión II.*

$$\frac{d_s}{b} = 1.11 \left(\frac{y}{b} \right)^{1/2} \quad (3.25)$$

6) *Arunachalam.*

$$\frac{d_s}{y} = 1.95 \left(\frac{b}{y} \right)^{1/6} - 1 \quad (3.26)$$

7) *Hancu.*

$$\frac{d_s}{b} = 2.42 (F_{r_p})^{1/3} \quad (3.27)$$

donde $(F_{r_p}) = \left(\frac{V}{\sqrt{gb}} \right)$, es el número de Froude de la pila; V , es la velocidad media del flujo; g , es la aceleración de la gravedad.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

8) *Ahmad* . Obtenida con datos de laboratorio

$$D_s = 1.486 k q^{2/3} \quad (3.28)$$

9) *Shen versión I*. Obtenida con datos de laboratorio

$$\frac{d_s}{b} = 11 \left(\frac{y}{b} \right) Fr^2 \quad (3.29)$$

donde Fr , es el número de Froude del flujo.

10) *Shen versión II*. Obtenida con datos de laboratorio

$$\frac{d_s}{b} = 3.4 Fr_p^{0.66} \quad (3.30)$$

11) *Inglis*. Obtenida con datos de campo.

$$D_s = 0.946 \left(\frac{Q}{f} \right)^{1/3} \quad (3.31)$$

donde $f = 1.76 \sqrt{D}$, es el factor de Lacey y Q , es el caudal que fluye por el canal.

12) *Inglis et al*. Obtenida con datos de laboratorio

$$\frac{D_s}{b} = 2.32 \left(\frac{q}{b} \right)^{0.78} \quad (3.32)$$

13) *Jain*. Obtenida con datos de laboratorio.

$$\frac{d_s}{b} = 1.84 \left(\frac{y}{b} \right)^{0.3} Fr^{0.25} \quad (3.33)$$

14) *Shen versión III*. Obtenida con datos de laboratorio.

$$d_s = 0.00022 \text{ Re}_p^{0.619} \quad (3.34)$$

donde $\text{Re}_p = \frac{V \left(\frac{b}{2} \right)}{\nu}$, es el número de Reynolds de la pila.

15) *Froehlich*. Obtenida con datos de campo

$$d_s = 0.032 b^{0.62} y^{0.47} Fr^{0.22} D^{-0.09} + B \quad (3.35)$$

donde B , es un factor de seguridad.

16) *Richardson et al.* Obtenida con datos de laboratorio.

$$\frac{d_s}{y} = 2k \left(\frac{b}{y} \right)^{0.35} Fr^{0.43} \quad (3.36)$$

donde k , es una constante que depende de la forma de la pila y de la dirección del flujo con respecto a la misma.

17) *Johnson*. Obtenida con datos de laboratorio.

$$\frac{d_s}{y} = 1.82 \left(\frac{y}{b} \right)^{0.98} Fr^{0.21} \quad (3.37)$$

18) *Ab Ghani y Nalluri*. Obtenida con datos de campo

$$\frac{d_s}{D} = 1.46 \left(\frac{b}{D} \right)^{0.97} \left(\frac{y}{b} \right)^{0.52} \left(\frac{Q}{by\sqrt{gy}} \right)^{0.24} \quad (3.38)$$

Después de la recopilación de estas fórmulas que predicen la socavación local, Nalluri *et al.* (1999) realizaron un procedimiento para ajustar las ecuaciones con

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

resultados de campo, encontrándose la siguiente expresión generalizada:

$$\frac{d_s}{D} = 0.1176 \left(\frac{b}{D} \right)^{1.25} \left(\frac{y}{b} \right)^{0.538} Fr^{0.126} \quad (3.39)$$

Es importante notar que la mayoría de las ecuaciones 3.21 a 3.38, tratan de ajustar datos de laboratorio o de campo, por lo que, el aplicarlas para regiones o sitios de condiciones diferentes a las que se desarrollaron, puede conllevar a una mala aproximación de la verdadera profundidad de socavación.

También se han llevado a cabo estudios complejos para la determinación de la profundidad de socavación, tal es el caso de Lorefice *et al.* (2007) y Escauriaza (2005), en donde se consideraron factores tales como los vórtices generados durante la avenida. Para el desarrollo del análisis paramétrico en este trabajo, se utilizarán expresiones simplificadas de socavación para generar resultados que puedan representar de manera aproximada el comportamiento de pilas comunes y de puentes, en cuanto a estabilidad estructural se refiere.

3.4 Socavación local en pilas. FHWA (Federal Highway Administration)

Según esta publicación, la socavación local en pilas es función de las características del material del fondo, la configuración del cauce, las características del flujo, propiedades del fluido y la geometría de la pila y la cimentación. La ecuación CSU es ampliamente recomendada en los documentos de la FHWA (con algunas adecuaciones) debido a que se concluyó mediante un estudio realizado por Muller (HEC-18, 2001), que da una estimación muy aproximada (sin sobrestimar la profundidad de erosión), al compararla con datos de campo. Las adecuaciones realizadas a la ecuación CSU, fueron la adición de coeficientes para tomar en cuenta las características del cauce y el tamaño del material del fondo. Esta ecuación basada en la ecuación del CSU, se expresa matemáticamente como:

$$\frac{S_0}{y} = 2.0k_1k_2k_3k_4 \left(\frac{b}{y} \right)^{0.65} Fr^{0.43} \quad (3.40)$$

donde S_0 , es la profundidad de socavación, en m; y , es el tirante inmediatamente aguas arriba de la pila, en m; k_1 , es un factor de corrección para pilas con distintas formas de acuerdo con la figura 3.14 y la tabla 3.6; k_2 , es el factor de corrección debido al ángulo de

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

llegada del flujo de la tabla 3.7 y la ecuación 3.42, en m; k_3 , es el factor de corrección para tomar en cuenta las condiciones del fondo del cauce, obtenido con la tabla 3.8; k_4 , es un factor de corrección para tomar en cuenta el tamaño de los granos del fondo, que se obtiene con la ecuación 3.43; b , es el ancho de la pila, en m; L , es la longitud de la pila, en m; Fr , es el número de Froude directamente aguas arriba de la pila. El número de Froude se calcula mediante la ecuación 3.41; v , es la velocidad media del flujo directamente aguas arriba de la pila, en m/s y g , aceleración de la gravedad (9.81 m/s).

$$Fr = \frac{v}{(gy)^{\frac{1}{2}}} \tag{3.41}$$

El factor de corrección, k_2 , para el ángulo de llegada del flujo (θ), se calcula mediante la ecuación 3.42

$$k_2 = [\cos(\theta) + L/a \operatorname{sen}(\theta)]^{0.65} \tag{3.42}$$

Si L/a es más grande que 12, se debe usar $L/a=12$ como máximo en la ecuación 3.42

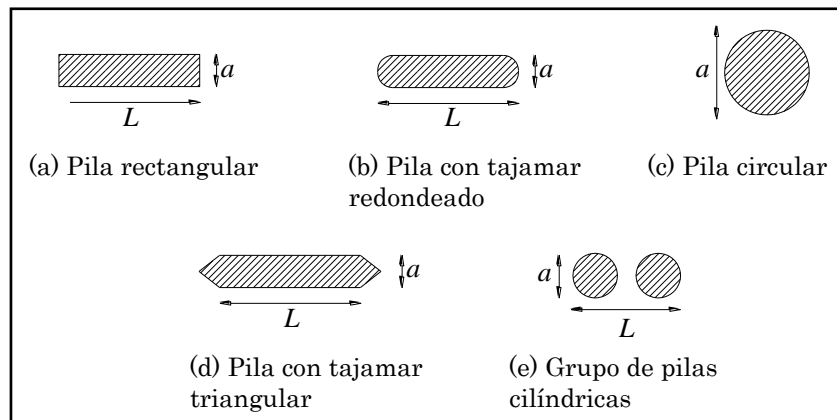


Figura 3.14 Formas comunes de pilas (HEC-18, 2001)

Tabla 3.6 Factor k_1 para distintos tipos de pila (HEC-18, 2001)

Forma de la pila	k_1
Rectangular	1.1
Tajamar redondeado	1.0
Circular	1.0
Tajamar triangular	1.0

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Grupo de pilas cilíndricas	0.9
----------------------------	-----

Tabla 3.7 Factor de corrección k_2 para el ángulo de llegada del flujo (HEC-18, 2001)

Ángulo	L/a=4	L/a=8	L/2=12
0°	1.0	1.0	1.0
15°	1.5	2.0	2.5
30°	2.0	2.75	3.5
45°	2.3	3.3	4.3
90°	2.5	3.9	5.0

Ángulo = ángulo de llegada del flujo (ángulo de esviajamiento).
L = Longitud de la pila, en m.

Tabla 3.8 Factor de corrección k_3 para las condiciones del fondo (HEC-18, 2001)

Condiciones del fondo	Altura de la duna en m.	k_3
Socavación en agua clara	N/A	1.1
Fondo plano	N/A	1.1
Dunas pequeñas	3 > H > 6	1.1
Dunas medianas	9 > H > 3	1.2 a 1.1
Dunas grandes	H > 9	1.3

Como regla general, la profundidad de socavación máxima, de pilas con tajamar redondeado alineadas con el flujo, es:

$$S_0 \leq 2.4 \text{ veces el ancho de la pila, para } Fr \leq 0.8$$

$$S_0 \leq 3.0 \text{ veces el ancho de la pila, para } Fr > 0.8$$

Para la determinación del factor de corrección k_4 , se deben considerar las siguientes condiciones:

Si $D_{50} < 2 \text{ mm}$ o $D_{90} < 20 \text{ mm}$, entonces $k_4 = 1$

Si $D_{50} \geq 2 \text{ mm}$ y $D_{95} \geq 20 \text{ mm}$, entonces:

$$k_4 = 0.4(V_R)^{0.15} \tag{3.43}$$

donde:

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

$$V_R = \frac{v - V_{icD_{50}}}{V_{cD_{50}} - V_{icD_{50}}} > 0 \quad (3.44)$$

V_{icD_x} , es la velocidad de aproximación requerida para iniciar la socavación en la pila con granos de tamaño D_x

$$V_{icD_x} = 0.645 \left(\frac{D_x}{b} \right)^{0.053} V_{cD_x} \quad (3.45)$$

V_{cD_x} , es la velocidad crítica para el movimiento incipiente de los granos con tamaño D_x

$$V_{cD_x} = K_u y^{1/6} D_x^{1/3} \quad (3.46)$$

donde y , es el tirante del flujo aguas arriba de la pila excluyendo la socavación local, en m; v , es la velocidad de llegada del flujo aguas arriba de la pila, en m/s; D_x , es el tamaño de los granos para los cuales el "x" por ciento de los materiales del fondo es más fino, en m y K_u , es igual a 6.19

El valor mínimo que debe tomarse del factor de corrección k_4 es 0.4.

3.5 Socavación en pilas complejas. Federal Highway Administration, FHWA

Mediante los procedimientos descritos en la publicación HEC-18, pueden determinarse las profundidades de socavación bajo tres condiciones complejas:

- 1) grupos de pila
- 2) grupos de pila y cimentación superficial o base de pilotes
- 3) grupos de pilotes

en donde cualquiera de estos elementos o combinaciones de estos, se encuentran expuestos directamente al flujo o a la corriente. En este trabajo únicamente se desarrollan las componentes debidas a la pila y la cimentación.

Se recomiendan los pasos enlistados abajo, para determinar la profundidad de socavación bajo cualquier combinación, pero cabe señalar que el juicio del ingeniero es

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

esencial para garantizar un nivel riguroso de evaluación. La estabilidad de la cimentación debe ser verificada de acuerdo a lo siguiente:

- las profundidades de socavación deben ser determinadas para una avenida con un periodo de retorno de 100 años o cualquier otro que produzca profundidades mayores de erosión.
- si es necesario, usar programas de cómputo para calcular las variables hidráulicas
- la profundidad de socavación total es determinada por la suma de las socavaciones para cada componente
- analizar la configuración de la pila compleja para determinar los componentes de la pila que están expuestas o estarán expuestas al flujo si ocurren socavaciones que lo permita
- determinar la profundidad de socavación de cada componente
- sumar los componentes para determinar la socavación total
- graficar las profundidades de socavación y analizar los resultados
- realizar un estudio de modelos físicos si ello contribuye a reducir las incertidumbres

3.5.1 Métodos de análisis para la superposición de las componentes de socavación

Los componentes de una pila compleja se ilustran en la figura 3.15. La socavación total resulta de la superposición de la socavación producida por los componentes y matemáticamente se expresa como:

$$S_0 = S_{0\ pila} + S_{0\ ciment} + S_{0\ pilotes} \quad (3.47)$$

donde S_0 , es la profundidad de socavación total, en m; $S_{0\ pila}$, es la profundidad de socavación producida por la pila, en m; $S_{0\ ciment}$, es la profundidad de socavación producida por la cimentación, en m y $S_{0\ pilotes}$, es la profundidad de socavación producida por los pilotes, en m

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

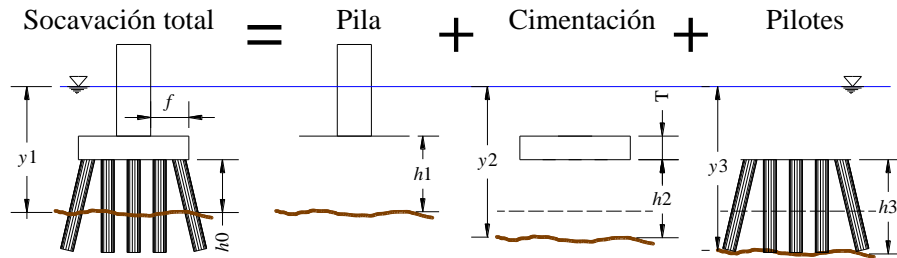


Figura 3.15 Definición de variables para los componentes de socavación en una pila compleja. (HEC-18, 2001)

Las variables utilizadas únicamente para el caso representado en la figura se describen a continuación:

f , es la distancia libre entre el borde de la cimentación y el borde de la pila en el mismo lado, en m; h_0 , es la altura desde la base de la cimentación hasta el fondo del cauce al inicio de los cálculos, en m; h_1 , es la altura medida desde la base de la pila al fondo del cauce antes de la socavación y puede calcularse como $h_1 = h_0 + T$, en m; h_2 , es la altura desde la base de la cimentación al fondo del cauce después de que ocurrió la socavación de pila y se calcula como $h_2 = h_0 + S_{0\ pila} / 2$, en m; h_3 , es la altura del grupo de pilotes después de que la socavación de la pila y de la cimentación ocurrieron y se calcula como $h_3 = h_0 + S_{0\ pila} / 2 + S_{0\ ciment} / 2$, en m; S , es el espaciamiento centro a centro de pilotes, en m; T , es la altura o espesor de la cimentación, en m; y_1 , es el tirante del flujo al inicio de los cálculos; y_2 , es el tirante ajustado para los cálculos de la socavación en la cimentación y se calcula como $y_2 = y_1 + S_{0\ pila} / 2$, en m; y_3 , es el tirante ajustado para el cálculo de la socavación en los pilotes y se calcula como $y_3 = y_1 + S_{0\ pila} / 2 + S_{0\ ciment} / 2$, en m; v_1 , es la velocidad de la corriente usada al iniciar los cálculos, en m/s; v_2 , es la velocidad ajustada para el cálculo de la socavación en la cimentación y tiene un valor de $v_1(y_1 / y_2)$, en m/s y v_3 , es la velocidad ajustada para el cálculo de la socavación en los pilotes y tiene un valor de $v_1(y_1 / y_3)$, en m/s

Cada una de las componentes de socavación se calcula básicamente mediante la ecuación 3.40 utilizando anchos de pila equivalentes y tirantes y velocidades ajustados.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

3.5.2 Determinación de la componente de socavación para pilas

Para este caso, la socavación debida a la pila se determina de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\frac{S_{0\ pila}}{y1} = K_{h\ pila} \left[2.0k_1k_2k_3k_4 \left(\frac{b}{y1} \right)^{0.65} Fr^{0.43} \right] \tag{3.48}$$

donde $K_{h\ pila}$, es un coeficiente que toma en cuenta la altura desde la base de la pila hasta el fondo del lecho y el efecto de blindaje debido a la longitud f y se determina mediante la figura 3.16. Las demás variables de la ecuación 3.48 están definidas en secciones anteriores.

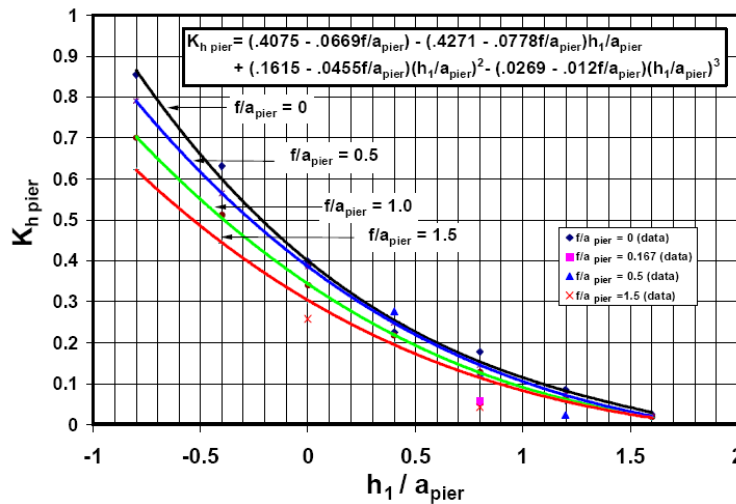


Figura 3.16 Determinación del coeficiente $K_{h\ pila}$. $a_{pier} = b$ (ancho de la pila). (HEC-18, 2001)

3.5.3 Determinación de la componente de socavación para la cimentación

Para la determinación de la componente producida por la cimentación, se distinguen dos casos:

Caso 1. La base de la cimentación se encuentra por arriba del fondo del cauce debido a la componente de socavación producida por la pila.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Caso 2. La base de la cimentación se encuentra en el fondo del cauce o por debajo de este.

En ambos casos, se debe aplicar un factor de corrección para pilas muy anchas, k_w , el cual debe utilizarse siempre y cuando:

- a) la relación y/b es menor que 0.8
- b) la relación $b/D_{50} > 50$
- c) el número de Froude sea subcrítico

Cuando se cumplen todos estos casos, entonces debe aplicarse el factor de corrección. Este factor se calcula de la siguiente manera:

$$k_w = 2.58 \left(\frac{y}{b} \right)^{0.34} Fr^{0.65} \text{ para } \frac{v}{v_v} < 1$$

$$k_w = 1.0 \left(\frac{y}{b} \right)^{0.13} Fr^{0.25} \text{ para } \frac{v}{v_v} \geq 1$$

Cuando se presenta el caso 1, la componente de socavación de la cimentación se determina mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{S_{0 \text{ ciment}}}{y_2} = 2.0 k_1 k_2 k_3 k_4 k_w \left(\frac{b^*_{\text{ciment}}}{y_2} \right)^{0.65} \left(\frac{v_2}{\sqrt{g y_2}} \right)^{0.43} \tag{3.49}$$

En ese caso, el ancho de la cimentación (b_{ciment}) se reduce a un ancho de pila equivalente b^*_{ciment} con ayuda de la figura 3.17. Cuando se presenta el caso 2, entonces la componente de socavación para la cimentación es:

$$\frac{S_{0 \text{ ciment}}}{y_f} = 2.0 k_1 k_2 k_3 k_4 k_w \left(\frac{b_{\text{ciment}}}{y_f} \right)^{0.65} \left(\frac{v_f}{\sqrt{g y_f}} \right)^{0.43} \tag{3.50}$$

donde v_f , es la velocidad promedio del flujo en la zona de la cimentación, en m/s y se determina mediante la expresión:

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

$$\frac{v_f}{v_2} = \frac{\ln\left(10.93 \frac{y_f}{k_s} + 1\right)}{\ln\left(10.93 \frac{y_2}{k_s} + 1\right)} \tag{3.51}$$

y_f , es la distancia que existe entre el fondo del cauce y la cara superior de la cimentación y se calculo como $y_f = h1 + S_{0\ pila} / 2$, en m; k_s , es la rugosidad del fondo del cauce normalmente tomada como el D_{84} para arenas y $3.5D_{84}$ para gravas. La figura 3.18 es la representación de las variables utilizadas en el segundo caso.

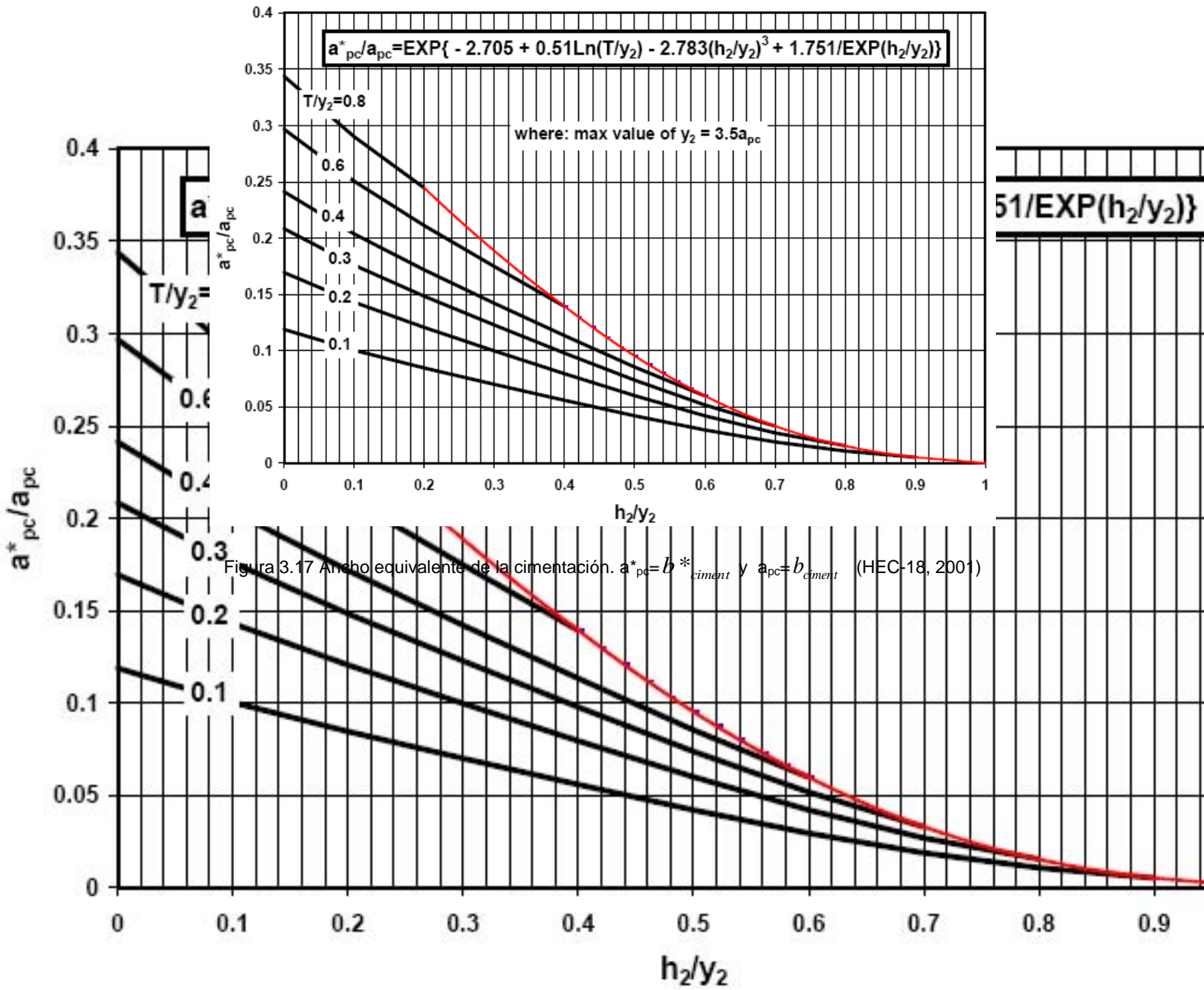


Figura 3.17 Ancho equivalente de la cimentación. $a^*_{pc} = b^*_{ciment}$ y $a_{pc} = b_{ciment}$ (HEC-18, 2001)

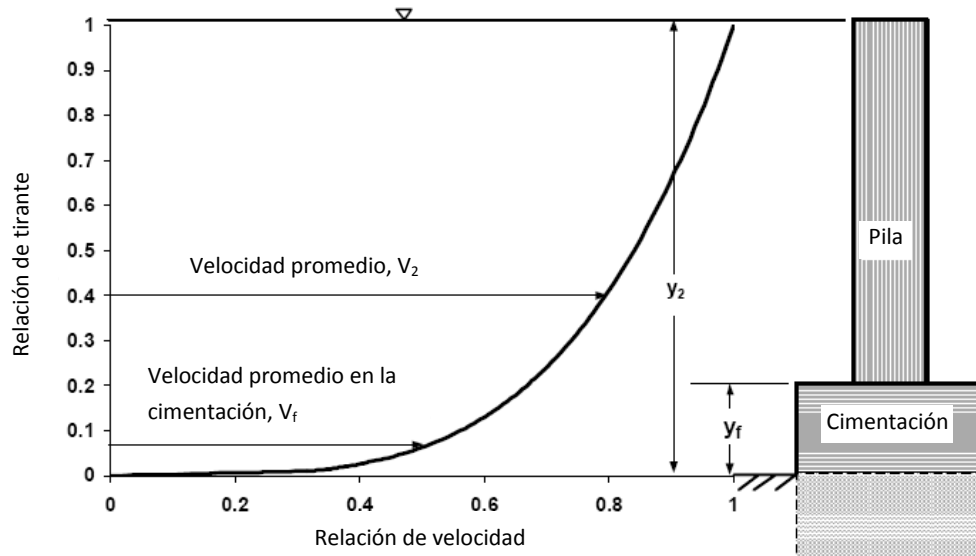
Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Figura 3.18 Definición del tirante y la velocidad en la cimentación para el caso 2. (HEC-18, 2001)

3.6 Parámetros que afectan la socavación local

Maza (1968) sugirió que los parámetros que intervienen en el valor de la profundidad de la socavación al pie de la pila de un puente pueden agruparse, según su naturaleza, en cinco divisiones distintas:

- a) Parámetros hidráulicos
 - Velocidad media de la corriente
 - Tirante frente a la pila
 - Distribución de las velocidades
 - Dirección de la corriente con respecto al eje de la pila

- b) Parámetros del fondo
 - Diámetro de los granos
 - Distribución granulométrica
 - Forma de los granos
 - Grado de cohesión
 - Peso específico sumergido
 - Espesor de los estratos en el subsuelo

- c) Parámetros geométricos
 - Ancho de la pila
 - Relación del largo a ancho de la pila
 - Forma de la sección transversal de la pila

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

- d) Características que dependen de la ubicación del puente
 - Contracción en la sección del puente
 - Forma del río en planta (recta, curva)
 - Obras de control del gasto que se hayan construido aguas arriba o abajo del puente (diques)

- e) Parámetros de tiempo
 - Tiempo que dura el pico de la avenida
 - Tiempo que se requiere para que el material del fondo sea removido y se alcance una condición estable

Por otro lado, también se ha mencionado que las variables que influyen en forma considerable en el fenómeno de la socavación local en una pila aislada bajo condiciones de flujo permanente y uniforme son (Monforte, 1980):

- Propiedades del flujo, tales como la velocidad media de llegada del agua, el tirante del flujo de llegada, la pendiente hidráulica y la rugosidad del flujo de llegada.
- Propiedades de los sedimentos, tales como el peso específico, diámetro de los granos, distribución granulométrica, forma de las partículas, cohesión del material y la velocidad de caída.
- Propiedades de la pila como ancho, forma y la rugosidad de su superficie.

3.7 Análisis de sensibilidad de expresiones para la determinación de la socavación local

Como es muy complicado evaluar la socavación integrando todos los factores posibles que influyen en su determinación, en este trabajo se realizó un análisis de sensibilidad con algunas fórmulas contenidas en la literatura con el objetivo de seleccionar de manera simplificada los parámetros más importantes para la determinación de la socavación local en pilas.

Para el análisis de sensibilidad se utilizaron los datos contenidos en el ejemplo del programa HEC-RAS versión 4.0. (tabla 3.9). Este programa sirve para analizar ríos y fue desarrollado por el cuerpo de Ingenieros de la armada de los Estados Unidos de Norteamérica.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Tabla 3.9 Datos utilizados en el análisis paramétrico

Datos	Valor
b , (ancho de la pila)	5 m
y , (tirante)	3.22 m
v , (velocidad del flujo)	2.96 m/s
Fr , (número de Froude)	0.527496
D , (Diámetro de las partículas del fondo)	0.00659 m
A , (Área hidráulica)	421.36 m ²
B , (ancho de la sección transversal del cauce)	258.63 m
Q , (gasto máximo)	1248.36 m ³ /s

El análisis se realizó variando todos los parámetros en un $\pm 50\%$, para poder así verificar la influencia en la profundidad de socavación (ds). Con lo cual, se pudo realizar una clasificación en orden de importancia. Para poder evaluar los parámetros más influyentes en la determinación de la profundidad de socavación al pie de pilas, se realizó una comparación de las fórmulas encontradas en la literatura, las cuales se enlistan en la tabla 3.10, donde se muestra el autor y la fórmula propuesta correspondiente.

Por ejemplo, para la expresión de Basak *et al.* (1975), desarrollada en la figura 3.19, donde b es el ancho de la pila, se varió este parámetro en un $\pm 50\%$ y se obtuvo ds . En la figura 3.19 se muestran los resultados obtenidos. Así, un 50% más del valor de b recae en un 27% en la variación de ds , mientras que si el valor de b disminuye a la mitad, ds cambia un 33%. Procedimientos similares se muestran en las figuras 3.20 a 3.30.

En la tabla 3.11 se muestra el valor de la profundidad de socavación obtenida para las 13 fórmulas utilizadas en el análisis de sensibilidad, así como los parámetros influyentes. Como se observa en la tabla 3.11, los resultados reflejan una gran dispersión de la profundidad de socavación local, con lo que no es sencillo recomendar alguna expresión, ya que no se tiene información de algún caso donde se haya medido la socavación para comparar. La gran variación de la socavación se constata en la figura 3.31, que muestra gráficamente los valores de la profundidad de socavación obtenidos con las 13 fórmulas evaluadas.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Tabla 3.10 fórmulas utilizadas en el análisis

N.	Autor	Fórmula
1	Basak et-al (1975)	$ds=0.558b^{0.586}$
2	Norman (1975)	$ds=1.5b^{0.7}y^{0.3}$
3	Blench (1965)	$(Ds/yr)=1.8(b/yr)^{1/4}$
4	Laursen y Toch (Melville 1975)	$(ds/b)=1.11(y/b)^{1/2}$
5	Arunachalam (1965)	$(ds/y)=1.95(b/y)^{1/6}-1$
6	Hancu (1971)	$(ds/b)=2.42(Fr_p)^{1/3}$
7	Shen (Melville 1971) - Versión I	$(ds/b)=11(y/b)Fr^2$
8	Shen (Melville 1975) - Versión II	$(ds/b)=3.4(Fr_p)^{0.66}$
9	Inglis (1949)	$Ds=0.946(Q/f)^{1/3}$
10	Jain (1981)	$(ds/b)=1.84(y/b)^{0.3}Fr^{0.25}$
11	Johnson (1992)	$(ds/y)=1.82(b/y)^{0.98}Fr^{0.21}$
12	Ab Ghani y Nalluri (1996)	$(ds/D)=1.46(b/D)^{0.97}(y/b)^{0.52}(Q/(by\sqrt{gy}))$
13	HEC-RAS	-----

Fórmula: **Basak et-al (1975)**

$$ds=0.558b^{0.586}$$

donde:

b = ancho de la pila

	b(in)	ds(m)	Variación
	196.850	3.758	--
+50%	295.275	4.767	26.82%
-50%	98.425	2.504	-33.38%

Parámetros influyentes en orden de importancia:

1. ancho de la pila

Figura 3.19 Fórmula de Basak et al.(1975). (Nalluri et. al 1999).

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Fórmula: **Norman (1975)**

$$ds = 1.5b^{0.7}y^{0.3}$$

donde:

b=ancho de la pila

y=tirante

Variando el ancho de la pila				
	b(cm)	y(cm)	ds(metros)	Variación
	500.000	321.564	6.570	
+50%	750.000	321.564	8.726	32.82%
-50%	250.000	321.564	4.044	-38.44%

Variando el tirante				
	b(cm)	y(cm)	ds(metros)	Variación
	500.000	321.564	6.570	
+50%	500.000	482.346	7.420	12.93%
-50%	500.000	160.782	5.336	-18.77%

Parámetros influyentes en orden de importancia:

1. ancho de la pila
2. Tirante

Figura 3.20 Fórmula de Norman (1975). (Nalluri et. al 1999).

Fórmula: **Blench (1965)**

$$(Ds/yr) = 1.8(b/yr)^{1/4}$$

donde:

yr=1.48(q^2/fb)^1/3, es la profundidad del flujo del régimen

fb=√D

b=ancho de la pila

Ds=profundidad de socavación desde el nivel medio del flujo

Variando el ancho de la pila							
	b(cm)	D(mm)	q(cm^2/s)	fb	yr	Ds(m)	Variación
	500.000	6.590	48267.478	2.567	1432.904	19.823	
+50%	750.000	6.590	48267.478	2.567	1432.904	21.938	10.67%
-50%	250.000	6.590	48267.478	2.567	1432.904	16.669	-15.91%

Variando el diámetro medio (D50)							
	b(cm)	D(mm)	q(cm^2/s)	fb	yr	Ds(m)	Variación
	500.000	6.590	48267.478	2.567	1432.904	19.823	
+50%	500.000	9.885	48267.478	3.144	1339.272	18.844	-4.94%
-50%	500.000	3.295	48267.478	1.815	1608.381	21.618	9.05%

Variando el gasto unitario							
	b(cm)	D(mm)	q(cm^2/s)	fb	yr	Ds(m)	Variación
	500.000	6.590	48267.478	2.567	1432.904	19.823	
+50%	500.000	6.590	72401.217	2.567	1877.636	24.279	22.47%
-50%	500.000	6.590	24133.739	2.567	902.673	14.017	-29.29%

Parámetros influyentes en orden de importancia:

1. gasto unitario
2. ancho de la pila
3. diámetro medio del fondo

Figura 3.21 Fórmula de Blench et al.(1965). (Nalluri et. al 1999).

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Fórmula: **Laursen y Toch (CALLANDER) (Melville 1975)**

$$(ds/b)=1.11(y/b)^{1/2}$$

donde:

b=ancho de la pila

y=tirante

Variando el ancho de la pila				
	b(cm)	y(cm)	ds(m)	Variación
	500.000	321.564	4.451	
+50%	750.000	321.564	5.451	22.47%
-50%	250.000	321.564	3.147	-29.29%

Variando el tirante				
	b(cm)	y(cm)	ds(m)	Variación
	500.000	321.564	4.451	
+50%	500.000	482.346	5.451	22.47%
-50%	500.000	160.782	3.147	-29.29%

Parámetros influyentes en orden de importancia:

1. el ancho y el tirante en la misma medida

Figura 3.22 Fórmula de Laursen y Toch (1975). (Nalluri et. al 1999).

Fórmula: **Arunachalam (1965)**

$$(ds/y)=(1.95(b/y)^{1/6})-1$$

donde:

b=ancho de la pila

y=tirante

Variando el ancho de la pila				
	b(cm)	y(cm)	ds(m)	Variación
	500.000	321.564	6.739	
+50%	750.000	321.564	7.211	7.00%
-50%	250.000	321.564	6.003	-10.93%

Variando el tirante				
	b(cm)	y(cm)	ds(m)	Variación
	500.000	321.564	6.739	
+50%	500.000	482.346	9.452	40.26%
-50%	500.000	160.782	3.778	-43.94%

Parámetros influyentes en orden de importancia:

- 1. el tirante**
- 2. el ancho de la pila**

Figura 3.23 Fórmula de Arunacahlam (1975). (Nalluri et. al 1999).

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Fórmula: **Hancu (1971)**

$$(ds/b)=2.42(Frp)^{1/3}$$

donde:

Frp=número de Froude de la pila

$$Frp=V/\sqrt{g*b}$$

Variando el ancho de la pila					
	b(cm)	v(cm/s)	Frp	ds	Variación
	500.000	296.270	0.423	9.083	
+50%	750.000	296.270	0.345	12.735	40.20%
-50%	250.000	296.270	0.598	5.098	-59.97%

Variando la velocidad					
	b(cm)	v(cm/s)	Frp	ds	Variación
	500.000	296.270	0.423	9.083	
+50%	500.000	444.405	0.635	10.398	14.47%
-50%	500.000	148.135	0.212	7.209	-30.66%

Parámetros influyentes en orden de importancia:

1. el ancho de la pila
2. la velocidad

Figura 3.24 Fórmula Hancu (1971). (Nalluri et. al 1999).

Fórmula: **Shen (Melville 1971) - Versión I**

$$(ds/b)=11(y/b)Fr^2$$

donde:

Fr=número de Froude del flujo

$$Fr=V/\sqrt{g*y}$$

Variando el ancho de la pila						
	b(cm)	v(cm/s)	y(cm)	Fr	ds	Variación
	500.000	296.270	321.564	0.527	9.842	
+50%	750.000	296.270	321.564	0.527	9.842	0.00%
-50%	250.000	296.270	321.564	0.527	9.842	0.00%

Variando la velocidad						
	b(cm)	v(cm/s)	y(cm)	Fr	ds	Variación
	500.000	296.270	321.564	0.527	9.842	
+50%	500.000	444.405	321.564	0.791	22.145	125.00%
-50%	500.000	148.135	321.564	0.264	2.461	-88.89%

Variando el tirante						
	b(cm)	v(cm/s)	y(cm)	Fr	ds	Variación
	500.000	296.270	321.564	0.527	9.842	
+50%	500.000	296.270	482.346	0.431	9.842	0.00%
-50%	500.000	296.270	160.782	0.746	9.842	0.00%

Parámetros influyentes en orden de importancia:

1. la velocidad
2. el ancho de la pila y el tirante

Figura 3.25 Fórmula de Shen (1971). (Nalluri et. al 1999).

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Fórmula: **Shen (Melville 1975) - Versión II**

$$(ds/b)=3.4(Frp)^{0.66}$$

donde:

Frp=número de Froude de la pila

$$Frp=V/\sqrt{g*b}$$

Variando el ancho de la pila

	b(cm)	v(cm/s)	Frp	ds	Variación
	500.000	296.270	0.423	9.635	
+50%	750.000	296.270	0.345	12.643	31.21%
-50%	250.000	296.270	0.598	6.056	-52.10%

Variando la velocidad

	b(cm)	v(cm/s)	Frp	ds	Variación
	500.000	296.270	0.423	9.635	
+50%	500.000	444.405	0.635	12.591	30.68%
-50%	500.000	148.135	0.212	6.098	-51.57%

Parámetros influyentes en orden de importancia:

1. el ancho de la pila
2. la velocidad

Figura 3.26 Fórmula de Shen II (1975). (Nalluri et. al 1999).

Fórmula: **Inglis (1949)**

$$Ds=0.946(Q/f)^{1/3}$$

donde:

Q=caudal de la sección

$$f = 1.76*\sqrt{D} \quad (\text{factor de Lacey})$$

Variando el gasto hidráulico

	Q(cm ³ /s)	D(mm)	f	ds	Variación
	1.248E+09	6.590	4.518	6.161	
+50%	1.873E+09	6.590	4.518	7.053	14.47%
-50%	624180360	6.590	4.518	4.890	-30.66%

Variando el diámetro medio del fondo

	Q(cm ³ /s)	D(mm)	f	ds	Variación
	1.248E+09	6.590	4.518	6.161	
+50%	1.248E+09	9.885	5.534	5.759	-6.53%
-50%	1.248E+09	3.295	3.195	6.916	20.09%

Parámetros influyentes en orden de importancia:

1. el gasto hidráulico
2. el diámetro del fondo

Figura 3.27 Fórmula de Inglis (1949). (Nalluri et. al 1999).

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Fórmula: **Jain (1981)**

$$(ds/b)=1.84(y/b)^{0.3}Fr^{0.25}$$

Variando el ancho de la pila						
	b(cm)	v(cm/s)	y(cm)	Fr	ds	Variación
	500.000	296.270	321.564	0.527	6.868	
+50%	750.000	296.270	321.564	0.527	9.122	32.82%
-50%	250.000	296.270	321.564	0.527	4.228	-53.65%

Variando la velocidad						
	b(cm)	v(cm/s)	y(cm)	Fr	ds	Variación
	500.000	296.270	321.564	0.527	6.868	
+50%	500.000	444.405	321.564	0.791	7.601	10.67%
-50%	500.000	148.135	321.564	0.264	5.775	-24.02%

Variando el tirante						
	b(cm)	v(cm/s)	y(cm)	Fr	ds	Variación
	500.000	296.270	321.564	0.527	6.868	
+50%	500.000	296.270	482.346	0.431	7.373	7.35%
-50%	500.000	296.270	160.782	0.746	6.083	-17.49%

Parámetros influyentes en orden de importancia:

1. el ancho de la pila
2. la velocidad
3. el tirante

Figura 3.28 Fórmula de Jain (1981). (Nalluri *et. al* 1999).

Fórmula: **Johnson (1992)**

$$(ds/y)=1.82(b/y)^{0.98}Fr^{0.21}$$

Variando el ancho de la pila						
	b(cm)	v(cm/s)	y(cm)	Fr	ds	Variación
	500.000	296.270	321.564	0.527	7.886	
+50%	750.000	296.270	321.564	0.527	11.734	48.79%
-50%	250.000	296.270	321.564	0.527	3.998	-65.93%

Variando la velocidad						
	b(cm)	v(cm/s)	y(cm)	Fr	ds	Variación
	500.000	296.270	321.564	0.527	7.886	
+50%	500.000	444.405	321.564	0.791	8.587	8.89%
-50%	500.000	148.135	321.564	0.264	6.818	-20.60%

Variando el tirante						
	b(cm)	v(cm/s)	y(cm)	Fr	ds	Variación
	500.000	296.270	321.564	0.527	7.886	
+50%	500.000	296.270	482.346	0.431	7.619	-3.39%
-50%	500.000	296.270	160.782	0.746	8.365	9.79%

Parámetros influyentes en orden de importancia:

1. el ancho de la pila
2. la velocidad
3. el tirante

Figura 3.29 Fórmula de Johnson (1992). (Nalluri *et. al* 1999).

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Fórmula: **Ab Ghani y Nalluri (1996)**
 $(ds/D)=1.46(b/D)^{0.97}*(y/b)^{0.52}*(Q/(by*\sqrt{gy}))$

Variando el ancho de la pila						
	b(cm)	D(mm)	y(cm)	Q(cm ³ /s)	ds	Variación
	500.000	6.590	321.564	1.248E+09	9.572	
+50%	750.000	6.590	321.564	1.248E+09	10.422	8.89%
-50%	250.000	6.590	321.564	1.248E+09	8.275	-20.60%

Variando el diámetro medio						
	b(cm)	D(mm)	y(cm)	Q(cm ³ /s)	ds	Variación
	500.000	6.590	321.564	1.248E+09	9.5716597	
+50%	500.000	9.885	321.564	1.248E+09	9.6887999	1.22%
-50%	500.000	3.295	321.564	1.248E+09	9.3746778	-3.24%

Variando el tirante						
	b(cm)	D(mm)	y(cm)	Q(cm ³ /s)	ds	Variación
	500.000	6.590	321.564	1.248E+09	9.572	
+50%	500.000	6.590	482.346	1.248E+09	10.213	6.70%
-50%	500.000	6.590	160.782	1.248E+09	8.567	-16.12%

Variando el gasto						
	b(cm)	D(mm)	y(cm)	Q(cm ³ /s)	ds	Variación
	500.000	6.590	321.564	1.248E+09	733.565	
+50%	500.000	6.590	321.564	1.873E+09	798.763	8.89%
-50%	500.000	6.590	321.564	624180360	634.194	-20.60%

Parámetros influyentes en orden de importancia:

1. el ancho de la pila y el gasto
2. el tirante
3. el diámetro medio

Figura 3.30 Fórmula de Ab Ghani y Nalluri (1996). (Nalluri *et. al* 1999).

Actualmente existe una lucha incesante para desarrollar la fórmula que pueda predecir de manera más aproximada este fenómeno, desde fórmulas desarrolladas con base en resultados de campo o experimentales, hasta modelos muy detallados y complejos de elementos finitos, los cuales, llegan a involucrar las ecuaciones constitutivas de los suelos. Partiendo de la observación numérica de los resultados, como se muestra en la tabla 3.11, es fácil notar que en la mayoría de las fórmulas se utiliza el parámetro **b** (ancho de la pila), y de acuerdo a la importancia en la variación del análisis, es evidente concluir que, este parámetro, juega un papel importante en la naturaleza del fenómeno.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Tabla 3.11 Resultados obtenidos en el análisis de sensibilidad

N.	Autor	d_s (m)	Parámetros
1	Basak et-al (1975)	3.76	b
2	Norman (1975)	6.57	b, y
3	Blench (1965)	5.49	q, b, D50
4	Laursen y Toch (Melville 1975)	4.45	b.y
5	Arunachalam (1965)	6.74	y, b
6	Hancu (1971)	9.08	b, v
7	Shen (Melville 1971) - Versión I	9.84	v, b, y
8	Shen (Melville 1975) - Versión II	9.64	b, v
9	Inglis (1949)	6.16	Q, D
10	Jain (1981)	6.87	b, v, y
11	Johnson (1992)	7.89	b, v, y
12	Ab Ghani y Nalluri (1996)	9.57	b, Q, y, D50
13	HEC-RAS	7.28	

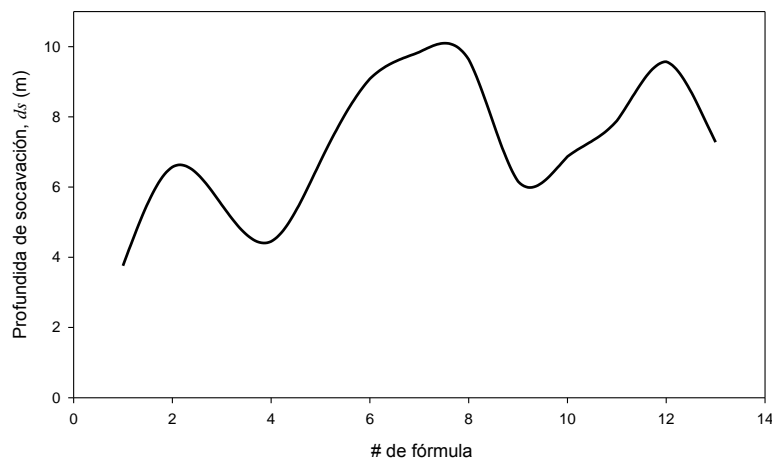


Figura 3.31 Variación de la profundidad de socavación local con los resultados del análisis de sensibilidad

En la tabla 3.11, los parámetros se encuentran listados en orden de importancia de acuerdo con los resultados del análisis de sensibilidad, por lo que entonces, se puede notar que además del ancho de la pila, la velocidad del flujo y el tirante representan también parámetros de importancia que no pueden ser pasados en alto para la determinación de la socavación. Es por ello que dentro del análisis paramétrico de pilas realizado en este trabajo, se considerarán valores aleatorios del tirante y la velocidad de llegada del agua con el fin de simular diversas condiciones de las características del flujo.

4. MODELOS DE PILAS

En este capítulo se mencionan los elementos necesarios para el desarrollo de los modelos de pilas, tomando en cuenta la elaboración de 300 casos para pilas rectangulares, circulares, con tajamar triangular y un grupo de tres pilas circulares por eje. Para comprender el efecto de socavación de manera simplificada se formulan estos modelos de pilas aisladas, donde es más fácil la variación de los parámetros. Posteriormente, se deberán desarrollar modelos de puentes que muestren la interacción de los diferentes elementos. En la elaboración de los modelos de pilas, se establecieron las siguientes etapas:

- Generación de datos aleatorios
- Tipo de análisis para considerar el efecto de la interacción suelo-estructura
- Determinación de las rigideces equivalentes del terreno
- Influencia de la profundidad de confinamiento de la cimentación
- Cargas consideradas en los modelos (presión hidrodinámica, viento sobre pila y superestructura, subpresión, peso propio de pila y superestructura)

En las secciones siguientes se comentarán con detalle los procedimientos realizados para llevar a cabo cada uno de los puntos anteriores y la elaboración de los 300 modelos de pilas.

4.1 Generación de datos aleatorios

Debido a que es muy complicado encontrar información sobre datos específicos de las características de las avenidas sobre cauces de ríos del sureste Mexicano, se generaron datos aleatorios. En primera instancia los parámetros considerados son: ancho de pila, velocidad y tirante de flujo y módulo de corte y relación de Poisson del suelo. Las distribuciones seleccionadas son uniformes para el ancho de pila, módulo de corte y relación de Poisson y distribuciones log-normales para velocidad y el tirante del flujo. Estos datos fueron obtenidos mediante el uso del paquete estadístico *Statgraphics plus 5.0*. A continuación se presenta información detallada sobre la generación de datos para cada parámetro.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

- *Ancho de pila.*

La generación de datos para el ancho de pila se realizó mediante una distribución uniforme entre 0.8 m. y 2.50 m. (exclusivamente para pilas rectangulares), en base a los planos de proyectos tipo publicados por la SCT (1980), en donde, se pudo visualizar la geometría de las pilas rectangulares comunes para establecer un juicio. Las dimensiones de interés para las pilas rectangulares se muestran en la figura 4.1

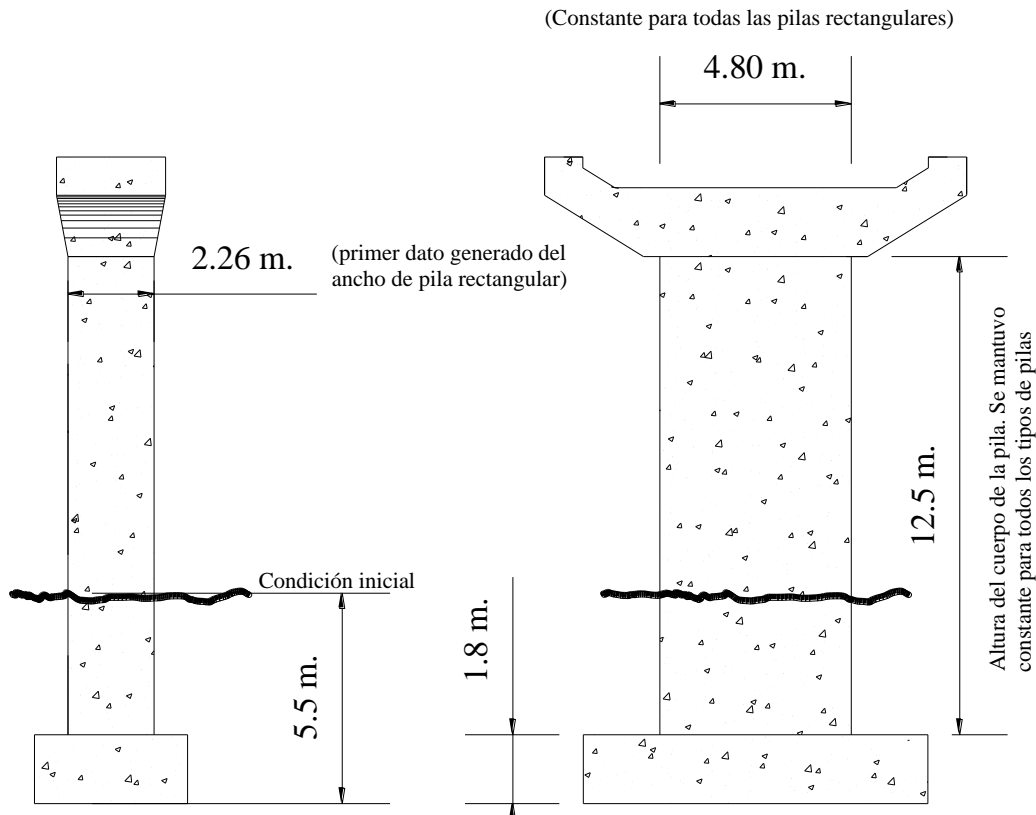


Figura 4.1 Dimensiones de interés para pilas rectangulares

Es importante notar que los datos aleatorios generados para el ancho de pila, son utilizados de manera directa para los cálculos de las pilas rectangulares. Para los demás tipos de pila, se igualó el área de la sección transversal del cuerpo de la pila, para obtener las dimensiones de los demás tipos. Tomando la longitud larga del cuerpo de la pila como l , que para todos los casos de pilas rectangulares se mantuvo constante, y el ancho de la pila rectangular como b , entonces se puede establecer los siguientes parámetros para los distintos tipos de pila:

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

a) Para pilas circulares:

Sea $A_r = bl$, el área de una pila rectangular, entonces:

$$A_r = bl = \frac{\pi D^2}{4}, \text{ y el diámetro de la pila circular es: } D = \sqrt{\frac{4bl}{\pi}}$$

b) Para pilas con tajamar triangular:

Es necesario fijar los parámetros que se muestran en la figura 4.2

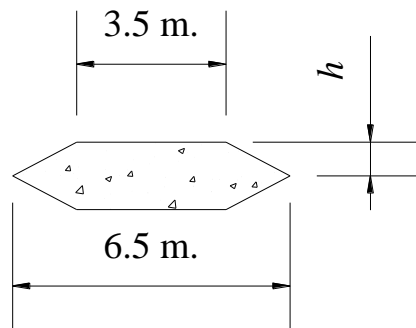


Figura 4.2 Parámetros fijados para pilas con tajamar triangular. Los valores de 6.5 m y 3.5 m se mantuvieron constantes.

En base a lo establecido en la figura 4.2, se puede plantear lo siguiente:

$$A_r = bl = 2 \left[\frac{h(6.5 \text{ m} + 3.5 \text{ m})}{2} \right], \text{ por lo que } h = \frac{bl}{10 \text{ m}}.$$

c) Para grupos de pilas circulares:

Se tomaron en cuenta tres pilas circulares distribuidas conforme a la figura 4.3. Por lo

que, considerando que $\frac{A_r}{3} = \frac{bl}{3} = \frac{\pi D^2}{4}$, se tiene que:

$$D = \sqrt{\frac{4bl}{3\pi}}$$

La igualdad de áreas de sección transversal para todos los tipos de pilas, tiene como principal fundamento establecer un punto de comparación válido entre las distintas geometrías.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

- *Velocidad de la corriente*

Para este caso, los datos se generaron con base en una media, $\mu = 4$, y una desviación estándar, $\sigma = 2.5$. En realidad no existe un fundamento mediante el cual se puedan respaldar los valores de μ y σ dados para este parámetro, más que la reflexión lógica para establecer valores congruentes que pueden presentarse en el cauce de un río, no solo bajo condiciones torrenciales, sino también para condiciones típicas del cauce.

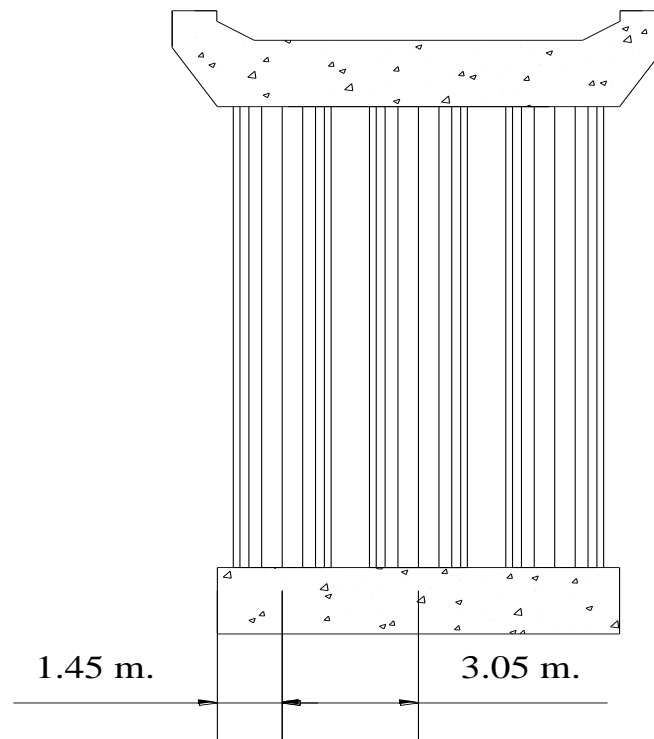


Figura 4.3 Distribución de las subpilas circulares para la pila de grupos circulares

- *Tirante del agua*

Para este parámetro, se utilizó una distribución log-normal con $\mu = 4.5$ y $\sigma = 1.6$. Se obtuvo una base de datos del SIPUMEX (SCT, 2008), en la que se tienen registradas las características geométricas de puentes ubicados en la región sureste de México, principalmente localizados en el estado de Chiapas, principalmente se registró la altura libre del puente. Los valores de μ y σ se obtienen considerando que, por experiencia visual propia en condiciones de avenidas máximas, el tirante logra alcanzar la base de la superestructura, hecho que fue el principal fundamento para establecer los datos generados.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

- *Módulo de corte*

El módulo de corte es obtenido asumiendo cuatro tipos de suelo en el análisis paramétrico. Los tipos de suelo considerados son: 1) arcilla con arena, 2) arena limosa, 3) arena y grava suelta y 4) arena y grava densa. Los datos aleatorios se generaron en función de valores representativos para estos suelos, que según Bowles (1991), son los establecidos en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Valores representativos del módulo de corte para distintos suelos. (Bowles, 1997)

Material	G (MPa)
Arena densa	12-20
Arena fina	16
Arena limosa	17-24
Arena y grava densa	10
Arcilla media	70
Arcilla limosa suelta húmeda	9-15
Arcilla limosa suelta seca	17-21
Arcilla limosa seca	25-35
Arcilla media	12-30
Arcilla arenosa	12-30

Para el caso de los suelos considerados dentro del análisis paramétrico, se establecieron datos aleatorios entre los límites establecidos en la tabla 4.2, basados en la información presentada por Bowles (1997) en la tabla 4.1.

- *Relación de Poisson*

También los valores de la relación de Poisson están basados en los valores representativos del tipo de suelo, cuyos intervalos según Bowles (1997), son los establecidos en la tabla 4.3. Por tanto, para este trabajo se utilizaron valores aleatorios dentro de los límites que se indican en la tabla 4.4.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

- *Peso volumétrico y ángulo de fricción del suelo*

Para la determinación de la socavación general en suelos cohesivos, es necesario contar con el peso volumétrico del suelo para obtener el factor α , descrito en la sección 3.2.2. Como el peso volumétrico puede ser fácilmente determinado se utilizaron los valores establecidos en la tabla 4.5

Tabla 4.2 Valores del módulo de corte utilizados en el análisis paramétrico

Tipo de suelo	G (MPa)
Arcilla con arena	Aleatorios entre (12-30)
Arena limosa	Aleatorios entre (5-12)
Arena y grava suelta	Aleatorios entre (30-55)
Arena y grava densa	Aleatorios entre (55-80)

Tabla 4.3 Intervalos de valores típicos de la relación de Poisson. (Bowles, 1997)

Tipo de suelo	ν
Arcilla saturada	0.4-0.5
Arcilla no saturada	0.1-0.3
Arcilla con arena	0.2-0.3
Arena con limo	0.3-0.35
Arena y grava con arena	0.3-0.4
Roca	0.1-0.4
Sedimentos no consolidados	0.1-0.3
Hielo	0.36
Concreto	0.15
Acero	0.33

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Tabla 4.4 Intervalos de valores del módulo de Poisson utilizados en el análisis paramétrico

Tipo de suelo	ν
Arcilla con arena	0.2-0.3
Arena limosa	0.3-0.35
Arena y grava suelta	0.35-0.4
Arena y grava densa	0.3-0.4

Tabla 4.5 Pesos volumétricos considerados en el análisis paramétrico

Tipo de suelo	γ (ton/m ³)
Arcilla con arena	2
Arena limosa	1.9
Arena y grava suelta	2.1
Arena y grava densa	2.3

Por otro lado, el ángulo de fricción o de reposo del suelo (ϕ) es utilizado para determinar la cantidad de suelo perdida bajo la base de la cimentación, partiendo de que según Sánchez (1997), el talud del agujero de socavación es igual al ángulo de reposo del material. Además, este investigador mencionó que según estudios realizados por Richardson y Abed, quienes determinaron el valor del ángulo de reposo en agua, obtuvieron resultados idénticos a los medidos al aire libre con una desviación estándar de 3°.

La forma de determinar la cantidad de suelo perdida bajo la base de la cimentación se menciona en capítulos siguientes. Los valores del ángulo de fricción utilizados estuvieron basados en los valores presentados por Bowles (1997), bajo pruebas triaxiales en condiciones no consolidadas y no drenadas (UU) presentadas en la tabla 4.6

Para evaluar la pérdida de suelo originada por la socavación de los elementos de apoyo, se utilizaron los valores del ángulo de fricción con datos aleatorios entre los intervalos descritos en la tabla 4.7.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Tabla 4.6 Ángulo de fricción en condiciones no consolidadas-no drenadas. (Bowles, 1997)

Tipo de suelo	ϕ (en grados)
Grava con arena	35-50°
Arena suelta seca	28-34°
Arena limosa suelta	20-22°
Arena limosa densa	25-30°

Tabla 4.7 Intervalos de valores del ángulo de fricción utilizados en el análisis paramétrico, en grados.

Tipo de suelo	ϕ
Arcilla con arena	28-34
Arena limosa	20-30
Arena y grava suelta	35-50
Arena y grava densa	35-50

Aunque por cuestiones prácticas se generaron valores aleatorios de los parámetros más importantes para realizar el análisis paramétrico, en base a juicios fundamentados por simples consideraciones, es importante remarcar la importancia que tiene el hecho de contar con información estadística real en diferentes zonas del país. Como es sabido, en México es difícil encontrar información estadística de, por ejemplo, el estado de Chiapas, en donde se tiene conocimiento de colapsos de puentes debido al escurrimiento de gastos extraordinarios, pero que por motivos ajenos, no han podido ser proporcionados para el desarrollo de este trabajo.

4.2 Análisis por interacción suelo-estructura

Para el estudio del efecto de interacción suelo-estructura se pueden realizar diferentes tipos de análisis, los cuales de acuerdo con Sánchez (1997) son cuatro, a saber:

- Modelos de resorte equivalente del terreno. Es el modelo más simple para el análisis del movimiento en traslación o giro de una estructura, conforme se

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

muestra en la figura 4.4. La estructura se supone soportada por resortes, que representan las características del terreno. El resorte que resiste la rotación de la estructura se denomina resorte de rotación angular; se puede incluir un amortiguador del terreno, si se considera conveniente. La evaluación correcta de la interacción suelo-estructura debe realizarse con seis resortes en total, tres lineales y tres de tipo angular; sus valores se pueden determinar de manera teórica o experimental.

- b) Modelo de masas concentradas del terreno. El suelo se representa por masas concentradas, como en la figura 4.5, eslabonadas verticalmente; cada masa tiene una constante de resorte y el coeficiente de amortiguamiento que corresponde a cada estrato del terreno. Estas propiedades son difíciles de determinar y el modelo no toma en cuenta la disipación de energía.

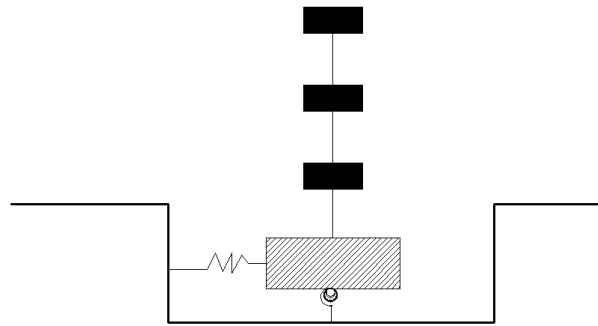


Figura 4.4 Modelo de resortes equivalentes del terreno. (Sánchez, 1997)

- c) Modelo del medio semi-infinito (figura 4.7). El suelo se modela como un cuerpo elástico, uniforme o semi-infinito viscoelástico. Se puede incluir el amortiguamiento del suelo en el análisis, si se considera como cuerpo viscoelástico.
- d) Modelo de elementos finitos. El terreno es discretizado en elementos finitos (figura 4.8); en este tipo de modelo se toma en cuenta la no uniformidad de las propiedades del suelo. El comportamiento inelástico del suelo se considera por medio de ecuaciones constitutivas no lineales. La discretización para un modelo de elemento finito se debe seleccionar cuidadosamente. Por ejemplo, si el terreno está estratificado en forma horizontal y cada estrato con propiedades uniformes, la discretización unidimensional resulta adecuada.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

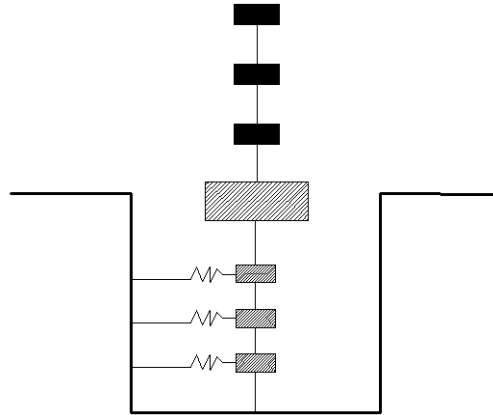


Figura 4.5 Modelo de masas concentradas del terreno. (Sánchez, 1997)

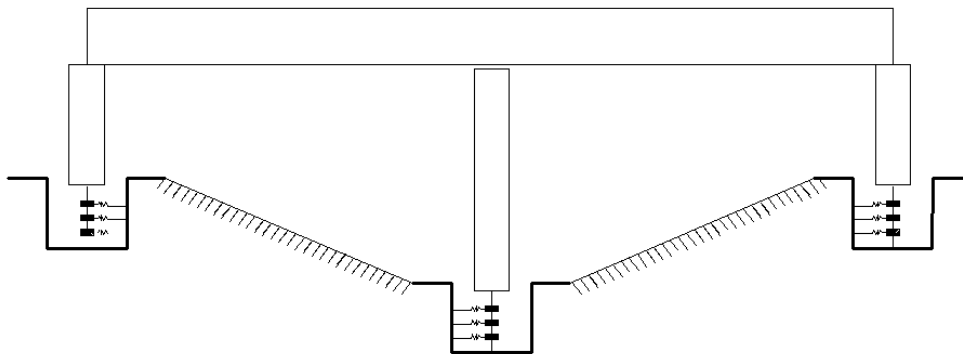


Figura 4.6 Modelo de masas concentradas para el análisis de un puente

Cimentación rígida sin masa

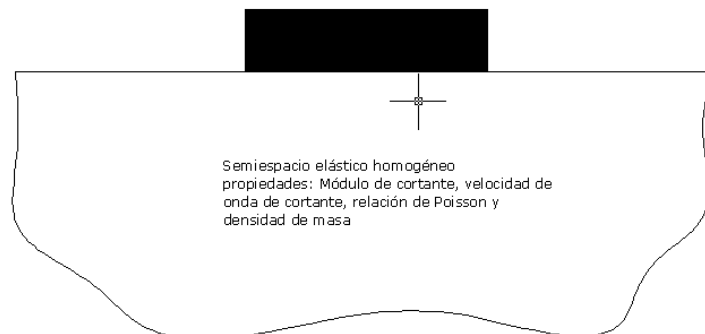


Figura 4.7 Modelo del espacio semi-infinito. (Sánchez, 1997)

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

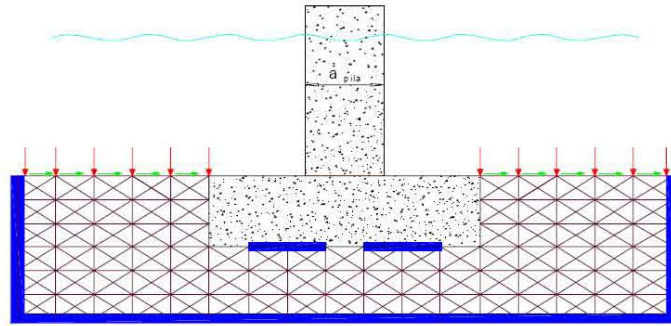


Figura 4.8 Modelo de elemento finito. (Lorefice *et al.*, 2007)

Debido a la complejidad de algunas formas de análisis para la interacción suelo-estructura como la del espacio semi-infinito o la de elemento finito, es difícil desarrollar un análisis paramétrico que permita evaluar la integridad estructural de las pilas de puentes, principalmente debido al tiempo que implicaría llevar a cabo dicho análisis. Por otro lado, procedimientos como el de masas concentradas involucran tener como dato de entrada a la estratigrafía del terreno sobre el cual se encuentra desplantada la cimentación, por lo que muchas veces será difícil contar con esa información.

En este trabajo, se considera el modelo más simple de interacción suelo estructura, con considera seis resortes equivalentes que representan las características del suelo de desplante después de que ocurrió la erosión del fondo debido a las condiciones generadas aleatoriamente. Estos resortes fueron distribuidos en 171 nodos espaciados a 50 cm de la base de la cimentación para las condiciones en las que la socavación no alcanza la profundidad de desplante. Para los demás casos, la distribución de los resortes equivalentes se evalúa de acuerdo al subcapítulo siguiente.

Se parte del conocimiento de que es necesario realizar ensayos de muestras de suelo para poder determinar el módulo de cortante (G) y la relación de Poisson (ν), datos que son necesarios para determinar el comportamiento de las pilas del puente ante los efectos producidos por la socavación en distintos tipos de suelo de desplante. También en el subcapítulo siguiente, se presenta la manera en la que pueden determinarse las rigideces equivalentes del suelo para los seis modos principales de vibración bajo cualquier condición de socavación

4.3 Determinación de las rigideces del suelo

Gazetas (1991) presenta suficiente información para establecer de una manera fácil, mediante fórmulas algebraicas simples, las constantes de rigidez de los resortes equivalentes del terreno, bajo condiciones estáticas y dinámicas, para todos los posibles

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

modos de oscilación (traslacionales y rotacionales) y cubriendo una amplia variedad de perfiles del suelo idealizados y distintas formas de cimentación. En realidad, las expresiones presentadas por Gazetas son muy simples y tienen muy buena aproximación. Los errores que se pueden presentar al utilizar estas expresiones son de hasta un aceptable 15% (con respecto a datos obtenidos por medio de análisis muy rigurosos), tomando en cuenta la complejidad que puede presentarse para idealizar el suelo.

Según Gazetas (1991), las fórmulas para cimentaciones con diversas formas y que se encuentran a cierta profundidad de desplante sobre un medio homogéneo han sido una compilación de varias investigaciones, como las realizadas por Dobry y Gazetas (1985), Gazetas *et al.* (1985 y 1987) y Fotopoulou *et al.* (1989). Todas esas investigaciones estuvieron basadas en modelos físicos simples, calibrados con resultados de formulaciones rigurosas de elementos de frontera y algunos otros datos encontrados en la literatura.

Para una cimentación con forma arbitraria, se debe determinar el rectángulo circunscrito de dimensiones $2B$ (longitud corta) y $2L$ (longitud larga) como se muestra en la figura 4.9. Para calcular las rigideces equivalentes, se necesitan los siguientes valores:

A_b , I_{bx} , I_{by} y J_b son el área de la cimentación, sus momentos de inercia alrededor de “x” y “y” y el momento polar de inercia alrededor de “z” de la superficie de contacto de la cimentación. Si existe pérdida de contacto bajo la cimentación, se debe establecer un juicio para descontar la contribución de esta parte; B y L son el semi-ancho y la semi-altura del rectángulo circunscrito de la cimentación, respectivamente; G , es el módulo de corte del suelo y ν , la relación de Poisson.

A continuación se describen las expresiones que permiten calcular la rigidez equivalente del suelo presentadas por Gazetas:

- Vibración vertical

$$K_z = \frac{2GL}{1-\nu} (0.73 + 1.54\chi^{0.75}) \quad (4.1)$$

donde $\chi = \frac{A_b}{4L^2}$; G , es el módulo de corte del suelo; ν , es la relación de Poisson y L la semi-altura, es decir, la mitad de la longitud larga del rectángulo circunscrito en la cimentación.

Planta de la cimentación

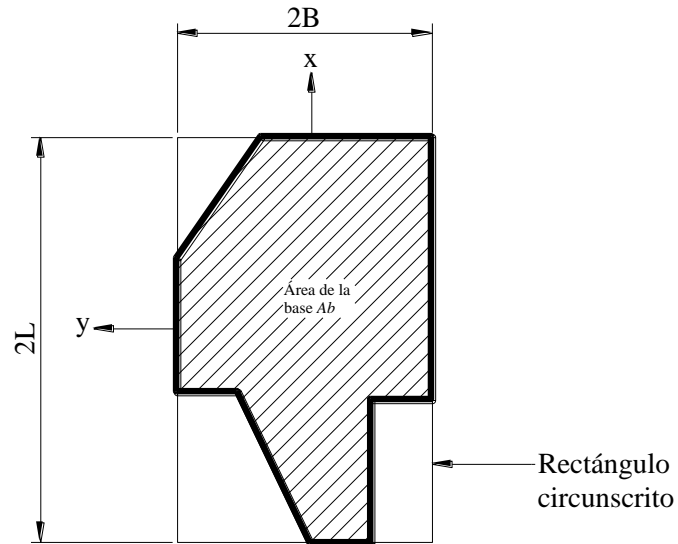


Figura 4.9 Determinación de las dimensiones de interés para el cálculo de las impedancias. (Gazetas, 1991)

- Vibración horizontal en la dirección y. Es importante mencionar que la expresión que se indica a continuación corresponde al modo traslacional en la dirección “y” representado en la figura 4.9

$$K_y = \frac{2GL}{2-\nu} \left(2 + 2.50\chi^{0.85} \right) \quad (4.2)$$

- Vibración horizontal en la dirección x

$$K_x = K_y - \frac{0.2}{0.75-\nu} GL \left(1 - \frac{B}{L} \right) \quad (4.3)$$

donde B , es el semi-ancho o la mitad de la longitud corta del rectángulo circunscrito en la cimentación.

- Vibración rotacional alrededor del eje x

$$K_{rx} = \frac{G}{1-\nu} I_{bx}^{0.75} \left(\frac{L}{B} \right)^{0.25} \left(2.4 + 0.5 \frac{B}{L} \right) \quad (4.4)$$

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

para la cual I_{bx} , es el momento de inercia de la cimentación alrededor del eje x

- Vibración rotacional alrededor del eje y

$$K_{ry} = \frac{G}{1-\nu} I_{by}^{0.75} \left[3 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.15} \right] \quad (4.5)$$

donde I_{by} , es el momento de inercia alrededor del eje y

- Vibración torsional

$$K_t = GJ_b^{0.75} \left[4 + 11 \left(1 - \frac{B}{L} \right)^{10} \right] \quad (4.6)$$

en la que J_b , es el momento polar de inercia de la cimentación.

Estas expresiones están definidas para el caso en donde la base de la cimentación se encuentra apoyada en su totalidad en el fondo del cauce, pero si, por las condiciones de flujo dadas, existe socavación que pueda sobrepasar la profundidad de desplante y por consiguiente provocar una pérdida de suelo bajo la base de la cimentación, entonces, Gazetas (1991) menciona que se debe aplicar el juicio del ingeniero para descontar la contribución de esta parte socavada.

Con base a lo mencionado en el párrafo anterior y considerando la figura 4.10, en donde se muestra la pérdida de apoyo en la base de la cimentación por la porción de suelo socavado bajo ella, es necesario que en las expresiones para los seis modos de vibración descritas anteriormente se cambie el valor de L por L_2 y el valor de A_b por A_r para que se vean influenciadas por la pérdida de suelo, tal y como lo recomienda Gazetas (1991). Desde el momento en que la dimensión L se ve modificada, se debe tener especial cuidado en las otras propiedades geométricas que se verán afectadas por este cambio, tal es el caso de I_{bx} , I_{by} y J_b .

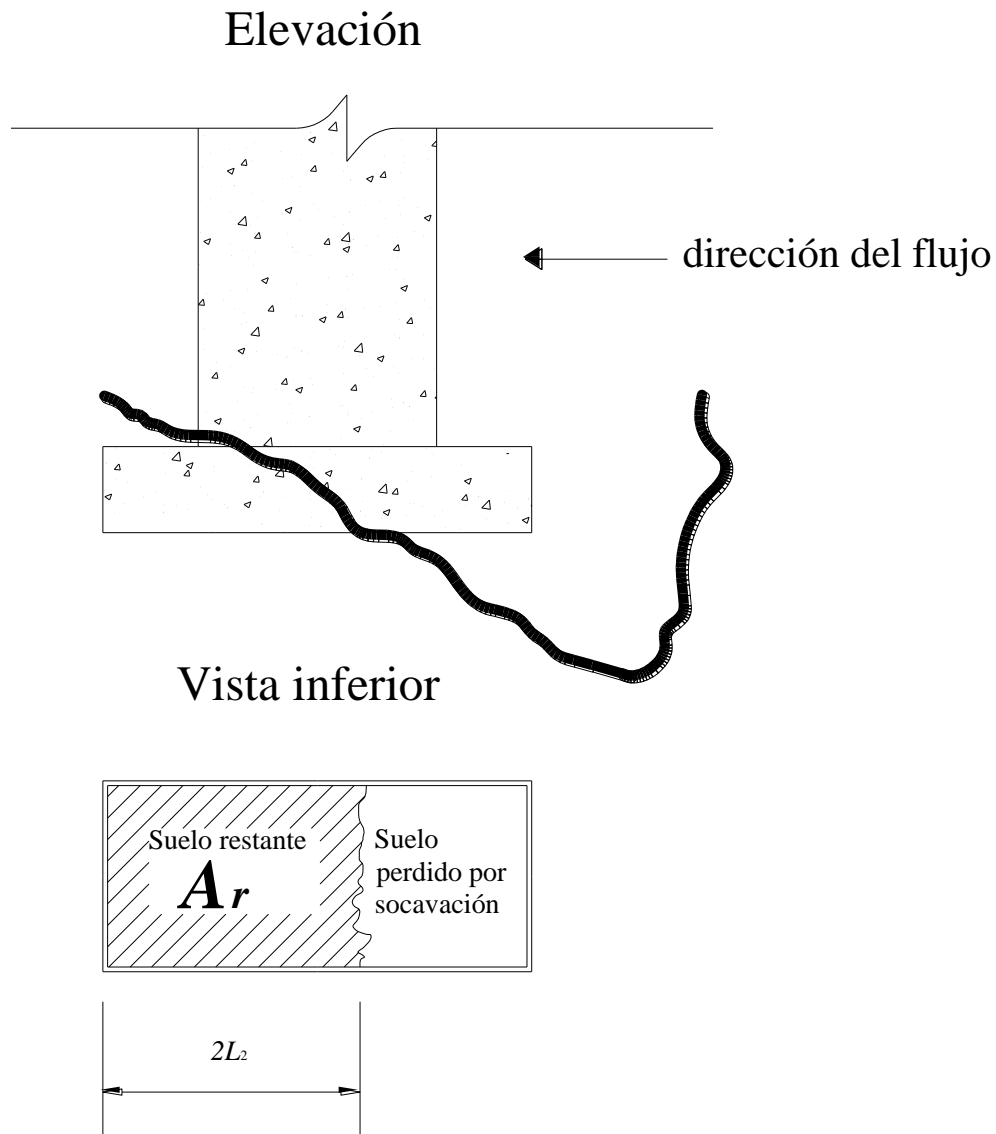


Figura 4.10 Representación de la pérdida de suelo en la base de la cimentación por socavación

Ahora bien, los resortes equivalentes del terreno se distribuyeron en la cimentación de acuerdo a lo mostrado en la figura 4.11, con el fin de poder representar con cierta aproximación la rigidez del suelo que permanece después de que ocurre la erosión en la base de la cimentación.

La figura 4.12 ejemplifica la manera en la que se distribuyeron los resortes equivalentes del terreno para un caso donde las características del flujo provocaron erosiones, cuyas magnitudes alcanzaron la profundidad de desplante de la cimentación.

Vista inferior

Cimentación rectangular
tipo de 9m x 4m utilizada
en el análisis paramétrico

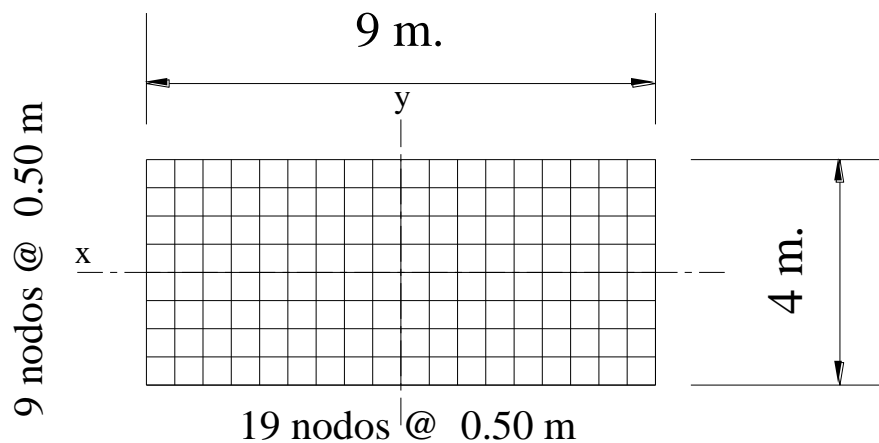


Figura 4.11 Discretización de nodos en la cimentación para la distribución de las rigideces equivalentes del terreno

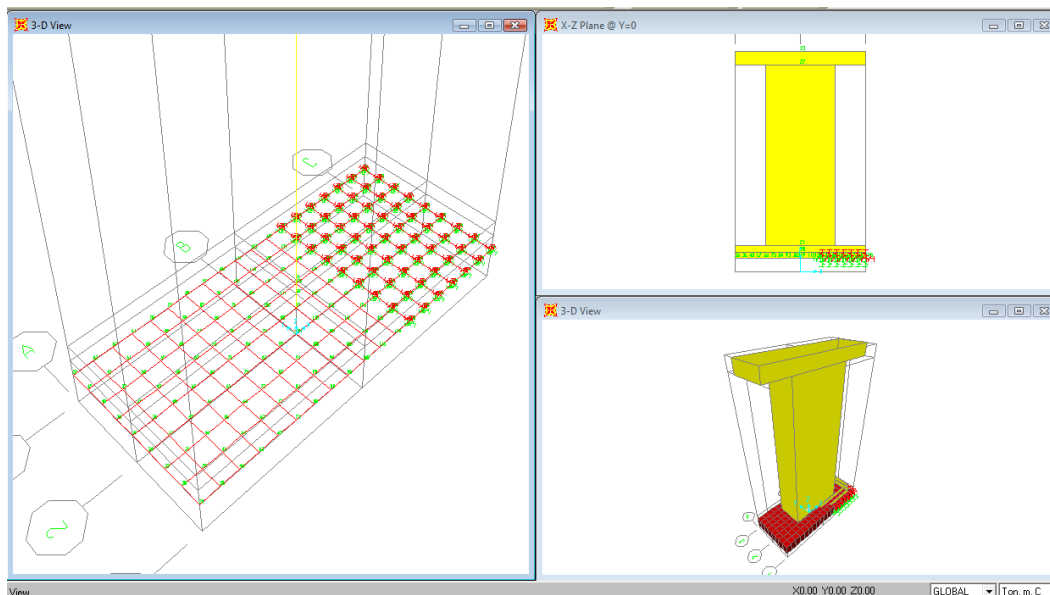


Figura 4.12 Distribución de las rigideces equivalentes del terreno en los modelos elaborados

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

4.4 Influencia de la profundidad de confinamiento de la cimentación

Gazetas (1991) también presenta expresiones que permiten calcular un factor de aumento de las impedancias descritas anteriormente, con el fin de considerar el efecto por cimentaciones enterradas a cierta profundidad. Las expresiones son válidas para contactos simétricos y no simétricos de las paredes de la cimentación con el suelo circundante.

Se presenta una expresión para cada modo de vibración. A saber:

- Vibración vertical

$$F_{c_z} = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} (1 + 1.3\chi) \right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{A_w}{A_b} \right)^{\frac{2}{3}} \right] \quad (4.7)$$

donde: D , es la profundidad a la cual se encuentra la base de la cimentación en contacto con el suelo de desplante; A_w , es el área total de contacto de las paredes de la cimentación con el suelo circundante, igual a $A_w = d(\text{perímetro})$; d , es la altura promedio de contacto del suelo circundante con las paredes de la cimentación y perímetro se refiere al perímetro de la base de la cimentación

- Vibración horizontal en la dirección x o y

$$F_{c_{x \text{ o } y}} = \left(1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \left[1 + 0.52 \left(\frac{h A_w}{B L^2} \right)^{0.4} \right] \quad (4.8)$$

- Vibración rotacional alrededor del eje x

$$F_{c_{rx}} = \left\{ 1 + 1.26 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right] \right\} \quad (4.9)$$

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

- Vibración rotacional alrededor del eje y

$$F_{C_{ry}} = \left\{ 1 + 0.92 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.5} \left[1.5 + \left(\frac{d}{L} \right)^{1.9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right] \right\} \quad (4.10)$$

- Vibración torsional

$$F_{C_t} = \left[1 + 1.4 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9} \right] \quad (4.11)$$

El valor máximo de d que se puede presentar en el análisis paramétrico desarrollado en este trabajo es de 1.80, puesto que corresponde a la altura de la base de la cimentación considerada en los modelos de pilas.

4.5 Cargas consideradas en los modelos

Para la elaboración de los modelos de pilas, se tomó en cuenta la acción de las cargas siguientes:

- Acciones hidráulicas
 - Presión hidrodinámica
 - Subpresión
- Acción del viento
 - Viento sobre subestructura
 - Viento sobre superestructura
- Peso de la superestructura

Todas estas cargas fueron calculadas de acuerdo con los Lineamientos de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT, 2001). La presión hidrodinámica y la subpresión se calcularon de acuerdo a la sección 2.1 de este trabajo. El viento de la

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

subestructura, se obtuvo conforme al capítulo 004 *Viento* de la SCT, el cual, clasifica a las cargas debidas al viento como sigue:

- *Empujes estáticos*. Causados por presiones y succiones del flujo del viento, cuya variación en el tiempo es despreciable
- *Empujes dinámicos*. Los cuales son fuerzas paralelas al flujo principal causadas por la turbulencia del viento, con fluctuación en función del tiempo que influye de manera significativa en la respuesta estructural.
- *Vibraciones transversales al flujo*. Causadas por vórtices alternantes, generados por la presencia de cuerpos cilíndricos o prismáticos dentro del flujo del viento.
- *Inestabilidad aeroelástica*. Considerada como la amplificación dinámica de la respuesta estructural, causada por los efectos combinados de la forma geométrica de la estructura y de los distintos ángulos de incidencia del viento.

Para establecer el tipo o método de análisis que debe efectuarse durante el proceso estructural de diseño, la SCT (2001), clasifica a las estructuras, según su respuesta a la acción del viento, de la siguiente manera:

- Tipo 1v. Son estructuras poco sensibles a los efectos de ráfaga y a los dinámicos, como puentes rígidos con superestructuras formadas por armaduras simples o continuas, arcos, losas planas, o losas sobre vigas, en los que la relación de aspecto, es decir el cociente entre el claro máximo horizontal y la menor dimensión perpendicular a dicho claro (peralte o ancho total), es menor o igual que 30.
- Tipo 2v. Estructuras con periodos propios largos de vibración, sensibles a los efectos de ráfaga que favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes en la dirección del viento. Se incluyen puentes flexibles que exceden una relación de aspecto de 30.
- Tipo 3v. Estructuras, que además de reunir las características del Tipo 2v, presentan importantes oscilaciones transversales al flujo del viento causadas por vórtices con ejes paralelos al eje longitudinal de la estructura. Se incluyen puentes de gran claro o gran altura con elementos esbeltos de superestructura o subestructura, aproximadamente cilíndricos o prismáticos.
- Tipo 4v. Estructuras susceptibles de presentar problemas de inestabilidad aeroelástica, como los puentes flexibles soportados por cables (colgantes o atirantados).

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Los métodos que pueden utilizarse para determinar las cargas debidas a la acción del viento sobre las estructuras, son los siguientes:

- Método simplificado
- Método estático
- Método dinámico
- Métodos experimentales

Según el tipo de análisis de los modelos que se realizaron en este trabajo, se consideró que las pilas formaban parte de una estructura Tipo 1v, por lo que entonces, el método simplificado puede ser utilizado para el cálculo de dichas fuerzas. La aplicabilidad del método simplificado involucra la consideración de estructuras comunes que, sin cables que la soporten, con una altura de rasante menor o igual de 10 m sobre el nivel más bajo del terreno que cruzan, o en su caso, sobre el nivel de aguas de construcción, y con un claro máximo de 50 m, deben cumplir con una relación de aspecto menor o igual a 30. Para el desarrollo de los modelos, las fuerzas producidas por el viento, tanto en la superestructura como en la subestructura, fueron determinadas de acuerdo con el método simplificado.

4.5.1 Viento sobre la superestructura

En los modelos de pilas que se desarrollaron en esta investigación, se consideró una fuerza constante debida a la acción del viento, para simplificar los cálculos. Cabe hacer mención que, los modelos trataron de representar las condiciones que se presentarían en puentes simplemente apoyados, por lo que no se consideró la participación estructural de la superestructura. Las fuerzas de viento aplicadas a los modelos para considerar la superestructura son: $F_x = 10 \text{ ton}$, $F_y = 2.5 \text{ ton}$ y $F_z = 25 \text{ ton}$, donde x , es la dirección longitudinal de la superestructura; y , es la dirección transversal y z , es la dirección vertical

4.5.2 Viento sobre la subestructura

Según la SCT (2001), la presión de diseño para el cálculo de las fuerzas aplicadas directamente a la subestructura se considera de 200 kg/m^2 . Mientras que, para

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

direcciones del viento que actúen esviadas respecto a la subestructura, la presión se descompone en dos, una longitudinal y la otra transversal, cada una de ellas actúa sobre el área expuesta de la subestructura en la que incide normalmente y ambas actúan simultáneamente. El ángulo de esviajamiento debe corresponder a la dirección supuesta para el viento, que produzca las máximas sollicitaciones en la subestructura.

De acuerdo a la disposición anterior, en el modelo se consideró dicha presión de 200 kg/m^2 actuando sobre cada área expuesta, la cual, resultó del espacio libre entre la superficie del agua y la altura de la pila, en las dos caras de la pila. En realidad es poco probable que con la ocurrencia de una gran avenida se presenten simultáneamente las intensidades de viento de diseño, pero como en este estudio se trata de representar las características y situaciones más desfavorables que puedan presentarse, se decidió utilizar ese valor de presión (200 kg/m^2).

5. ANÁLISIS PARAMÉTRICO

En este capítulo se explica, paso a paso, el procedimiento de cálculo para obtener los datos de entrada en los modelos realizados con el programa SAP 2000 v12.

5.1 Cálculo de pilas rectangulares.

Aunque sólo se presentan cálculos para pilas rectangulares, para los demás tipos de geometría se consideraron los respectivos coeficientes de arrastre, así como los coeficientes correspondientes para determinar la socavación y las adecuadas áreas expuestas de pilas sobre el agua y el viento.

5.1.1 Cálculo de la socavación por contracción

La determinación de la socavación general (socavación por contracción) se realizó mediante el procedimiento descrito por Maza (1968). Todos los cálculos para la socavación general se encuentran descritos en la hoja 1 de cálculo, para un ejemplo específico. Analizando los datos mostrados en la tabla 5.1, principalmente el módulo de corte y la relación de Poisson, puede concluirse que estos valores corresponden a un suelo conformado en su mayoría de arena y arcilla, por lo que se tomará como un suelo cohesivo.

Tabla 5.1 Datos del análisis para una pila rectangular

Dato	Descripción
$b = 2.26 \text{ m}$	ancho de la pila
$v = 3.02 \text{ m/seg}$	velocidad de llegada del flujo aguas arriba de la pila
$y = 5.00 \text{ m}$	tirante del flujo aguas arriba de la pila
$\gamma_s = 2.00 \text{ ton/m}^3$	peso volumétrico del suelo
$G = 2187.34 \text{ ton/m}^2$	módulo de corte del suelo
$\nu = 0.36$	módulo de Poisson del suelo
$\phi = 32.7^\circ$	Ángulo de fricción del suelo

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Hoja 1. Determinación de la socavación general por el método de Lischvan-Lebediev. (Maza, 1968)

Cálculo de la socavación general (Maza, 1968)

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^{\frac{5}{3}}}{0.60 \beta \gamma_s^{1.18}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

$$\alpha = \frac{Q_d}{\mu H_m^{\frac{5}{3}} B_e}$$

$B = 50 \text{ m}$ (ancho del cauce)

$$Q = vA; Q = (3.02 \text{ m/s}) (5.00 \text{ m}) (50 \text{ m}); Q = 755 \text{ m}^3 / \text{s}; Q = Q_d$$

$\mu = 0.89$ de la tabla 3.3

$$H_m = y = 5.00 \text{ m}.$$

$$B_e = 50 \text{ m} - 2.26 \text{ m} = 47.74 \text{ m}.$$

El valore de α resulta:

$$\alpha = \frac{755 \text{ m}^3 / \text{s}}{(0.89) \left(5.00 \text{ m}^{\frac{5}{3}} \right) (47.74 \text{ m})} = 1.215$$

$$H_0 = y = 5.00 \text{ m}$$

$\beta = 0.79$ de la tabla 3.1 con probabilidad del 70%

$\gamma_s = 2.00 \text{ ton} / \text{m}^3$ de la tabla 5.1 y para este valor $x = 0.24$.

Sustituyendo los valores:

$$H_s = \left(\frac{(1.215) (5.00 \text{ m})^{\frac{5}{3}}}{0.60 (0.79) (2.00 \text{ ton} / \text{m}^3)^{1.18}} \right)^{\frac{1}{1+0.24}} = 9.61 \text{ m}$$

$$S_{0 \text{ general}} = 9.61 \text{ m} - y$$

$$S_{0 \text{ general}} = 4.61 \text{ m}$$

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Considerando un suelo homogéneo, para la determinación de la socavación general se debe aplicar la ecuación 3.11. En la hoja 1 de cálculo, el valor de α se determina mediante la ecuación 3.6, donde se considera una sección rectangular del cauce con un ancho total de 50 m. Con ello, se puede determinar el gasto que resulta de la multiplicación de la velocidad por el tirante del flujo y por el ancho del cauce. Se tomará el valor de Q como Q_d porque en realidad no es el gasto de diseño, sino el gasto que se produce bajo las condiciones de los datos obtenidos aleatoriamente.

El valor de μ se obtiene de la tabla 3.3. Se está considerando la primera columna de esta tabla referente a una longitud libre entre pilas de 10 m puesto que el análisis se está realizando para una sola pila.

H_m es el tirante medio a lo largo de toda la sección, pero como se está considerando un cauce rectangular, entonces el tirante aguas arriba de la pila (y) corresponde a H_m . B_e es el ancho efectivo del cauce que surge de restar los anchos de pila. En el análisis paramétrico se consideró una sola pila.

Para la ecuación 3.11, H_0 es el tirante aguas arriba de la pila que corresponde a y (tabla 5.1). El coeficiente β se determina mediante la tabla 3.1 y se está considerando una probabilidad de ocurrencia del gasto del 70%, puesto que no es un gasto extraordinario. El valor del peso volumétrico se encuentra en la tabla 5.1 y con la ayuda de la tabla 3.2 se puede establecer el valor de x .

5.1.2 Cálculo de la socavación local

Nótese que los datos de la tabla 5.1 corresponden a los parámetros que resultaron más influyentes en el análisis de sensibilidad del capítulo 3 para la determinación de la socavación local. Estos datos pueden ser obtenidos de manera relativamente fácil mediante trabajos de campo, y con ellos, es posible comenzar con el análisis y la revisión de la pila bajo observación.

Como primer paso, se debe calcular, para los datos anteriores, la profundidad de socavación local que se producirá bajo esas condiciones de flujo. Para ello, se aplicará el método de Laursen y Toch, la fórmula de Johnson y el procedimiento del HEC-18 (2001), tomando los resultados de este último para los cálculos posteriores debido a que considera la componente de socavación de la cimentación de la pila, además de que ha sido calibrado a través de datos de campo y laboratorio.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

- Método de Laursen y Toch

La determinación de la socavación local a través del procedimiento de Laursen y Toch se concentra en la hoja 2 de cálculo.

De la figura 3.8, se puede establecer que, con el valor de $\frac{y}{b}$, puede tomarse el valor de k_1 , y el valor de k_2 , de acuerdo con la tabla 3.4 es de 1.0, porque se trata de una pila rectangular. Una vez obtenidos estos valores, se puede aplicar la ecuación general para el procedimiento de Laursen y Toch, la cual, está definida por la ecuación 3.16, debido a que se considera que el flujo de llegada es paralelo a la dimensión longitudinal de la pila.

Hoja 2. Determinación de la socavación local por medio del procedimiento de Laursen y Toch. (Maza, 1968)

Método de Laursen y Toch
$\frac{y}{b} = \frac{5.00}{2.26} = 2.21 \text{ m.}$
<p>De la figura 3.16, con $\frac{y}{b} = 2.21 \text{ m}$, $k_1 = 1.89$</p>
$k_2 = 1.00 \text{ (pila rectangular)}$
$S_0 = k_1 k_2 b$
$S_0 = (1.89)(1.00)(2.26 \text{ m})$
$S_0 = 4.27 \text{ m}$

- Cálculo de la socavación local por el medio de la fórmula de Johnson

La fórmula propuesta por Johnson (Nalluri *et al.*, 1999), está expresada matemáticamente en la ecuación 3.37. Partiendo de esta ecuación y sustituyendo los valores correspondientes, se puede obtener el valor de la socavación local. Los cálculos correspondientes para la determinación de la socavación local por este método están desarrollados en la hoja 3.

Cálculo de la socavación local por el medio de la fórmula de Johnson

$$\frac{d_s}{y} = 1.82 \left(\frac{b}{y} \right)^{0.98} Fr^{0.21}$$

$$Fr = \left(\frac{3.02 \text{ m/seg}}{\sqrt{(9.81 \text{ m/seg}^2)(5.00 \text{ m})}} \right) = 0.43121$$

$$\frac{d_s}{5.00 \text{ m}} = 1.82 \left(\frac{2.26 \text{ m}}{5.00 \text{ m}} \right)^{0.98} (0.43121)^{0.21}$$

$d_s = 3.50 \text{ m.}$

- Cálculo de la socavación local de acuerdo con la FHWA (HEC-18, 2001)

En la sección 3.5, se estableció la manera en la que se determinan las componentes de socavación de acuerdo con el HEC-18 (2001) y en base a la ecuación 3.40. La hoja 4, describe el cálculo de la componente de socavación de la pila, mientras que en la hoja 5, se desarrolla la determinación de la componente de socavación de la cimentación.

En la hoja 4 de cálculo, el valor de k_1 se obtiene conforme a la tabla 3.6 considerando una pila rectangular. Por otro lado, el valor de k_2 se obtiene a través de la consideración, para todos los casos del análisis paramétrico, basados en que la corriente incide paralelamente al eje longitudinal de la pila. Para obtener el valor de k_3 se consideró para todos los casos que se forman dunas pequeñas. Como no se tiene el D_{95} y el D_{50} , entonces se tomará un valor intermedio de k_4 entre 0.4 y 1.0 (de acuerdo con los umbrales de la HEC-18 para el valor de ese coeficiente).

La expresión para determinar la componente de socavación de pilas es la ecuación 3.48. El valor de $K_{h \text{ pila}}$ se obtiene de acuerdo con la figura 3.16 y está en función de las relaciones f/b y h/b . Estos valores se obtienen tomando como referencia las dimensiones de la figura 5.1. Además, debe considerarse que el valor máximo de $K_{h \text{ pila}}$ es 1.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Hoja 4. Determinación de la componente de socavación de la pila por medio de la publicación HEC-18 (2001) de la FHWA

Componente de socavación local de la pila (HEC-18, 2001)

$$k_1 = 1.1 \text{ (según tabla 3.6)}$$

$$k_2 = 1.0 \text{ (tabla 3.7, flujo paralelo al eje longitudinal de la pila)}$$

$$k_3 = 1.1 \text{ (tabla 3.8, dunas pequeñas)}$$

$$k_4 = 0.7$$

$$\frac{f}{b} = \frac{0.87 \text{ m}}{2.26 \text{ m}} = 0.385$$

$$\frac{h1}{b} = \frac{-3.7 \text{ m}}{2.26 \text{ m}} = -1.637, \text{ entonces } K_{h \text{ pila}} = 1.517, K_{h \text{ pila}} = 1.0.$$

$$y = y1 = 5.00 \text{ m.}$$

$$F_r = 0.43121$$

$$\frac{S_{0 \text{ pila}}}{5.00 \text{ m}} = 1.0 \left[2.0 (1.1) (1.0) (1.1) (0.7) \left(\frac{2.26 \text{ m}}{5.00 \text{ m}} \right)^{0.65} (0.43121)^{0.43} \right]$$

$$S_{0 \text{ pila}} = 3.52 \text{ m.}$$

Por otro lado, la componente de socavación que produce la cimentación (hoja 5 de cálculo) se calcula mediante la ecuación 3.49 o la ecuación 3.50, según sea el caso. En la figura 5.2 se nota claramente que debe aplicarse el caso 1 puesto que la base de la cimentación se encuentra por encima del fondo del cauce después de que ocurre la socavación general y la componente de socavación de la pila. El valor de T también se visualiza en la figura 5.1. El valor de $h2$ puede determinarse observando la figura 5.3.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Con ayuda de la figura 3.17 se puede determinar el valor de $b^*_{ciment} / b_{ciment}$ que está en función de las relaciones T / y_2 y h_2 / y_2 . Tomando en cuenta la geometría de la cimentación (figura 5.4) se puede calcular el valor de b^*_{ciment}

Ahora es preciso definir si se necesita aplicar el factor de corrección para simular pilas muy anchas (en la cimentación), por lo que deben cumplirse los criterios $y / b < 0.8$, $b / D_{50} > 50$ y $F_r < 1$. Sustituyendo los valores para el primer criterio, se puede ver que no se cumple con la relación y / b , por lo que no es necesario revisar los demás criterios puesto que no se aplicará ningún factor de corrección.

Sustituyendo todos los valores en la ecuación 3.49 se determina la componente de socavación de la cimentación. La socavación local resulta de la suma de las componentes de socavación tanto de la pila como de la cimentación. También en la hoja 5 de cálculo se determinó la socavación total ($S_{0\ total}$) como la suma de la socavación general y la socavación local.

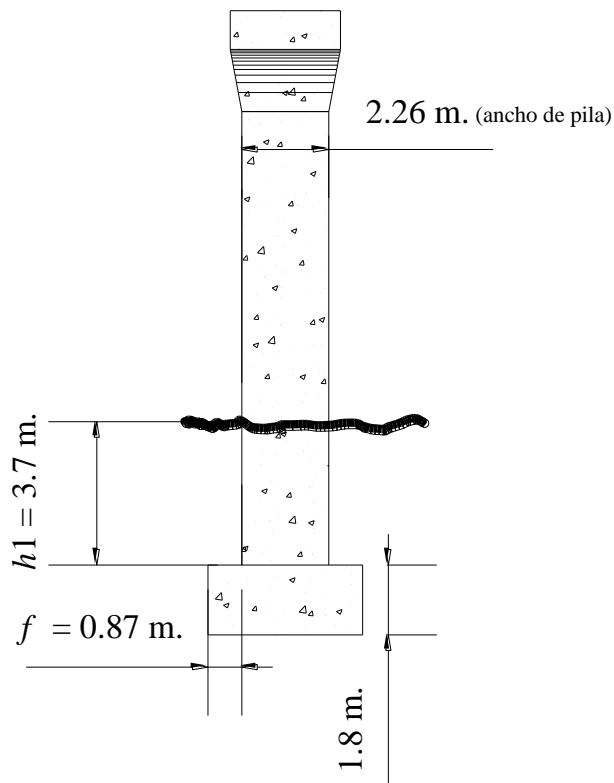


Figura 5.1 Dimensiones de interés para el primer análisis de pilas rectangulares

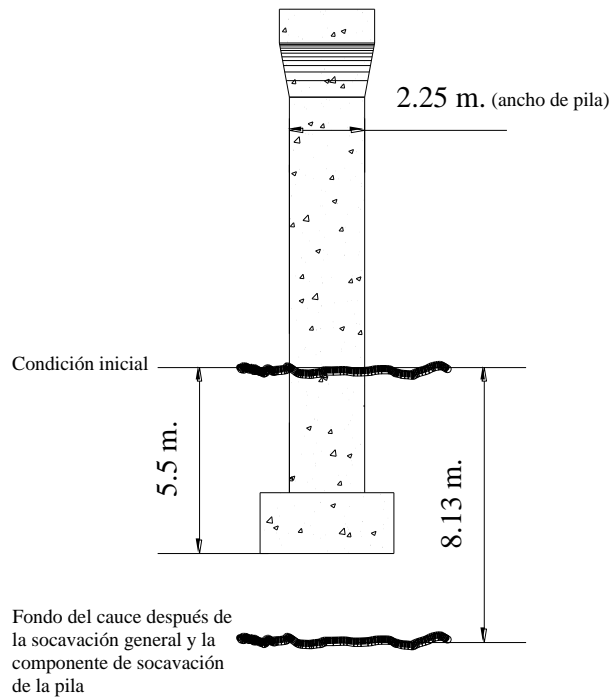


Figura 5.2 Gráfica de la componente de socavación de la pila y la socavación general para las condiciones dadas en el primer análisis

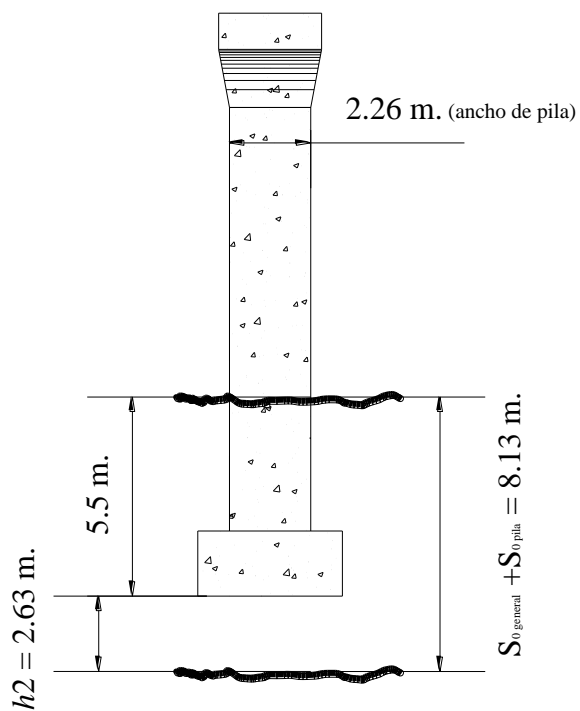


Figura 5.3 Determinación del valor h_2

Hoja 5 Determinación de la componente de socavación de la cimentación. También se presenta la determinación de la socavación total

Componente de socavación local de la cimentación (HEC-18, 2001)

Caso 1

$$T = 1.80 \text{ m (para todos los casos de análisis),}$$

$$y_2 = y_1 + \frac{S_{0 \text{ pila}}}{2} = 5.00 \text{ m} + \frac{3.52 \text{ m}}{2} = 6.76 \text{ m.}$$

$$v_2 = v_1 \left(\frac{y_1}{y_2} \right) = 3.02 \text{ m/s} \left(\frac{5.00 \text{ m}}{6.76 \text{ m}} \right) = 2.23 \text{ m/s.}$$

$$h_2 = 2.63 \text{ m (figura 5.3)}$$

$$\frac{T}{y_2} = \frac{1.80 \text{ m}}{6.76 \text{ m}} = 0.266$$

$$\frac{h_2}{y_2} = \frac{2.63 \text{ m}}{6.76 \text{ m}} = 0.389, \text{ por lo que } \frac{b_{ciment}^*}{b_{ciment}} = 0.094 \text{ (figura 3.17)}$$

$$b_{ciment}^* = 0.094 b_{ciment} = 0.094(4.00 \text{ m}) = 0.376 \text{ m}$$

$$\frac{y}{b} = \frac{5.00 \text{ m}}{2.26 \text{ m}} < 2.21 > 0.8 \text{ (no aplicar corrección para pilas anchas)}$$

$$\frac{S_{0 \text{ ciment}}}{6.76 \text{ m}} = 2.0 (1.1) (1.0) (1.1) (1.0) (0.7) \left(\frac{0.376 \text{ m}}{6.76 \text{ m}} \right)^{0.65} \left(\frac{2.23 \text{ m/s}}{\sqrt{(9.81 \text{ m/s}^2)(6.76 \text{ m})}} \right)^{0.43}$$

$$S_{0 \text{ ciment}} = 1.0 \text{ m}$$

Por lo tanto, la socavación total es:

$$S_{0 \text{ total}} = S_{0 \text{ general}} + S_{0 \text{ pila}} + S_{0 \text{ ciment}} = 4.61 \text{ m} + 3.52 \text{ m} + 1.00 \text{ m}$$

$$S_{0 \text{ total}} = 9.13 \text{ m}$$

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

5.1.3 Determinación de la rigidez equivalente del suelo

Para obtener la rigidez equivalente, se utilizaron las fórmulas propuestas por Gazetas (1991), las cuales, involucran formas generales de cimentación. Las dimensiones de la cimentación (en planta) considerada para la elaboración de los modelos se describen en la figura 5.4. El cálculo de las rigideces en traslación se encuentra descrito en la hoja 6.

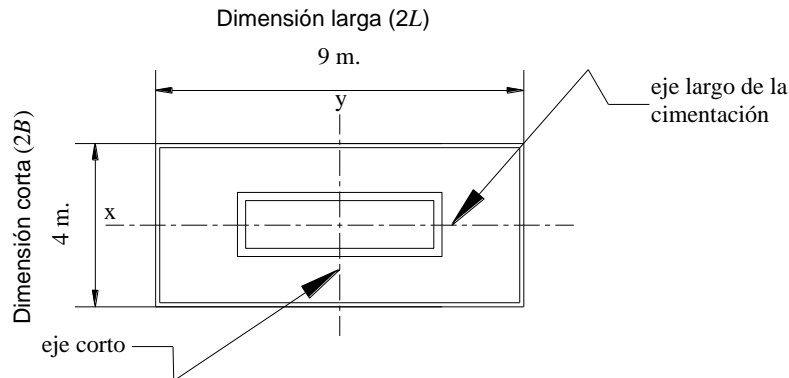


Figura 5.4 Geometría de la cimentación

De la figura 5.2 se puede observar que la profundidad de socavación sobrepasa la profundidad de desplante de la cimentación, y el cono de socavación tendrá un talud igual al ángulo de fricción del suelo, por lo que la longitud de apoyo perdida por socavación ($L_{perdida}$) está en función de la socavación total, de la profundidad de desplante de la cimentación y del ángulo de fricción. En base a lo anterior, debe utilizarse el valor de $2L_2$ en lugar de $2L$.

Ahora, debe recordarse que el valor de L o L_2 involucra el lado más grande de la cimentación y se puede observar en los cálculos de la hoja 6, que en este caso, el valor de B es el más grande por lo que entonces, debe efectuarse el cambio de variable.

Más adelante se realizará el cambio en la fórmula de rigidez para considerar el cambio en la geometría de la cimentación, apoyada sobre el suelo restante que está en función de B y L_2 . El valor de la rigidez del suelo en la dirección vertical se determina mediante la ecuación 4.1.

Para determinar la rigidez del suelo en la dirección x se utiliza la ecuación 4.3, pero como se efectuó un cambio de variable para B y L_2 , se utilizará la ecuación 4.2, y en la dirección y la ecuación 4.3.

Determinación de la rigidez equivalente del suelo en traslación

$$L_{perdida} = \frac{S_{0\ total} - 5.50\ m}{\tan(\phi)} = \frac{9.13\ m - 5.50\ m}{\tan(32.7^\circ)} = 5.70\ m$$

$$2L_2 = 2L - L_{perdida} = 9.00\ m - 5.70\ m = 3.30\ m$$

$$L_2 = 2.00\ m\ \text{y}\ B = 1.65\ m$$

$$A_r = (2B)(2L_2) = (4.00\ m)(3.30\ m) = 13.20\ m^2$$

$$\chi = \frac{A_r}{4L_2^2} = \frac{13.20\ m^2}{4(2.00\ m)^2} = 0.825$$

$$K_z = \frac{2(2.00\ m)(2187.34\ ton/m^2)}{(1 - 0.36)} (0.73 + 1.54(0.825)^{0.75})$$

$$K_z = 28204.32\ ton/m$$

$$K_x = \frac{(2)(2.00\ m)(2187.34\ ton/m^2)}{(2 - 0.36)} (2 + 2.50(0.825)^{0.85})$$

$$K_x = 21995.48\ ton/m^2$$

$$K_y = 21995.48\ ton/m - \frac{0.2}{0.75 - 0.36} (2.00\ m)(2187.34\ ton/m^2) \left(1 - \frac{1.65\ m}{2.00\ m}\right)$$

$$K_y = 21602.88\ ton/m$$

Del mismo modo que para la vibración horizontal, debe efectuarse el cambio de ecuación, debido al cambio de variable explicado anteriormente, por lo que en la hoja 7 la rigidez rotacional sobre el eje y se determina mediante la ecuación 4.4 y la rigidez rotacional sobre el eje x mediante la ecuación 4.5. La rigidez torsional se determina conforme a la ecuación 4.6

Las rigideces verticales deberán repartirse uniformemente entre 63 nodos. Las rigideces horizontales también se reparten uniformemente. Con esto se considera que el suelo tiene propiedades uniformes en toda la superficie de contacto

Determinación de la rigidez equivalente del suelo en rotación

$$K_{ry} = \frac{G}{(1-\nu)} I_{bx \text{ cim apoyada}}^{0.75} \left(\frac{L_2}{B}\right)^{0.25} \left(2.4 + 0.5 \frac{B}{L_2}\right)$$

$$I_{bx \text{ cim apoyada}} = \frac{4BL_2^3}{3} = \frac{4(1.65 \text{ m})(2.00 \text{ m})^3}{3} = 17.60 \text{ m}^4$$

$$K_{ry} = \frac{(2187.34 \text{ ton/m}^2)}{(1-0.36)} (17.60 \text{ m}^4)^{0.75} \left(\frac{2.00 \text{ m}}{1.71 \text{ m}}\right)^{0.25} \left(2.4 + 0.5 \frac{1.65 \text{ m}}{2.00 \text{ m}}\right)$$

$$K_{ry} = 86666.22 \text{ ton/m}$$

$$K_{rx} = \frac{G}{1-\nu} I_{by \text{ cim apoyada}}^{0.75} \left[3 \left(\frac{L}{B}\right)^{0.15}\right]$$

$$I_{by \text{ cim apoyada}} = \frac{4LB^3}{3} = \frac{4(2.00 \text{ m})(1.65 \text{ m})^3}{3} = 11.98 \text{ m}^4$$

$$K_{rx} = \frac{(2187.34 \text{ ton/m}^2)}{1-0.36} (11.98 \text{ m}^4)^{0.75} \left[3 \left(\frac{2.00 \text{ m}}{1.65 \text{ m}}\right)^{0.15}\right]$$

$$K_{rx} = 67956.67 \text{ ton/m}$$

$$J_{b \text{ cim apoyada}} = I_{by \text{ cim apoyada}} + I_{bx \text{ cim apoyada}} = 17.60 \text{ m}^4 + 11.98 \text{ m}^4 = 29.58 \text{ m}^4$$

$$K_t = (2187.34 \text{ ton/m}^2) (29.58 \text{ m}^4)^{0.75} \left[4 + 11 \left(1 - \frac{1.65 \text{ m}}{2.00 \text{ m}}\right)^{10}\right]$$

$$K_t = 110974.95 \text{ ton/m}$$

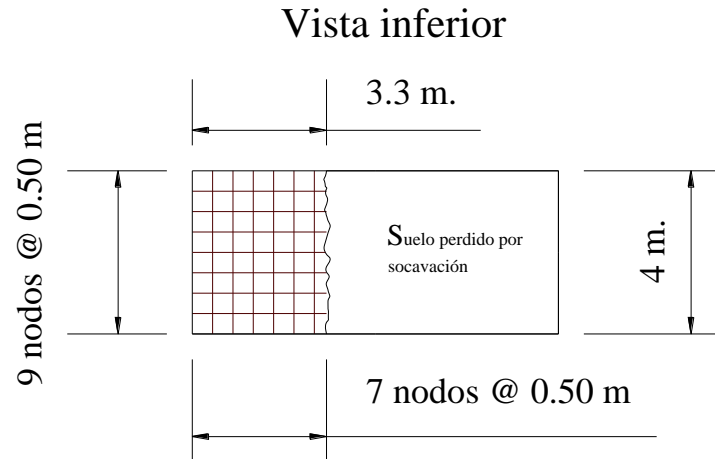


Figura 5.5 Distribución de las rigideces equivalentes del terreno en la porción de la cimentación que aún se encuentra apoyada sobre el suelo

5.1.4 Influencia de la socavación en la rigidez del suelo

El resultado de que se presente la socavación en el suelo circundante de la pila, es que no se proporciona el confinamiento adicional debido a la profundidad de desplante de la cimentación y además, se puede perder una cantidad considerable de suelo de soporte. Por lo tanto, si la profundidad de socavación alcanza la profundidad de desplante, el valor de la rigidez del suelo calculada anteriormente permanecerá constante o disminuirá si existe pérdida de suelo, mientras que si la profundidad de socavación proporciona cierta longitud de “confinamiento”, se obtendrá un factor mayor a 1, que aumenta las rigideces calculadas.

Para este ejemplo de cálculo, según la figura 5.6 que presenta en forma esquemática la profundidad de socavación producida bajo estas condiciones, se puede notar que la profundidad de socavación alcanza y sobrepasa la profundidad de desplante de la cimentación, por lo que los valores de rigideces de los resortes equivalentes del suelo calculados anteriormente serán utilizados en el modelo sin ninguna modificación, puesto que no presentan ningún aumento de rigidez debida al confinamiento del suelo, excepto que se distribuirá sobre la cantidad de suelo de soporte restante.

La tabla 5.2 muestra en forma resumida los valores de las rigideces equivalentes del suelo de soporte de la cimentación. Para ilustrar la manera en la que se aplican los factores de aumento de rigidez debido a la profundidad de confinamiento del suelo (hoja 8), considérese los resultados para el cálculo 3 del análisis paramétrico, descritos en la tabla 5.3.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

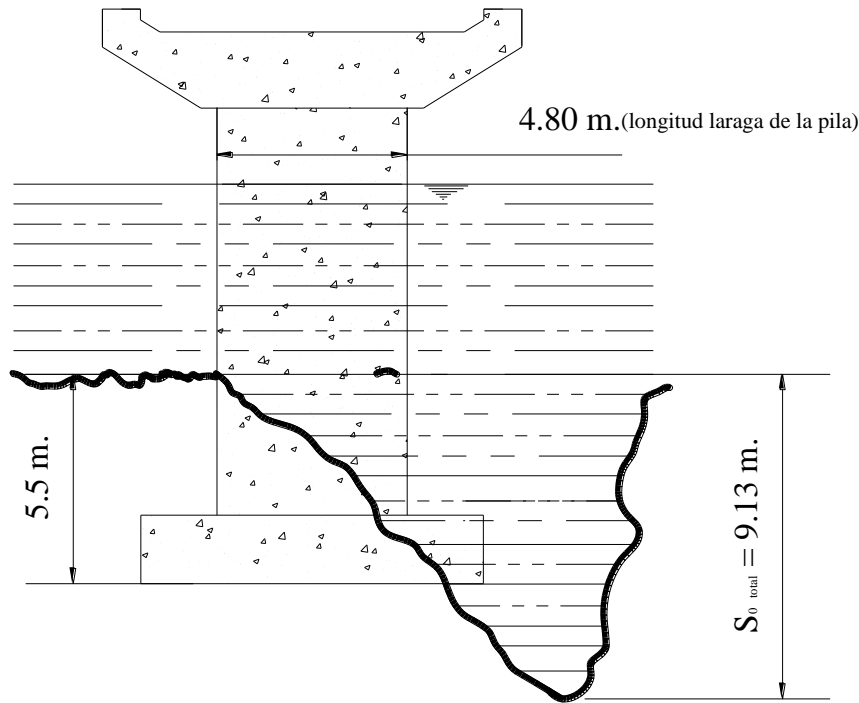


Figura 5.6 Socavación total producida bajo las condiciones de la tabla 5.1

Tabla 5.2 Valores de la rigidez de los resortes equivalentes del suelo de desplante

Modo de vibración	Rigidez equivalente (ton/m)
K_x	21995.48
K_y	21602.88
K_z	28204.32
K_{rx}	67956.67
K_{ry}	86666.22
K_{rz}	110974.95

De la figura 5.7, se puede notar que una vez ocurrida la socavación total para las condiciones del cálculo 3, la cimentación aún cuenta con cierto confinamiento proporcionado por el suelo (parte sombreada de la figura 5.7), por lo que entonces se deben aplicar los factores de aumento de rigidez a través de las expresiones 4.7 a 4.11

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Tabla 5.3 Datos del cálculo 3 para ejemplificar la influencia de la profundidad de confinamiento de la cimentación

Dato	Descripción
$b = 1.50 \text{ m}$	ancho de pila
$v = 1.68 \text{ m/s}$	velocidad de la corriente
$y = 2.20 \text{ m}$	Tirante
$G = 6077.20 \text{ ton/m}^2$	Módulo de corte del suelo
$\nu = 0.31$	Relación de Poisson del suelo
$S_0 = 1.87 \text{ m}$	Socavación total
$K_x = 98450.45 \text{ ton/m}$	Rigidez traslacional en x
$K_y = 105362.31 \text{ ton/m}$	Rigidez traslacional en y
$K_z = 124381.69 \text{ ton/m}$	Rigidez vertical
$K_{rx} = 1741858.98 \text{ ton/m}$	Rigidez rotacional sobre el eje x de la cimentación
$K_{ry} = 544468.46 \text{ ton/m}$	Rigidez rotacional sobre el eje y de la cimentación
$K_t = 1725900.47 \text{ ton/m}$	Rigidez torsional

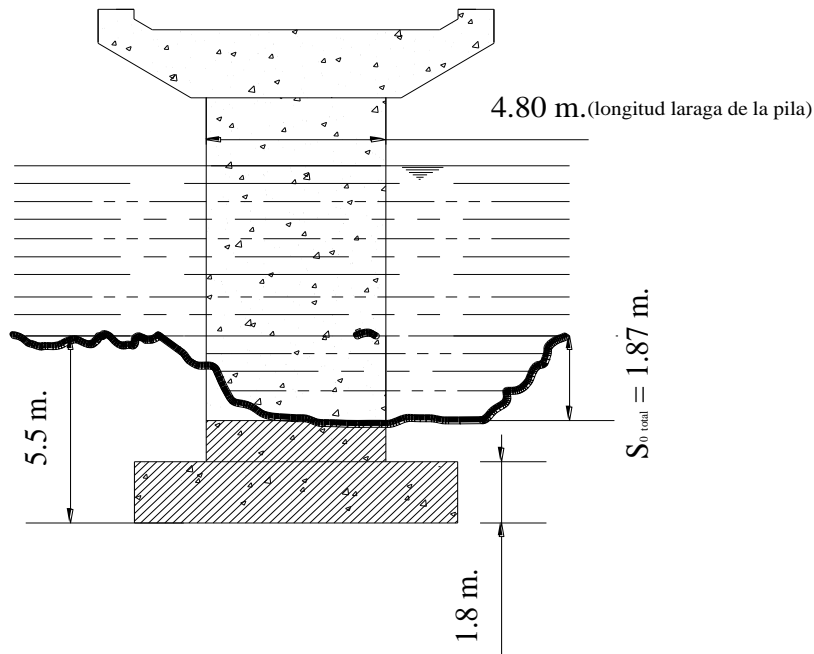


Figura 5.7 Socavación general producida bajo las condiciones del cálculo 3

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Las rigideces incrementadas por el confinamiento, se determinan conforme a la hoja 9. Estas rigideces se distribuyen uniformemente entre los nodos en que se discretiza la cimentación.

Hoja 8 Cálculo de los factores de aumento de rigidez del suelo por el confinamiento

Factores de aumento de rigidez por confinamiento

$$D = 5.5 \text{ m}, B = 2.00 \text{ m}, L = 4.5 \text{ m}, h = 1.80 \text{ m}, d = 1.80 \text{ m}, \chi = 0.44$$

$$A_w = d(\text{perímetro}) = (1.80 \text{ m})(2)(2 \times 4.50 \text{ m} + 2 \times 2.00 \text{ m}) = 46.8 \text{ m}^2$$

$$A_b = 36.00 \text{ m}^2$$

$$F_{ex} = \left[1 + 0.15 \sqrt{\frac{5.50 \text{ m}}{2.00 \text{ m}}} \right] \left[1 + 0.52 \left(\frac{1.80 \text{ m} (46.80 \text{ m})}{2.00 \text{ m} (4.50 \text{ m})^2} \right)^{0.4} \right]$$

$$F_{ex} = F_{ey} = 2.12$$

$$F_{ez} = \left[1 + \frac{1}{21} \left(\frac{5.50 \text{ m}}{2.00 \text{ m}} \right) (1 + 1.3(0.44)) \right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{46.80 \text{ m}^2}{36.00 \text{ m}^2} \right)^{\frac{2}{3}} \right]$$

$$F_{ez} = 1.49$$

$$F_{erx} = \left\{ 1 + 1.26 \left(\frac{1.80 \text{ m}}{2.00 \text{ m}} \right) \left[1 + \frac{1.80 \text{ m} (1.80 \text{ m})^{-0.2}}{2.00 \text{ m} (5.50 \text{ m})} \sqrt{\frac{2.00 \text{ m}}{4.50 \text{ m}}} \right] \right\}$$

$$F_{erx} = 2.98$$

$$F_{ery} = \left\{ 1 + 0.92 \left(\frac{1.80 \text{ m}}{4.50 \text{ m}} \right)^{0.6} \left[1.5 + \left(\frac{1.80 \text{ m}}{4.50 \text{ m}} \right)^{1.9} \left(\frac{1.80 \text{ m}}{5.50 \text{ m}} \right)^{-0.6} \right] \right\}$$

$$F_{ery} = 1.98$$

$$F_{et} = \left[1 + 1.4 \left(1 + \frac{2.00 \text{ m}}{4.50 \text{ m}} \right) \left(\frac{1.80 \text{ m}}{2.00 \text{ m}} \right)^{0.9} \right]$$

$$F_{et} = 2.84$$

Hoja 9 determinación de las rigideces incrementadas por el efecto del confinamiento del suelo circundante

Rigideces aumentadas por el confinamiento del suelo

$$K_{xm} = K_x F_{ex} = (98450.45 \text{ ton/m})(2.12) = 208714.95 \text{ ton/m}$$

$$K_{ym} = K_y F_{ey} = (105362.31 \text{ ton/m})(2.12) = 223368.10 \text{ ton/m}$$

$$K_{zm} = K_z F_{ez} = (124381.69 \text{ ton/m})(1.49) = 185328.72 \text{ ton/m}$$

$$K_{rxm} = K_{rx} F_{erx} = (1741858.98 \text{ ton/m})(2.98) = 5190739.76 \text{ ton/m}$$

$$K_{rym} = K_{ry} F_{ery} = (544468.46)(1.98) = 1078047.55 \text{ ton/m}$$

$$K_{tm} = K_t F_{et} = (1725900.47 \text{ ton/m})(2.84) = 4901557.34 \text{ ton/m}$$

5.1.5 Cálculo de las fuerzas producidas en la pila por acción del agua

Como se ha descrito en capítulos anteriores, las acciones del agua consideradas en los modelos son: el empuje hidrodinámico aumentado en un 50% para considerar la influencia de objetos flotantes, tales como troncos de árboles arrastrados por la corriente y la subpresión. Con esto se busca considerar las condiciones más desfavorables

- Empuje hidrodinámico

Para estimar el empuje hidrodinámico se utilizó la recomendación de la Secretaría, referida como el producto de la presión promedio por el área expuesta de la pila.

Retomando los valores del cálculo 1 (tabla 5.1), y tomando un valor del coeficiente de arrastre $C_D = 1.4$ por tratarse de una pila rectangular, se puede calcular la presión promedio con la ecuación 2.1, como se describe en la hoja 10 de cálculo. Ahora bien, el área expuesta de la pila a la presión producida por el agua, de acuerdo con la figura 5.8, se puede tomar como el producto del ancho de la pila (b) y el tirante del flujo (y). Por lo

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

tanto, la fuerza producida por la acción hidrodinámica resulta de la multiplicación del área expuesta por la presión promedio de la corriente.

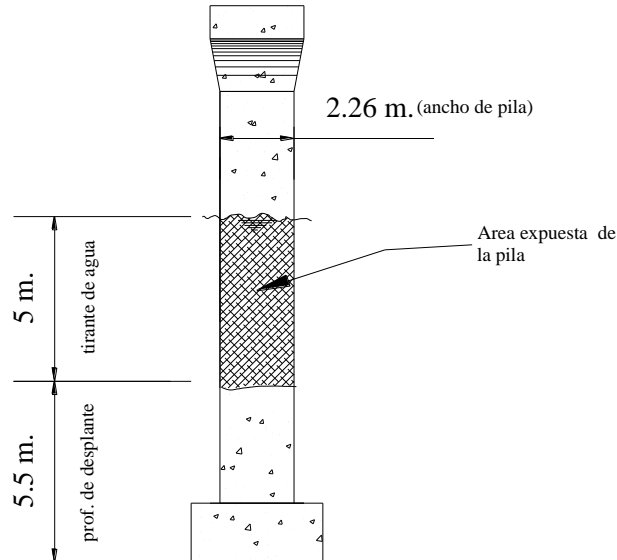


Figura 5.8 Ilustración del área expuesta de la pila sujeta a la presión hidrodinámica

Hoja 10 determinación del empuje hidrodinámico a través de las recomendaciones de la SCT

Empuje hidrodinámico
$C_D = 1.4$ (pila rectangular)
$p = 0.5003(1.4)(3.02 \text{ m/s})^2$
$p = 6.388 \text{ KPa}$
$Area = (b)(y)$
$Area = (2.26\text{m})(5.00\text{m})$
$Area = 11.30\text{m}^2$
$Area = 16.95\text{m}^2$ (50% de incremento)
$P = (16.95\text{m}^2)(6.288 \text{ KPa})$
$P = 10.86 \text{ ton}$

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

○ Subpresión

Como se mencionó en capítulos anteriores, la subpresión es calculada como el producto del peso específico del agua por el volumen de agua desalojado (hoja 11). El peso específico del agua es $\gamma_{agua} = 1000 \text{ kg/m}^3$ y el volumen de agua desalojado, puede determinarse con ayuda de la figura 5.9

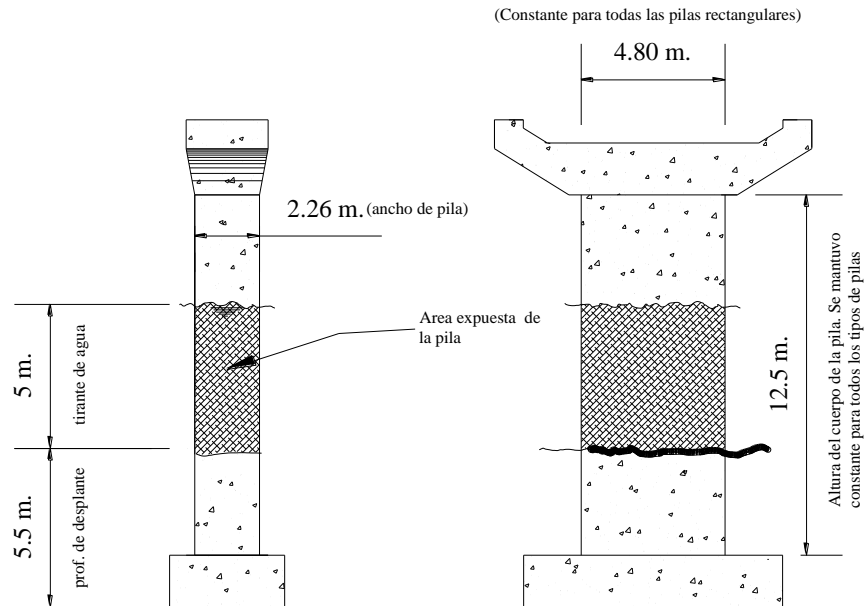


Figura 5.9 dimensiones de interés para la determinación del volumen de agua desalojada por la pila

Hoja 11 determinación de la subpresión con las recomendaciones de la SCT

Subpresión
$\gamma_{agua} = 1000 \text{ kg/m}^3$ $Vol = (2.26 \text{ m})(4.80 \text{ m})(5.00 \text{ m})$ $Vol = 54.24 \text{ m}^3$ $Sp = (1000 \text{ kg/m}^3)(54.24 \text{ m}^3)$ $S_p = 54.24 \text{ ton}$

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

5.1.6 Cálculo de las fuerzas producidas en la pila por acción del viento

La acción del viento, fue calculada de acuerdo con el método simplificado dispuesto en las especificaciones de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, conforme a las consideraciones que se indican en las siguientes secciones.

- Fuerzas producidas en la subestructura

De acuerdo a lo descrito en el capítulo 4, la presión de diseño para el cálculo de las fuerzas aplicadas directamente a la subestructura, se considera de 200 kg/m^2 . Por lo tanto, para el lado corto de la pila rectangular, el área expuesta se nota claramente en la figura 5.10. En la hoja 12 se describen los cálculos de las fuerzas de viento producidas en la subestructura. Para el lado largo de la pila, la superficie expuesta puede ser representada como en la figura 5.11.

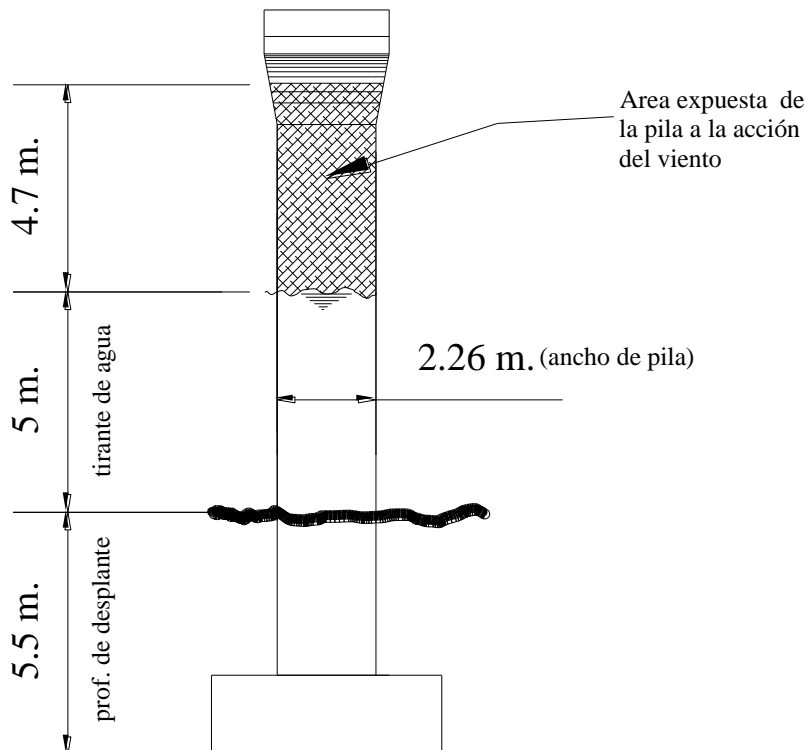


Figura 5.10 Ilustración del área expuesta de la pila a la acción del viento

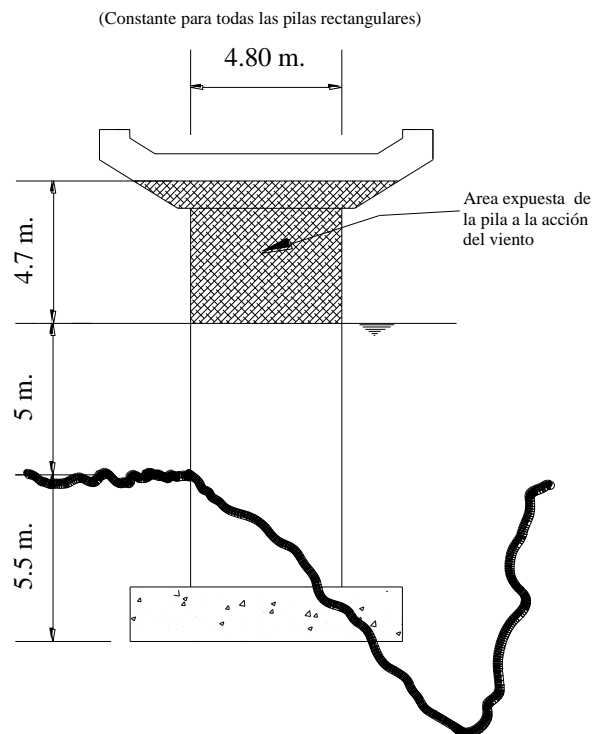


Figura 5.11 Área expuesta del lado largo de la pila a la acción del viento

Hoja 12 Determinación de las fuerzas de viento producidas en la subestructura

Fuerzas de viento en la subestructura	
$A_{Expuesta\ x} = (2.26\ m)(4.70\ m)$	
$A_{Expuesta\ x} = 10.62\ m^2$	
$F_{vx} = (200\ kg/m^2)(A_{Expuesta\ x})$	
$F_{vx} = (200\ kg/m^2)(10.62\ m^2)$	
$F_{vx} = 2.12\ ton$	
$A_{Expuesta\ y} = (4.80\ m)(4.70\ m)$	
$A_{Expuesta\ y} = 22.56\ m^2$	
$F_{vy} = (200\ kg/m^2)(22.56\ m^2)$	
$F_{vy} = 4.51\ ton$	

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

- Fuerzas producidas en la superestructura

Se mencionó anteriormente que para simplificar los cálculos de los modelos de pilas, se consideraron fuerzas constantes producidas por la acción del viento sobre la superestructura, las cuales, tienen los mismos valores para todos los modelos y son:

$$F_x = 10 \text{ ton}, F_y = 2.5 \text{ ton} \text{ y } F_z = 25 \text{ ton}$$

donde x , es la dirección longitudinal de la superestructura, y , es la dirección transversal y z , es la dirección vertical

5.1.6.1 Fuerzas adicionales en los modelos

Dentro de las fuerzas adicionales en los modelos de pilas, se encuentra el peso de la superestructura y el peso propio de las pilas. El peso de la superestructura se mantuvo constante y se supuso de 150 ton, mientras que el peso propio de las pilas fue considerado a través de las dimensiones de las secciones.

5.1.6.2 Elaboración del modelo en SAP2000 v12

El procedimiento para la elaboración de los modelos, puede resumirse en los cuatro pasos siguientes:

- a) Definición de las propiedades del material de las pilas.
- b) Definición de las secciones utilizadas
- c) Asignación de los resortes equivalentes del suelo
- d) Asignación de las fuerzas producidas por el agua y viento

- Definición de las secciones de pila

Las secciones de concreto fueron definidas a través del *diseñador de secciones* incluido en el programa de análisis y se utilizó una resistencia a la compresión $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$. Básicamente fueron tres tipos de secciones: 1) la base de la cimentación, 2) el cuerpo de la pila y 3) la corona. Las dimensiones de la base de la cimentación se definieron anteriormente. El cuerpo de la pila, para el caso del cálculo 1, está formado por una dimensión corta $b = 2.26 \text{ m}$ y una dimensión larga $l = 4.80 \text{ m}$. Finalmente, la corona de la

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

pila fue idealizada mediante una sección rectangular para simplificar los cálculos y cuyas dimensiones son: la longitud larga, $l_{cor} = 9.00 \text{ m}$ y la longitud corta, $b_{cor} = 2.50 \text{ m}$.

- Asignación de los resortes equivalentes del suelo

Este programa de análisis estructural permite considerar la adición de seis resortes equivalentes tres traslacionales y tres rotacionales. Los valores de la rigidez equivalente se obtuvieron en secciones anteriores. La distribución de las rigideces se estableció mediante el uso de elementos shell, espaciados a 50 cm sobre la base de la cimentación.

- Asignación de las fuerzas producidas por el agua y el viento

El valor de las fuerzas consideradas en el modelo se calculó en secciones anteriores. Se definieron por medio de fuerzas estáticas lineales, aplicadas de acuerdo a lo siguiente:

- La fuerza producida por la presión hidrodinámica se aplica a una distancia de 1/3 del tirante medida a partir de la superficie libre del agua, para considerar la variación triangular idealizada de la presión dinámica del agua.
- Las fuerzas producidas por la acción del viento sobre la pila, se aplicaron a la mitad de la altura de la pila expuesta, en ambas direcciones.
- La subpresión se aplicó en el nodo inferior como una fuerza de levantamiento que se produce por el volumen de agua desalojada
- Las fuerzas de la superestructura se aplicaron en el nodo superior, en las direcciones correspondientes.

6. CONDICIONES DE FALLA

La evaluación de las condiciones de falla asociadas a la erosión de la base de cimentaciones superficiales, como las analizadas en los modelos elaborados en este trabajo, dan como principal resultado el establecer el comportamiento estructural de las pilas a partir de parámetros propios de las características de la avenida de un río, así como a las características del fondo del cauce. Se presentan principalmente cuatro condiciones de falla, las cuales son: a) momento de volteo de la pila, b) capacidad de carga del suelo c) falta de apoyo, evaluada con la longitud de apoyo provista por la SCT (2001), y d) problemas de esbeltez en las pilas. A continuación se establece con detalle la forma de evaluación de los resultados del análisis paramétrico desarrollado en este trabajo, para cada condición de falla.

6.1 Capacidad de carga y momento de volteo. Factores de Seguridad

Con la elaboración del análisis paramétrico resulta difícil identificar los casos en los que las pilas fallan. Esto se debe a dos razones: 1) con el programa de análisis SAP se obtienen resultados bajo cualquier condición, aun cuando sean, por ejemplo, grandes desplazamientos producto de una gran pérdida de suelo, que no pueden ser soportados por el elemento; y 2) el programa SAP considera que los resortes del suelo pueden trabajar a compresión y tensión debido a que se modeló un comportamiento lineal del suelo y por lo tanto, no puede darse un sentido físico porque el suelo no soporta tensiones. Para solucionar esta situación e identificar los casos asociados a circunstancias poco reales, se obtuvieron factores de seguridad por capacidad de carga y momento de volteo de los distintos tipos de pilas, bajo los suelos considerados en el análisis paramétrico, para obtener la profundidad de socavación que genera la falla. Para el cálculo de dichos factores de seguridad se procedió conforme a lo siguiente:

1. Para cada geometría de pilas, se elaboraron modelos para anchos $b = 0.8, 1.6$ y 2.4 m, con el fin de cubrir todos los casos realizados en el análisis paramétrico. Estos anchos corresponden a las pilas rectangulares, para las demás geometrías se siguió el procedimiento mencionado en el subcapítulo 4.1.
2. Para cada modelo, se eliminó de manera subsecuente una fila de resortes equivalentes del terreno, recordando que la cimentación fue dividida en espacios de 50×50 cm. Para ello, se determinaron las fuerzas que corresponden a las condiciones que generaron la pérdida de la fila de resortes equivalentes del suelo. Esto es, se definen fuerzas actuantes y resistentes.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante AvenidasTabla 6.2 Factores de seguridad para pilas rectangulares. $b = 1.6 \text{ m}$. Arena limosa

Modelo	Capacidad de carga			Momento de volteo			S_0
	P_{falla}	$P_{actuante}$	$F. S.$	M_{falla}	$M_{actuante}$	$F. S.$	
16R0	367.20	494.61	0.74	434.84	447.44	0.97	5.38
16R1	346.80	495.46	0.70	346.80	425.19	0.82	5.51
16R2	326.40	500.75	0.65	268.80	407.14	0.66	5.72
16R3	306.00	506.44	0.60	200.81	366.43	0.55	5.92
16R4	285.60	509.98	0.56	142.80	321.77	0.44	6.16
16R5	265.20	512.42	0.52	94.71	267.11	0.35	6.34
16R6	244.80	513.58	0.48	56.49	202.53	0.28	6.55
16R7	201.45	453.85	0.44	28.93	114.50	0.25	6.78
16R8	142.80	519.16	0.28	8.93	61.21	0.15	7.04
16R9	0.00	0.00	0.00	9.00	0.00	0.00	7.22

Tabla 6.3 Factores de seguridad para pilas rectangulares. $b = 2.4 \text{ m}$. Arena limosa

Modelo	Capacidad de carga			Momento de volteo			S_0
	P_{falla}	$P_{actuante}$	$F. S.$	M_{falla}	$M_{actuante}$	$F. S.$	
24R0	367.20	561.99	0.65	434.84	497.16	0.87	5.40
24R1	346.80	563.14	0.62	346.80	472.34	0.73	5.52
24R2	326.40	568.90	0.57	268.80	445.10	0.60	5.71
24R3	306.00	578.12	0.53	200.81	410.22	0.49	5.92
24R4	285.60	585.03	0.49	142.80	362.81	0.39	6.17
24R5	265.20	589.64	0.45	94.71	302.47	0.31	6.37
24R6	244.80	593.10	0.41	56.49	229.77	0.25	6.55
24R7	206.55	597.70	0.35	27.61	148.72	0.19	6.81
24R8	142.80	600.01	0.24	8.80	69.02	0.13	6.96
24R9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.19

Tabla 6.4 Factores de seguridad para pilas rectangulares. $b = 0.8 \text{ m}$. Arcilla con arena

Modelo	Capacidad de carga			Momento de volteo			S_0
	P_{falla}	$P_{actuante}$	$F. S.$	M_{falla}	$M_{actuante}$	$F. S.$	
08R0	771.12	413.14	1.87	913.17	409.65	2.23	5.49
08R1	728.28	414.05	1.76	728.28	388.77	1.87	5.55
08R2	685.44	417.05	1.64	564.48	363.65	1.55	5.87
08R3	642.60	419.66	1.53	421.71	330.94	1.27	6.18
08R4	599.76	421.88	1.42	299.88	289.71	1.04	6.46
08R5	556.92	424.09	1.31	198.90	239.92	0.83	6.79
08R6	471.24	426.30	1.11	128.52	179.00	0.72	7.18
08R7	401.63	429.26	0.94	57.68	116.07	0.50	7.45
08R8	267.75	433.76	0.62	18.26	54.58	0.33	7.80
08R9	0.00	431.09	0.00	0.00	0.00	0.00	8.07

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante AvenidasTabla 6.8 Factores de seguridad para pilas rectangulares. $b = 1.6 \text{ m}$. Arena y Grava Densa

Modelo	Capacidad de carga			Momento de volteo			S_0
	P_{falla}	$P_{actuante}$	$F. S.$	M_{falla}	$M_{actuante}$	$F. S.$	
16R0	1101.60	520.19	2.12	1304.53	483.57	2.70	5.46
16R1	1040.40	523.12	1.99	1040.40	458.63	2.27	5.59
16R2	979.20	526.29	1.86	806.40	430.89	1.87	6.00
16R3	918.00	530.01	1.73	602.44	391.60	1.54	6.46
16R4	856.80	542.44	1.58	428.40	342.67	1.25	6.99
16R5	795.60	547.15	1.45	284.14	281.73	1.01	7.49
16R6	734.40	550.66	1.33	169.48	211.84	0.80	7.95
16R7	665.55	490.70	1.36	83.97	118.39	0.71	8.40
16R8	497.25	551.67	0.90	26.96	59.42	0.45	8.92
16R9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.58

Tabla 6.9 Factores de seguridad para pilas rectangulares. $b = 2.4 \text{ m}$. Arena y Grava Densa

Modelo	Capacidad de carga			Momento de volteo			S_0
	P_{falla}	$P_{actuante}$	$F. S.$	M_{falla}	$M_{actuante}$	$F. S.$	
24R0	1101.60	602.31	1.83	1304.53	550.23	2.37	5.50
24R1	1040.40	603.46	1.72	1040.40	521.88	1.99	5.52
24R2	979.20	609.22	1.61	806.40	489.49	1.65	6.06
24R3	918.00	612.68	1.50	602.44	446.43	1.35	6.47
24R4	856.80	632.26	1.36	428.40	393.58	1.09	6.97
24R5	795.60	641.48	1.24	284.14	325.68	0.87	7.44
24R6	734.40	649.54	1.13	169.48	244.11	0.69	7.97
24R7	673.20	655.30	1.03	84.15	155.55	0.54	8.43
24R8	512.55	661.06	0.78	27.14	68.01	0.40	8.90
24R9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.56

Para otros tipos de suelo, en las tablas 6.4 a 6.9, se observa que conforme el suelo tiene mayor capacidad, los factores de seguridad son mayores, aunque no en todos los casos el factor de seguridad por capacidad de carga es menor al factor por momento de volteo. Entonces, el tipo de suelo de sustento es una variable que tiene mucha influencia en el problema de socavación de pilas. Para la determinación de la capacidad resistente del suelo, se utilizó la información referida en la tabla 6.15.

En las tablas 6.1 a 6.9 también puede notarse como disminuye el factor de seguridad conforme los modelos pierden filas de resortes equivalentes, que simulan pérdida de suelo por socavación. De estas tablas es posible encontrar el valor de socavación que produce la falla de la pila, el que está asociado a $F.S.=1$. Ahora bien, para cuantificar la cantidad de suelo perdido que genera la falla se utilizó la información de la tabla 4.7, particularmente al ángulo de fricción para cada tipo de suelo. La cantidad de suelo perdido se determina de forma trigonométrica de acuerdo a la geometría del cono de socavación. En las tablas 6.10 a 6.13, ϕ es el ángulo de fricción del tipo de suelo y S_0 la profundidad de socavación que establece el límite entre una condición segura e

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

insegura, es decir, un factor de seguridad de uno. La cantidad de suelo perdido se determina como $(S_0 - 5.5 \text{ m}) / \tan(\phi)$ y el porcentaje se determina considerando que la longitud larga de la cimentación es de 9 m. Debe recordarse que la profundidad de desplante de la cimentación es de 5.5 m.

En las tablas que aparecen en el anexo H, se muestran los factores de seguridad para los demás tipos de pilas. Las tendencias observadas en estas tablas son similares a las que se han comentado en este apartado.

Tabla 6.10 Porcentaje de pérdida de suelo para un $F.S. = 1$. Pilas rectangulares

Modelo	ϕ	$b = 0.8 \text{ m}$		$b = 1.6 \text{ m}$		$b = 2.4 \text{ m}$	
		$S_0 \text{ (m)}$	%	$S_0 \text{ (m)}$	%	$S_0 \text{ (m)}$	%
Arena limosa	22.54	4.99	-	4.34	-	3.93	-
Arcilla con arena	32.72	6.73	21.30%	6.56	18.31%	6.38	15.20%
Arena y grava densa	43.81	7.91	27.92%	7.71	25.57%	7.44	22.50%

Tabla 6.11 Porcentaje de pérdida de suelo para un $F.S. = 1$. Pilas circulares

Modelo	ϕ	$b = 0.8 \text{ m}$		$b = 1.6 \text{ m}$		$b = 2.4 \text{ m}$	
		$S_0 \text{ (m)}$	%	$S_0 \text{ (m)}$	%	$S_0 \text{ (m)}$	%
Arena limosa	22.54	5.02	-	4.54	-	4.07	-
Arcilla con arena	32.72	6.84	23.20%	6.64	19.77%	6.45	16.44%
Arena y grava densa	43.81	8.07	29.78%	7.87	27.42%	7.65	24.96%

Tabla 6.12 Porcentaje de pérdida de suelo para un $F.S. = 1$. Pilas de grupos circulares

Modelo	ϕ	$b = 0.8 \text{ m}$		$b = 1.6 \text{ m}$		$b = 2.4 \text{ m}$	
		$S_0 \text{ (m)}$	%	$S_0 \text{ (m)}$	%	$S_0 \text{ (m)}$	%
Arena limosa	22.54	4.99	-	3.67	-	4.05	-
Arcilla con arena	32.72	6.72	21.03%	6.42	15.87%	6.16	11.43%
Arena y grava densa	43.81	7.83	27.00%	7.46	22.70%	7.12	18.81%

Tabla 6.13 Porcentaje de pérdida de suelo para un $F.S. = 1$. Pilas con tajamar triangular

Modelo	ϕ	$b = 0.8 \text{ m}$		$b = 1.6 \text{ m}$		$b = 2.4 \text{ m}$	
		$S_0 \text{ (m)}$	%	$S_0 \text{ (m)}$	%	$S_0 \text{ (m)}$	%
Arena limosa	22.54	4.99	-	4.48	-	4.01	-
Arcilla con arena	32.72	6.69	20.55%	6.43	16.12%	6.21	12.36%
Arena y grava densa	43.81	7.81	26.81%	7.52	23.35%	7.20	19.64%

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Con base en el valor de la socavación que produce la falla para los diferentes tipos de suelo se pueden descartar los casos o modelos que bajo las condiciones generadas aleatoriamente, en el análisis paramétrico, produjeron el colapso y generaron resultados falsos conforme se indicó al inicio de este capítulo. Para ello, se ajustaron los valores de la socavación de la siguiente manera:

- Para cada tipo de suelo, se obtuvo el promedio de los valores de socavación que producen un $F.S. = 1$ y que están dados para tres anchos de pila, relacionados con respecto al ancho de pilas rectangulares conforme se describió en el subcapítulo 4.1.
- Para relacionar el tipo de suelo con el promedio de valores de socavación calculado en el paso anterior, se decidió utilizar el módulo de corte del suelo, y se ajustaron los valores con líneas de tendencia. La de mejor ajuste es una función logarítmica, como la representada en las figuras 6.1 a 6.4. Estas curvas representan un valor límite bajo el cual los factores de seguridad son menores a uno y se produciría la falla del sistema.

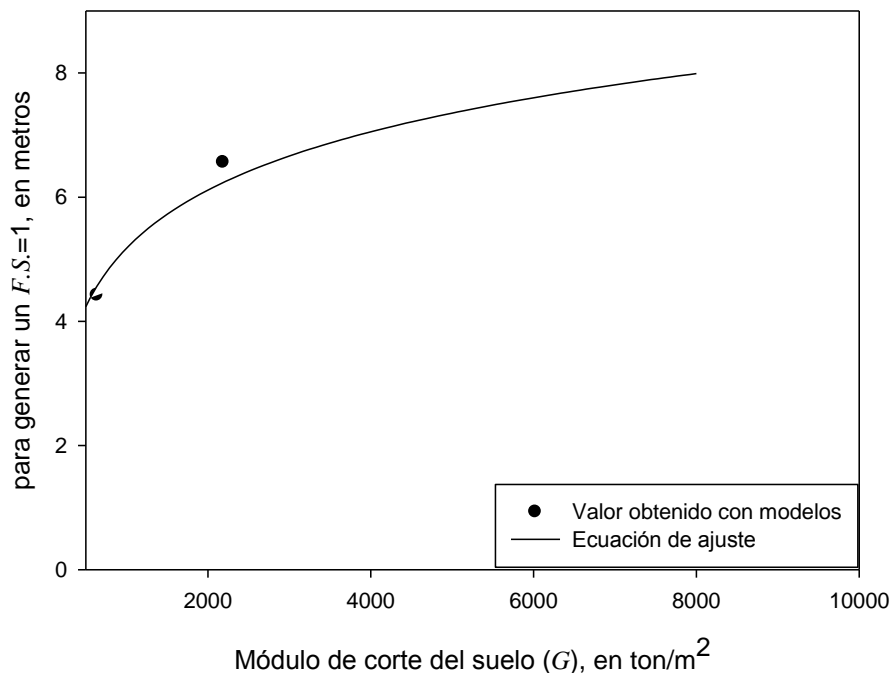


Figura 6.1 Profundidad de socavación que produce falla en pilas rectangulares

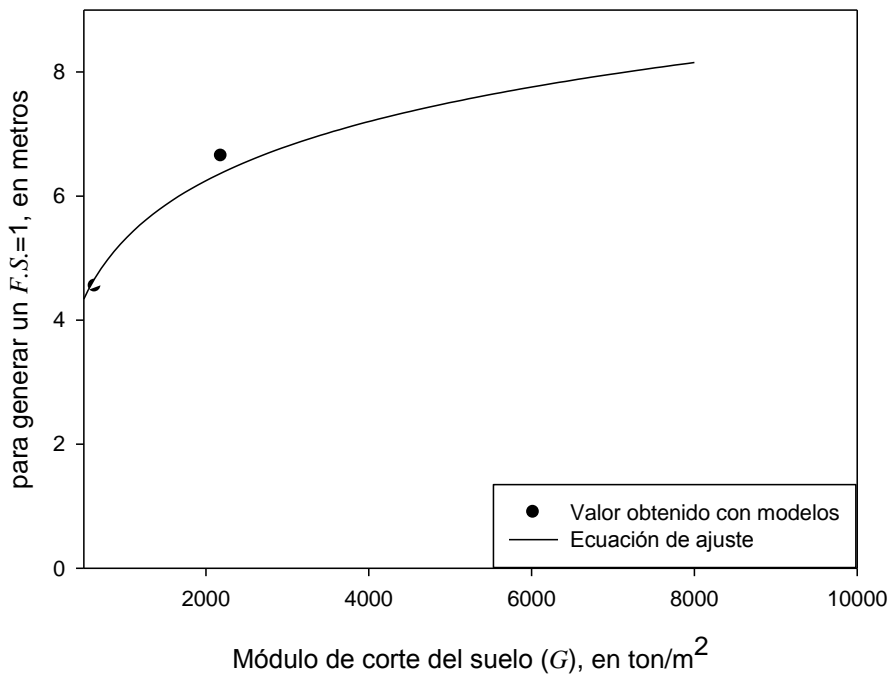


Figura 6.2 Profundidad de socavación que produce falla en pilas circulares

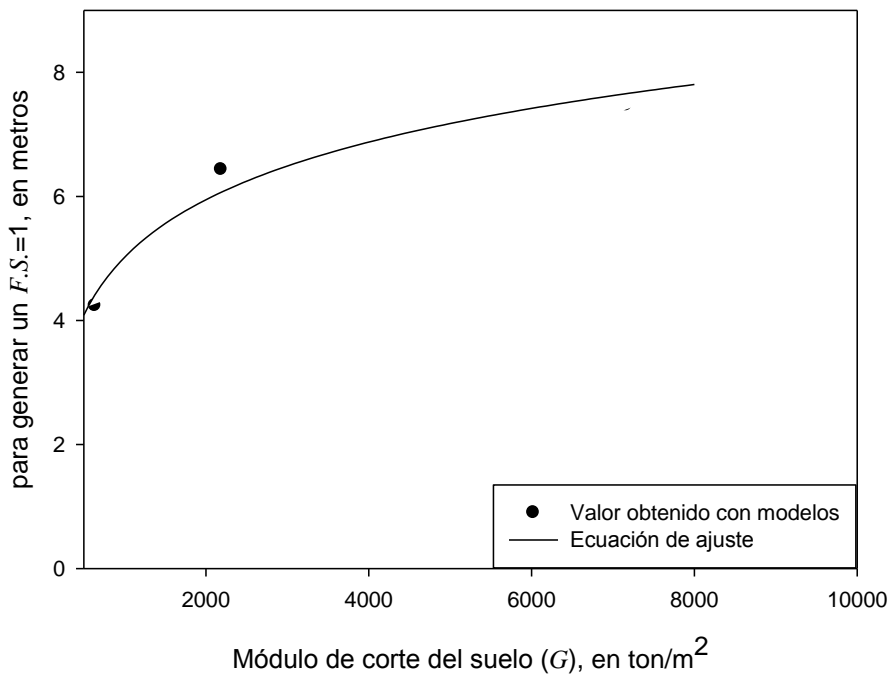


Figura 6.3 Profundidad de socavación que produce falla en pilas de grupos circulares

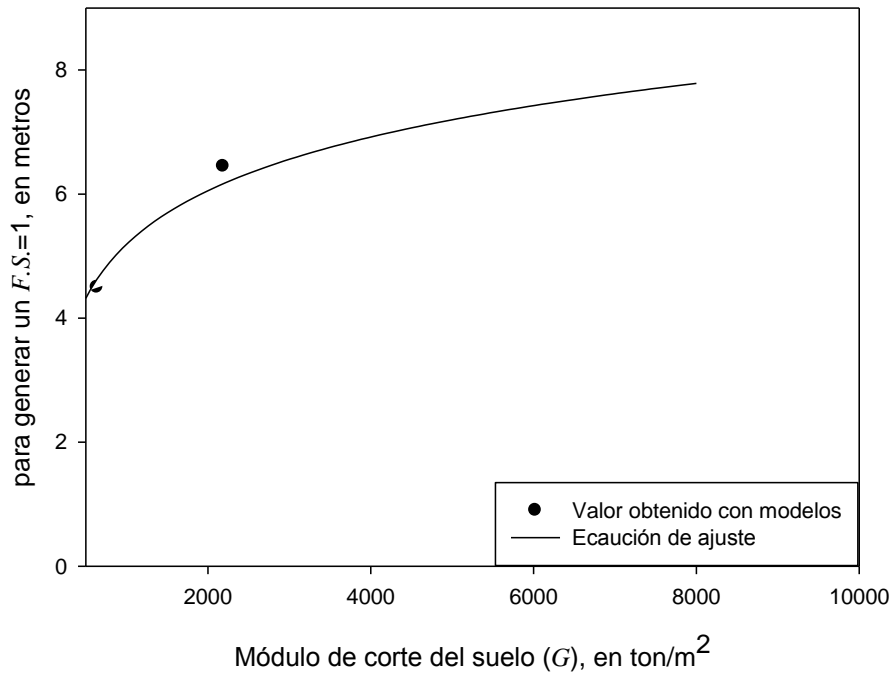


Figura 6.4 Profundidad de socavación que produce la falla en pilas con tajamar triangular

En la figura 6.1 se puede notar que para módulos de corte bajos del suelo, la socavación que produce el colapso o falla del sistema es menor, e incluso, para módulos de corte muy bajos se produce el colapso de la pila antes de que la socavación alcance la profundidad de desplante, remarcando que las cimentaciones superficiales no son aptas para esas condiciones. Entre geometrías de pilas se puede notar, en base a las figuras 6.1 a 6.4, que no existe mucha variación de la profundidad de socavación para lograr un factor de seguridad de uno.

Las funciones de aproximación representadas en las figuras 6.1 a 6.4 son únicamente válidas para la profundidad de desplante de la cimentación de 5.5 m y sirvieron como límite para identificar la falla de las pilas en el análisis paramétrico

6.2 Capacidad de carga

En vista de la complejidad que existe para obtener una estimación precisa de la capacidad de carga del suelo, algunos códigos de diseño han estipulado esfuerzos admisibles para el diseño. Esos valores usualmente son el resultado de varios años de experiencia, aunque son totalmente indicativos, puesto que para proyectos de gran índole,

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

es necesario realizar estudios detallados del sitio con exploraciones del suelo de la construcción del proyecto. La tabla 6.14 muestra los valores recomendados de la capacidad del suelo para algunos códigos de construcción, presentados por Bowles (1997).

Tabla 6.14 Capacidades supuestas de distintos tipos de suelo en ton/m². (Bowles, 1997)

Tipo de suelo	Chicago, 1995	BOCA, 1993	UBC, 1991
Arcilla muy suave	2.55	-----	-----
Arcilla suave	7.65	10.20	10.20
Arcilla ordinaria	12.75	-----	-----
Arcilla media	17.85	-----	10.20
Arcilla dura	21.42	14.28	-----
Arcilla muy dura	30.60	-----	-----
Arena compacta	24.48	14.28	20.40
Arena limosa compacta	10.20	-----	-----
Limo inorgánico compacto	12.75	-----	-----
Arena suelta y fina	-----	14.28	20.40
Arena suelta y grava	-----	24.48	30.60
Grava suelta y compacta	30.60	24.48	30.60
Arena y grava compacta	-----	24.48	30.60

La condición de falla asociada a la capacidad de carga del suelo se evaluó en este trabajo comparando la presión ejercida de la pila en el suelo restante, que no ha sido socavado bajo la cimentación, con respecto a los valores admisibles presentados por Bowles (1992) en la tabla 6.14. Los tipos de suelo considerados son a) arcilla arenosa, b) arena limosa, c) arena y grava suelta y d) arena y grava densa. Los valores admisibles

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

tomados para estos suelos son los presentados en la tabla 6.15 que corresponden a los presentados por Bowles, excepto para arcillas arenosas en la que por falta de este dato, se tomó el establecido para arcillas duras.

Para cada tipo de suelo considerado en el análisis se elaboraron gráficas con el fin de poder evaluar la cantidad de casos en los que la presión ejercida por la pila supera los esfuerzos admisibles. La comparación se presenta en las figuras 6.5 a 6.8 con respecto al módulo de corte del suelo, puesto que es un parámetro relacionado con la capacidad de carga.

Cabe mencionar que la presión que ejerce la pila graficada en las figuras 6.5 a 6.8 solamente considera las acciones verticales, dejando a un lado la presión que ejercen los momentos flexionantes producidos por la acción hidrodinámica, puesto que se está considerando que después de ocurrida la socavación, la presión hidrodinámica disminuye debido a la estabilización del gasto hidráulico. La variación de los momentos flexionantes alrededor del eje y (sentido en el que se presenta la socavación), se visualiza en la figura 6.9. En esa figura se puede notar que para valores bajos de velocidad existe una tendencia notablemente marcada, mientras que para valores de velocidad mayores a 3.8 m/s aproximadamente existe una gran dispersión y además se localizan los mayores momentos flexionantes, representando una zona difícil de prever. Variaciones similares del momento flexionante se encontraron en las demás geometrías de pilas.

Del análisis comparativo con respecto a la capacidad de carga del suelo se obtuvo que, en pilas rectangulares y para arcillas arenosas, el 74.3% de los casos superó el esfuerzo admisible del suelo; para arenas limosas, el 100% de los casos; para arenas y gravas sueltas, el 33% y para arenas y gravas densas, el 30.5%. También es conveniente visualizar esta condición de falla con las demás geometrías evaluadas en este estudio, de ahí que se presenta la figura 6.10.

Tabla 6.15 Esfuerzos admisibles del suelo para los suelos considerados en el análisis

Tipo de suelo	$\sigma_{admisible}$ (ton/m ²)
Arcilla arenosa	21.42
Arena limosa	10.20
Arena y grava suelta	30.60
Arena y grava densa	30.60

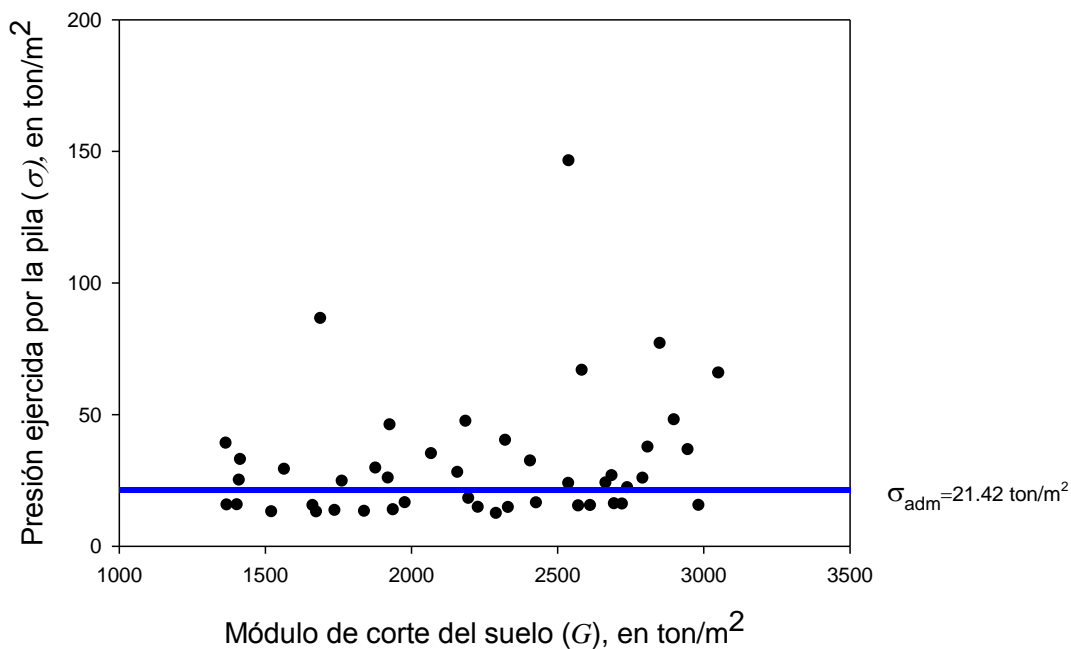


Figura 6.5 Esfuerzo admisible para arcillas arenosas vs la presión ejercida por la pila rectangular

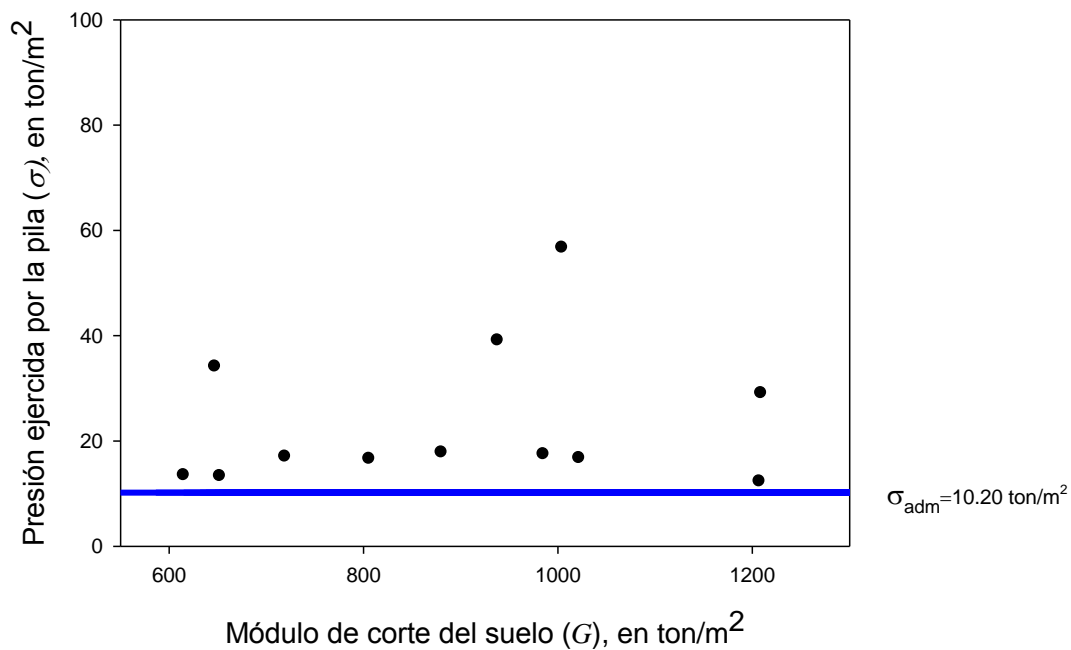


Figura 6.6 Esfuerzo admisible para arenas limosas vs la presión ejercida por la pila rectangular

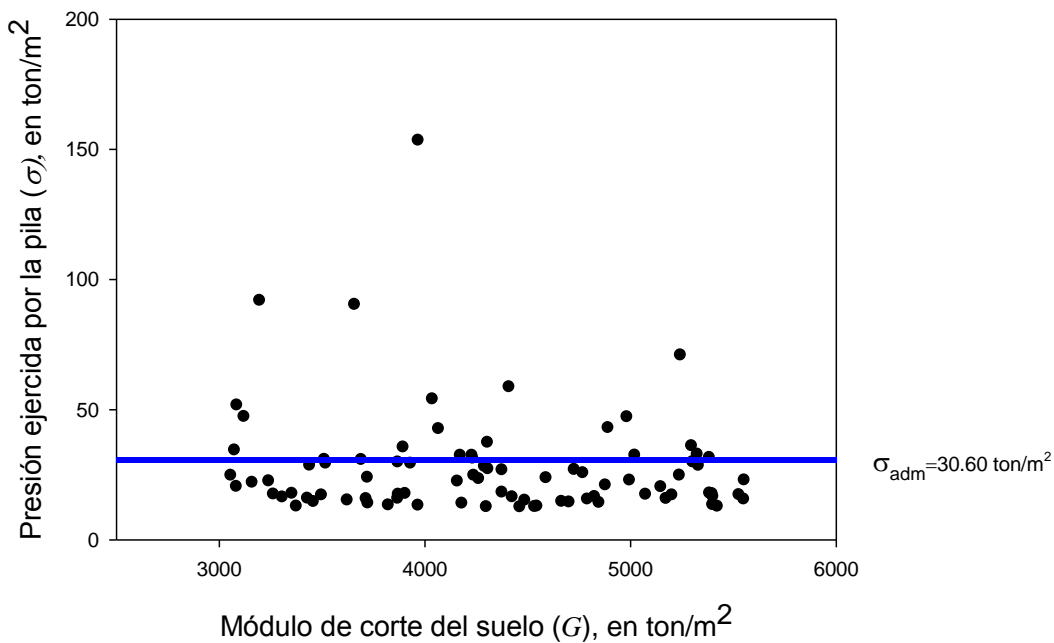


Figura 6.7 Esfuerzo admisible para arenas y gravas sueltas vs la presión de la pila rectangular

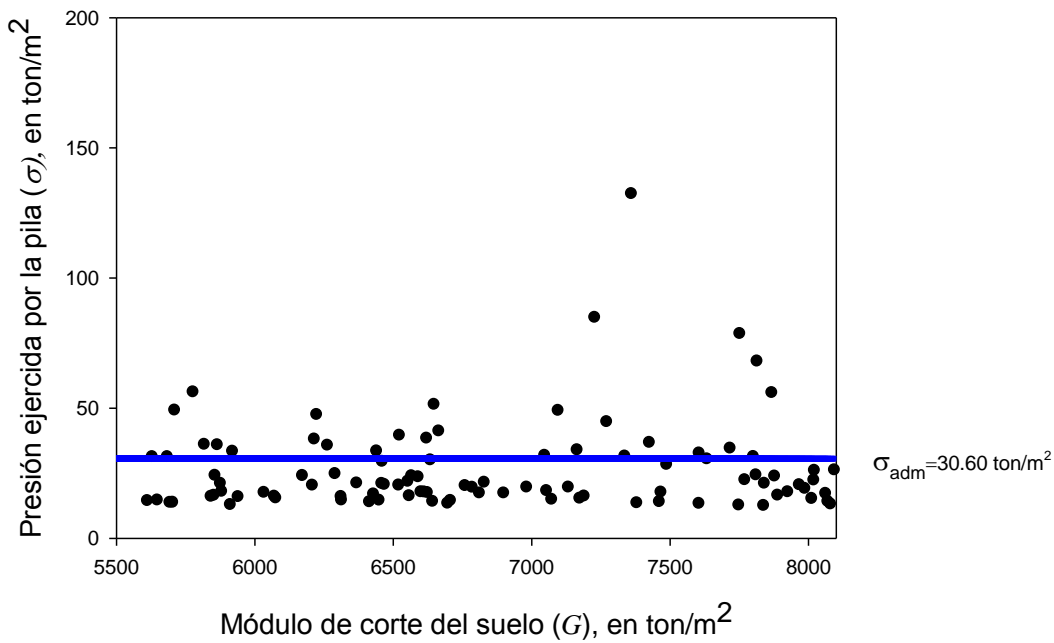


Figura 6.8 Esfuerzo admisible para arenas y gravas densas vs la presión de la pila rectangular

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

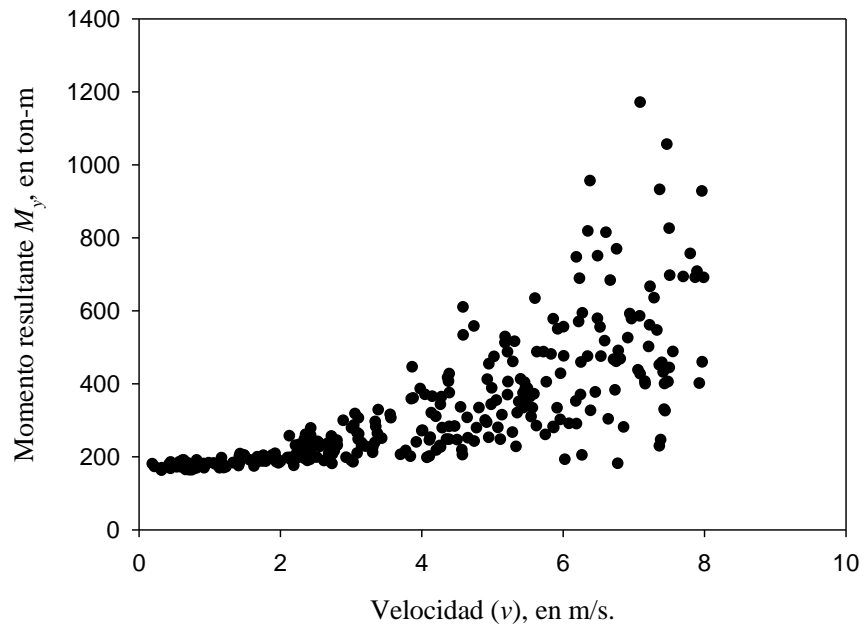


Figura 6.9 Variación de los momentos producidos por la presión hidrodinámica y el viento sobre la pila

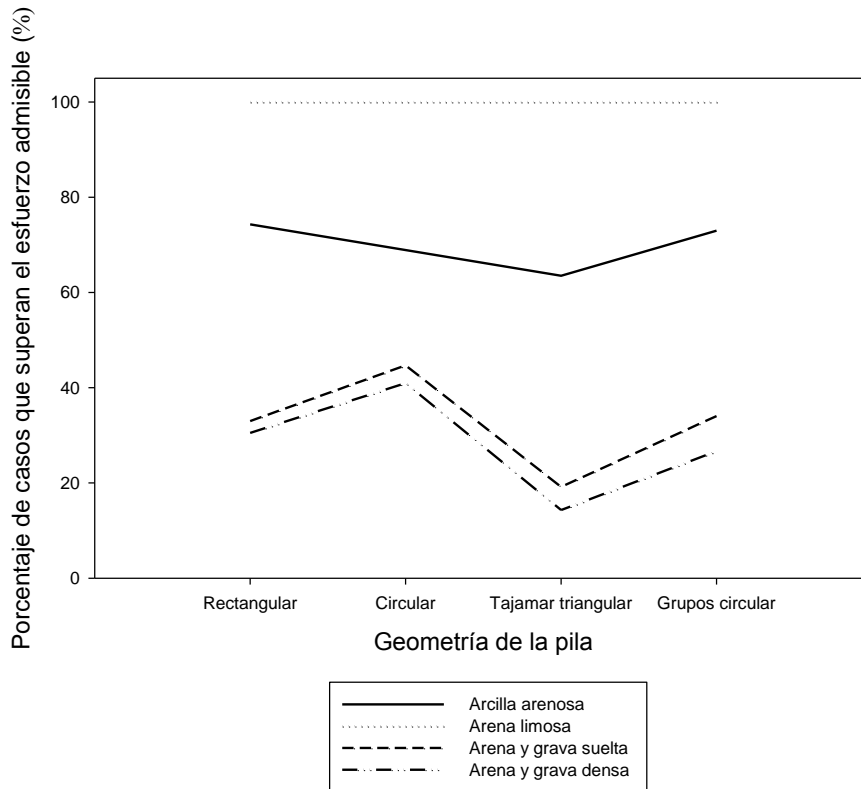


Figura 6. 10 Variación del porcentaje de casos que superan el esfuerzo admisible del suelo

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

En la figura 6.10 se puede observar que para suelos constituidos con arena y limo, independientemente de la geometría de la pila, se obtiene el mismo número de casos que superan el esfuerzo admisible del suelo (100% de los casos) el cual corresponde al porcentaje máximo de fallas debido a esta condición. Para este tipo de suelo, se tienen los módulos de corte más bajos, que van desde 510 ton/m² a 1220 ton/m² y se puede concluir que, bajo este suelo de desplante, no pueden proyectarse cimentaciones superficiales. Para el caso en el que se presentan los porcentajes de falla menores, se tienen módulos de corte que van desde 5600 ton/m² a 8150 ton/m². Esto reitera la conclusión de que si el cauce está formado de materiales con módulos de corte altos, se favorece el buen comportamiento estructural de las pilas. Por otro lado, es importante notar en la figura 6.10 que, independientemente del tipo de suelo, las pilas con tajamar triangular producen el menor porcentaje de casos que superan el esfuerzo admisible del suelo con respecto a las otras geometrías, lo cual marca que esta geometría es la menos vulnerable bajo esta condición de falla.

6.1 Condición de falla asociada a la pérdida de apoyo

Los lineamientos mexicanos establecen las longitudes de apoyo mínimas (LA) de todos los tramos de superestructura medidas normalmente al paramento de la pila, del estribo o de la ménsula. La longitud mínima de diseño se establece en función de desplazamientos máximos que pudieran ocasionar la pérdida de apoyo y el colapso parcial o total de la estructura. Por esto, esta longitud se usa como un valor límite de un estado seguro. La longitud mínima de apoyo se determina con las siguientes expresiones:

- Para estructuras tipo B, en las zonas sísmicas A o B:

$$LA = (20 + 0.17L + 0.67H)(1 + 0.000125\alpha^2) \quad (6.1)$$

- Para estructuras tipo B, en las zonas sísmicas C, D o E, y en cualquier zona para estructuras tipo A:

$$LA = (30 + 0.25L + H)(1 + 0.000125\alpha^2) \quad (6.2)$$

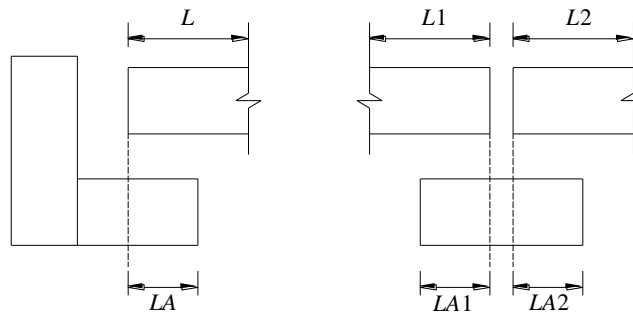
donde LA es la longitud mínima de apoyo, en cm; L , es la longitud de la superestructura, desde la junta de expansión considerada a la junta siguiente más próxima, en m. En el caso de pilas, como se muestra en la figura 6.11, $LA1$ se determina tomando $L1$ y $LA2$ con $L2$. En el caso de ménsulas dentro de un claro, como se muestra en el inciso c de la figura, L es la suma de las distancias hasta las juntas de expansión siguientes más próximas, a uno y otro lado ($L1 + L2$); H es la altura promedio de las columnas de la subestructura contenidas dentro de la longitud L , para el caso de estribos como el

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

mostrado en el inciso a de la figura 6.11, en m. En el caso de puentes de un solo claro $H = 0$ y para caballetes de columnas o pilas (figura 6.11-b), es la altura del caballete, en m. Para el caso de ménsulas dentro de un claro (figura 6.11-c), H es la altura promedio de las dos columnas adyacentes, en m y α es el ángulo de esviajamiento, en grados.

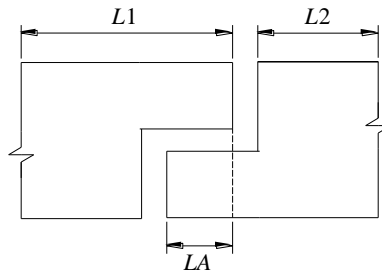
La SCT (2001) clasifica a las estructuras, de acuerdo al grado de importancia, en tres tipos:

- *Tipo A.* Puentes y estructuras similares ubicados en o sobre carreteras de cuatro o más carriles, o autopistas con accesos controlados
- *Tipo B.* Puentes y estructuras similares ubicados en o sobre carreteras de dos carriles y en caminos rurales
- *Tipo C.* Estructuras secundarias de corta duración, tales como señales, postes para alumbrado, soportes de instalaciones y anuncios publicitarios, entre otros.



a) En estribos

b) En pilas



c) En ménsulas

Figura 6.11 Longitud de apoyo provista. SCT (2001)

Las regiones sísmicas consideradas por la SCT (2001), se encuentran distribuidas conforme a la figura 6.12.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Figura 6.12 Regionalización sísmica. SCT (2001)

Para establecer la comparación entre la longitud de apoyo y el desplazamiento producido en la pila por la acciones del agua, se realizaron modelos preliminares, donde la rigidez equivalente del terreno se concentró en un punto localizado en la base de la cimentación de la pila. Se aplicaron las respectivas fuerzas producidas por el agua y el viento, además de incluir los factores de aumento de rigidez por confinamiento del suelo, para obtener los desplazamientos producidos en las pilas bajo cada condición. Se observó que para grandes socavaciones, se producían desplazamientos mínimos. Estos resultados obviamente fueron incongruentes, puesto que a mayores socavaciones se deben producir desplazamientos tan grandes que ocasionan el colapso del puente.

Los resultados erróneos surgieron del hecho de que, no se pudo tomar en cuenta la pérdida del suelo bajo la cimentación con estos modelos simplificados, puesto que aunque la socavación alcance la profundidad de desplante de la cimentación, las fórmulas no pueden considerar una pérdida de suelo o de rigidez. Por lo tanto, para anchos de pilas rectangulares pequeños, se tiene una rigidez menor en la dirección del eje corto de la cimentación (en la dirección y de la figura 5.4) debido a que se tiene una inercia pequeña. Es decir, con los modelos preliminares simplificados solamente se puede registrar la rigidez que se proporciona por los anchos de pila, dejando fuera el efecto de la socavación en la pérdida de rigidez del suelo.

En vista de los resultados no satisfactorios de la simplificación de los modelos considerando la concentración de rigidez del suelo en un solo punto de la cimentación, se decidió realizar una distribución de rigidez bajo la cimentación en espacios de 50 cm, con el fin de considerar la pérdida de suelo eliminando filas de resortes equivalentes. Aunque realmente la pérdida de suelo no es absolutamente uniforme, y en vista de la complejidad de determinar el proceso de pérdida de suelo a través del tiempo debido a la socavación, se consideró que la pérdida es progresivamente uniforme, con el valor correspondiente que se genere de acuerdo al ángulo de reposo del material del suelo, que se determina

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

conforme al capítulo 4 de este trabajo. Por otro lado, Gazetas (1991) quien presenta las ecuaciones para la determinación de las rigideces equivalentes del suelo, menciona que si hay pérdida de contacto de la cimentación con el suelo circundante, se aplique un juicio lógico para considerar esta pérdida.

De los 300 modelos elaborados con estas consideraciones para los distintos tipos de pila con rigidez distribuida del suelo se graficaron los desplazamientos, descartando aquellos modelos que generaron un factor de seguridad menor a uno, con respecto a la socavación, ancho de la pila, velocidad de la corriente, tirante, módulo de corte del suelo y la relación de Poisson, con el fin de evaluar la condición de falla asociada a la longitud de apoyo provista por la SCT (2001). Para este caso, la gráfica de socavación total contra desplazamientos en la dirección x (figura 6.13), muestra resultados lógicos, de acuerdo con lo que realmente se presenta en una estructura socavada. Aunque realmente no se puede visualizar una tendencia marcada con respecto a los desplazamientos, si se puede notar que la mayoría de los casos se presenta en socavaciones mayores y únicamente unos pocos casos en socavaciones grandes. Esto dio pauta para considerar válidos a estos tipos de modelos, con lo que se decidió realizar la evaluación comparativa con los desplazamientos provistos de acuerdo con la SCT (2001). En primer lugar, se presentan las gráficas de desplazamientos en la dirección x (figuras 6.13 a 6.18) para pilas rectangulares, con respecto a cada uno de los parámetros antes mencionados. Posteriormente, se muestran los resultados para los desplazamientos en la dirección y , con el análisis comparativo para la longitud de apoyo reglamentaria.

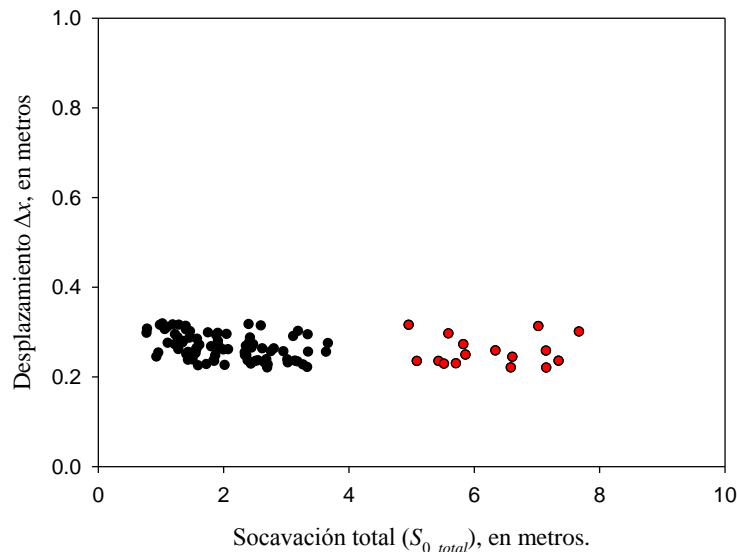


Figura 6.13 Socavación total contra desplazamientos en la dirección x , para modelos con rigidez del suelo distribuida. Pilas rectangulares.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

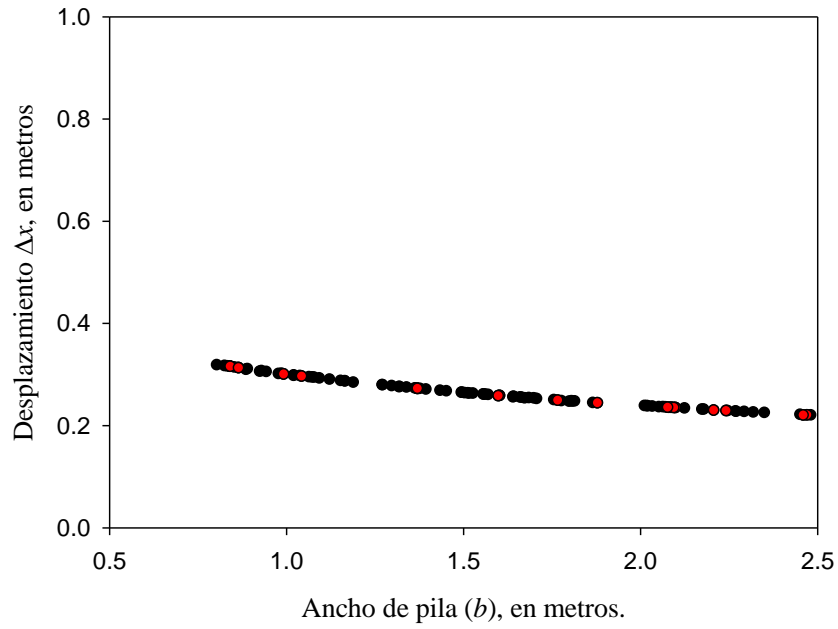


Figura 6.14 Ancho de pila contra los desplazamientos en la dirección x . Modelos con rigidez del suelo distribuida. Pilas rectangulares

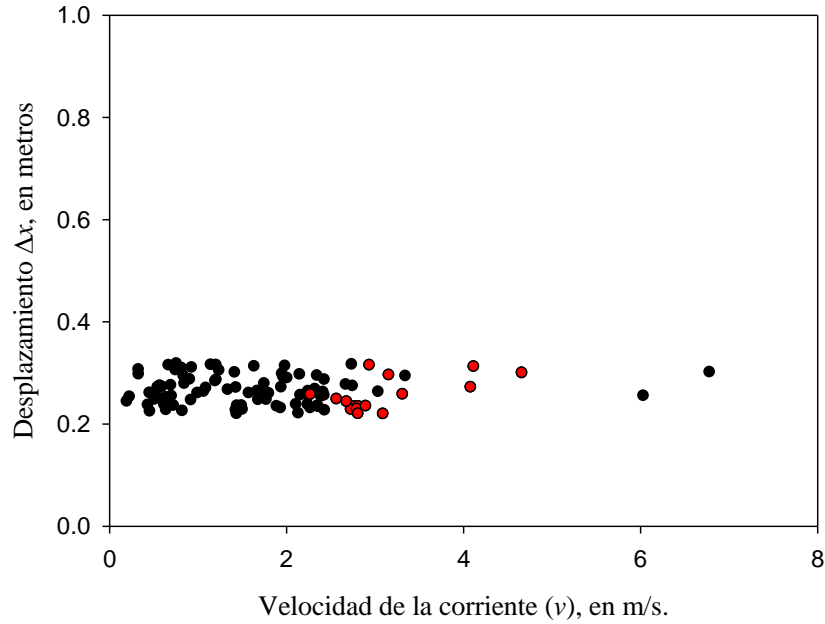


Figura 6.15 Velocidad de la corriente contra los desplazamientos en la dirección x . Modelos con rigidez del suelo distribuida. Pilas rectangulares

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

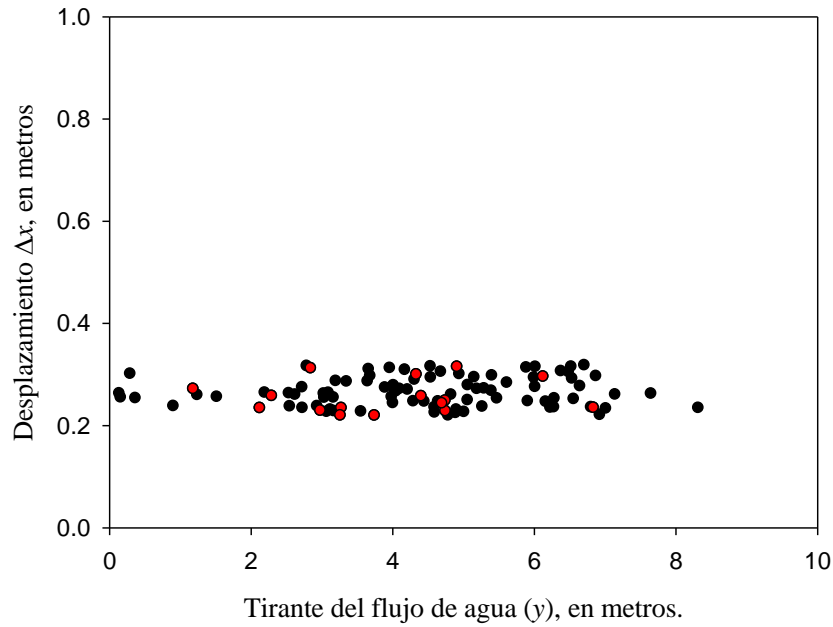


Figura 6.16 Tirante del agua contra los desplazamientos en la dirección x . Modelos con rigidez del suelo distribuida. Pilas rectangulares

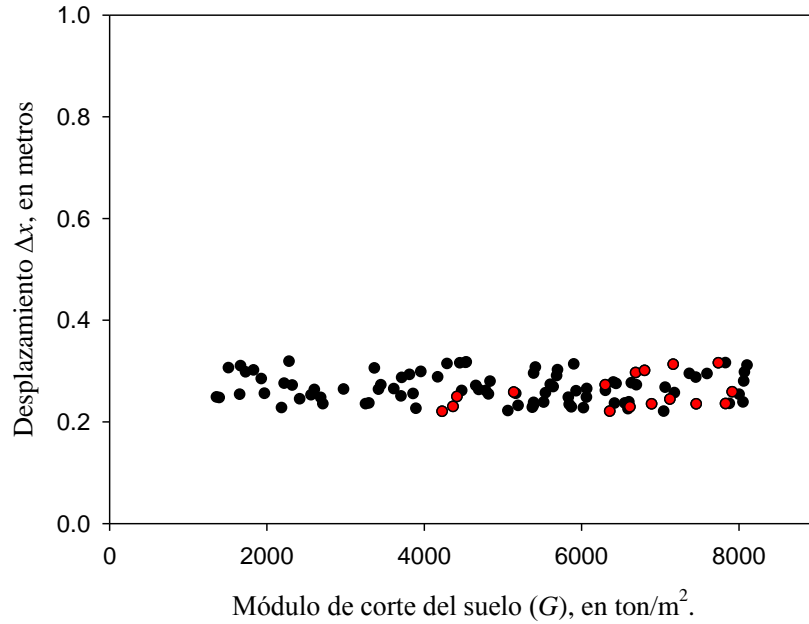


Figura 6.17 Módulo de corte del suelo contra los desplazamientos en la dirección x . Modelos con rigidez del suelo distribuida. Pilas rectangulares

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

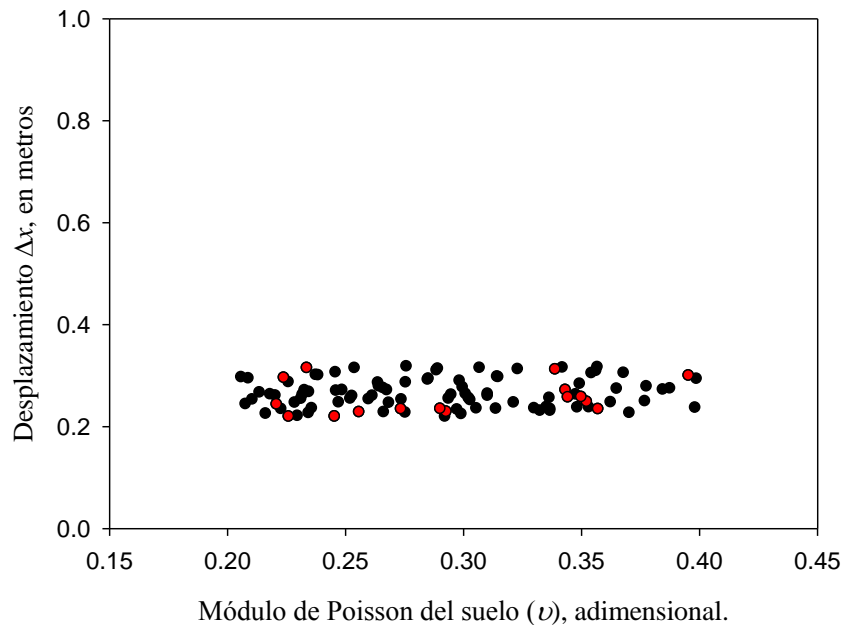


Figura 6.18 Módulo de Poisson contra los desplazamientos en la dirección x . Modelos con rigidez del suelo distribuida. Pilas rectangulares

En la figura 6.13 es claro notar que existe una concentración de desplazamientos para velocidades menores a 4 m/s y que se encuentran en color negro. Todos los valores de desplazamientos son menores a 40 cm. Por otro lado, los valores de color rojo (figura 6.13) de velocidades que superan los 4 m/s y que generan resultados válidos involucran pilas cimentadas sobre suelos con módulos de corte por arriba de 4000 ton/m². Además, de las gráficas anteriores, es posible notar que existe únicamente un parámetro que permite visualizar claramente su influencia con respecto a los resultados obtenidos, tal es el caso del ancho de la pila; lo mismo sucede para los demás tipos de pilas en estudio. Para los demás parámetros existe una gran dispersión.

Ahora bien, en pilas rectangulares, para velocidades mayores a 2.2 m/s las profundidades de socavación comienzan a ser muy grandes, al grado de que se registran valores que pueden conducir al colapso de las pilas. Esto se ve reflejado cuando se visualiza la gráfica de la velocidad contra la socavación total (figura 6.19), donde se observa un cambio notable en la socavación total a partir de velocidades de 2.2 m/s (en color rojo, los modelos válidos con un factor de seguridad mayor o igual a 1). Para velocidades mayores a este valor, tiene efecto la componente de la socavación de la cimentación, debido al cambio del ancho de la pila al ancho de la cimentación, y además, toma mayor influencia la socavación por contracción. Debe tenerse en cuenta que, el valor límite de 2.2 m/s corresponde únicamente a alturas totales de pila de 12.5 m. y una relación de profundidad de desplante de pila con respecto a la altura total (ρ) de 0.3. Para evaluar las velocidades críticas para las cuales la componente de la socavación debida a la cimentación afecta a la socavación total en pilas rectangulares, se realizó una

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

variación entre la relación de la porción de la pila que se encuentra enterrada y la altura total de la pila, para distintas alturas totales de pilas. Esta relación se identifica mediante el símbolo ρ y se encuentra definida de mejor forma con la figura 6.20. La figura 6.21 representa la variación de la relación ρ para distintas alturas de pilas rectangulares.

La figura 6.21 es útil para poder identificar mediante la geometría de las pilas, las velocidades críticas a las cuales se genera la componente de la cimentación en la socavación y se producen socavaciones y desplazamientos más grandes, condicionantes de falla. Por ello, es necesario también verificar el comportamiento de distintas geometrías de sección transversal de pilas. Por ejemplo, en las figuras 6.22 a 6.26, se muestra la variación de la velocidad crítica para distintas alturas, secciones transversales de pilas y relaciones ρ . En estas gráficas se puede notar que, para cualquier altura de pila, las secciones con tajamar triangular son más convenientes puesto que necesitan una velocidad de la corriente mayor, para que la componente de la cimentación y la socavación por contracción generen su mayor efecto y por lo tanto, se produzca una pérdida de suelo considerable bajo la cimentación. También, puede notarse que, para cualquier valor de H (altura total de pila), las pilas circulares producen las condiciones más desfavorables, puesto que se necesitan velocidades de la corriente menores que para los otros tipos de geometría. Esto se debe al criterio de comparación de pilas que se desarrolló para formular el análisis paramétrico, en el cual, se igualaron las áreas de la sección trasversal de las pilas circulares, con tajamar triangular y grupos de circulares con respecto a las pilas rectangulares, como se mencionó en el capítulo 4. Con base en esto, los diámetros de las pilas circulares resultan mayores que los anchos de las otras geometrías con lo que siempre se producen condiciones con mayores profundidades de socavación.

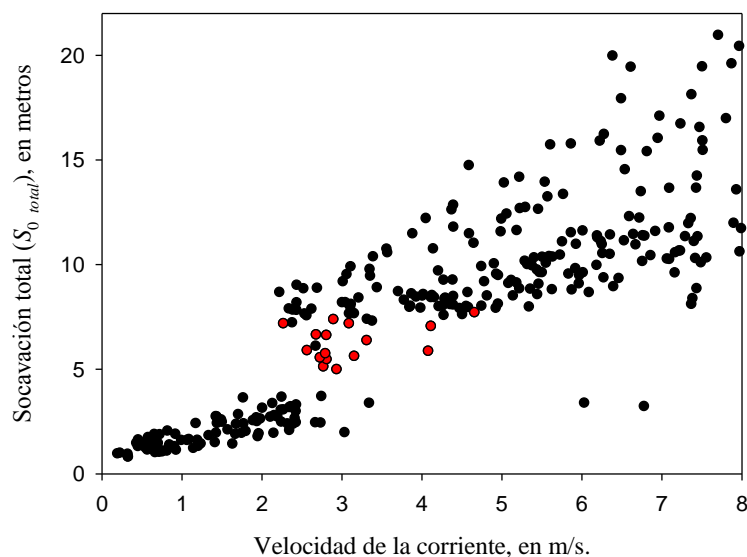


Figura 6.19 Velocidad de la corriente contra la socavación total. Pilas rectangulares

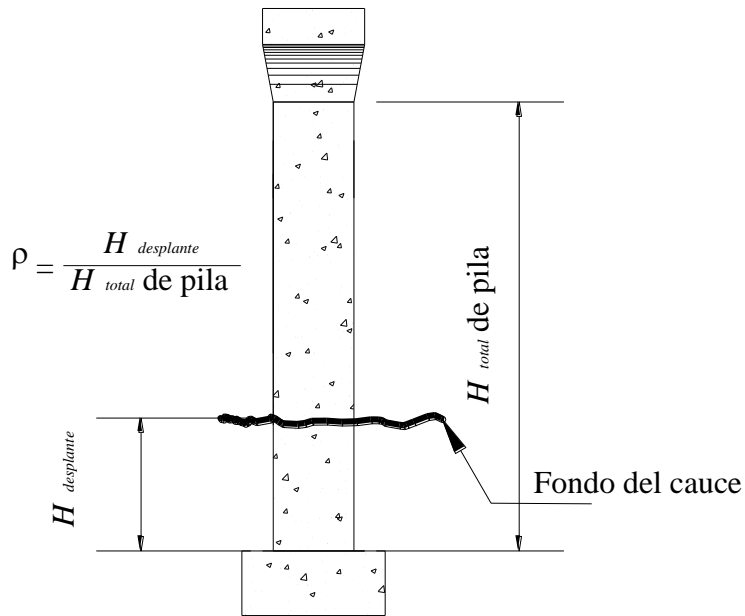


Figura 6.20 Definición de la relación ρ

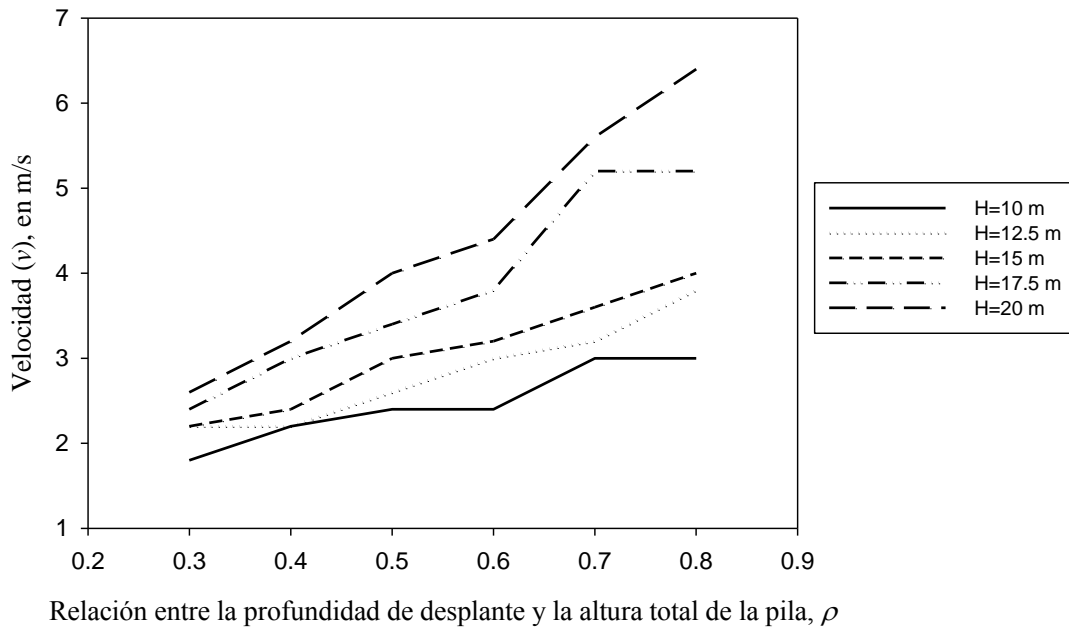


Figura 6.21 Relación de la profundidad de la pila contra la velocidad crítica a la que se genera la componente de socavación de la cimentación. Pilas rectangulares

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

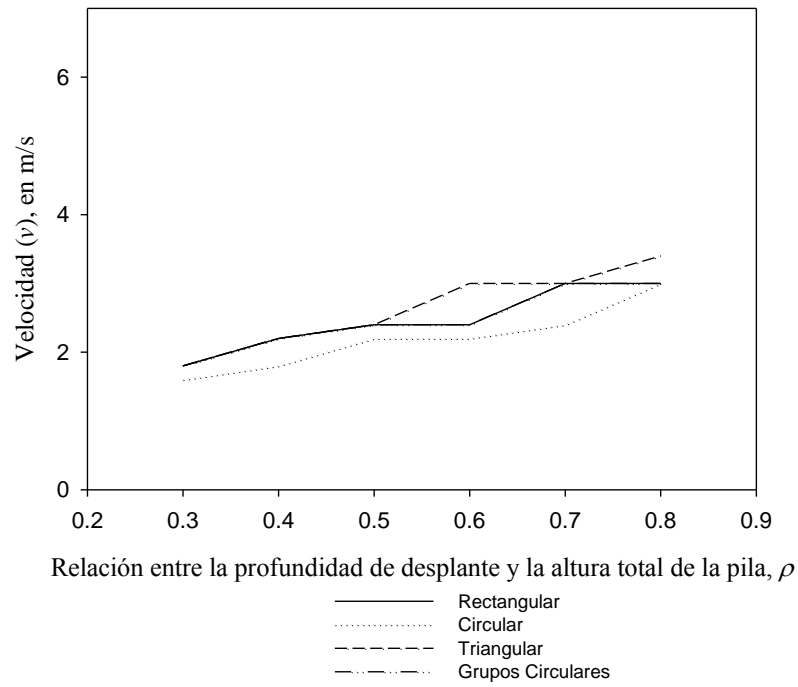


Figura 6.22 Relación de profundidad de pila contra la velocidad crítica de la corriente. Altura de pila $H=10$ m.

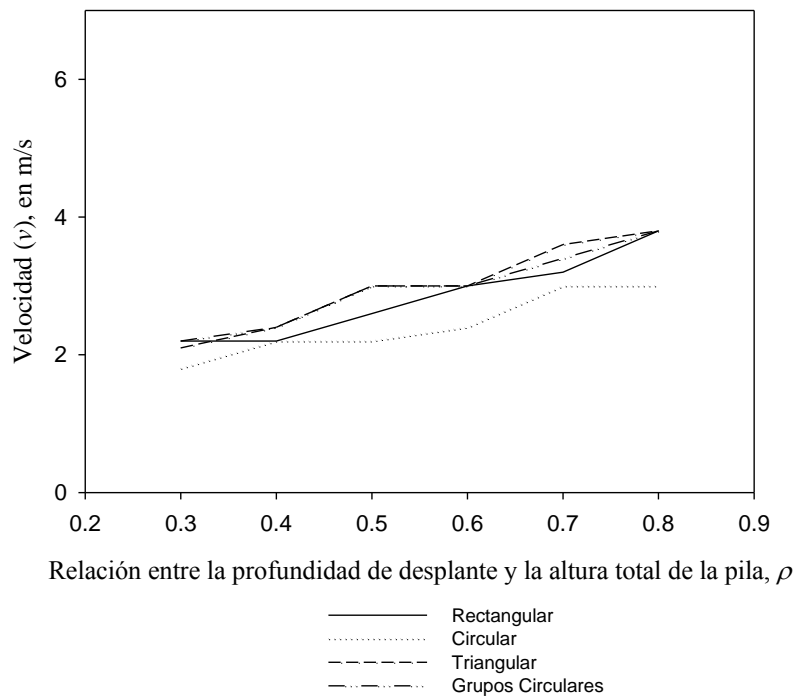


Figura 6.23 Relación de profundidad de pila contra la velocidad crítica de la corriente. Altura de pila $H=12.5$ m.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

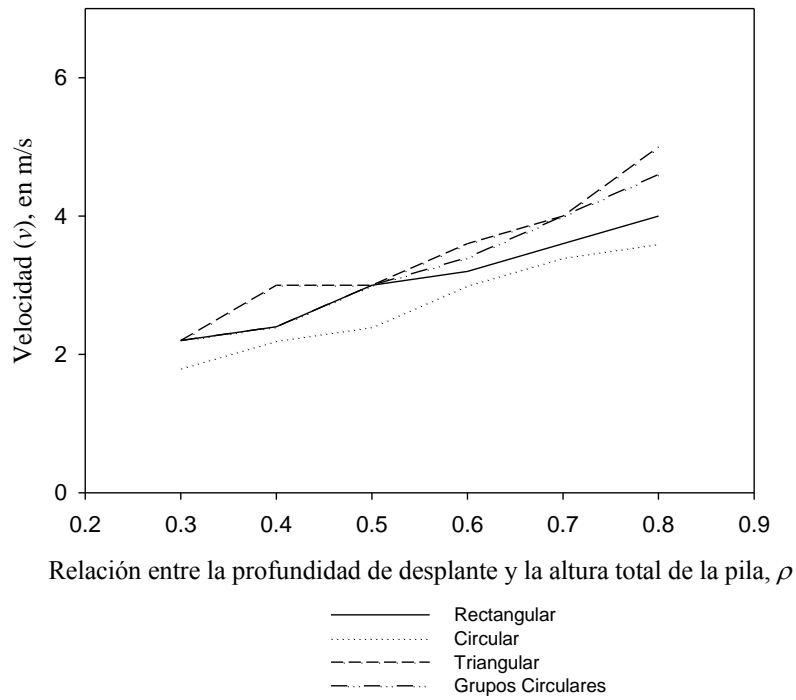


Figura 6.24 Relación de profundidad de pila contra la velocidad crítica de la corriente. Altura de pila $H=15$ m

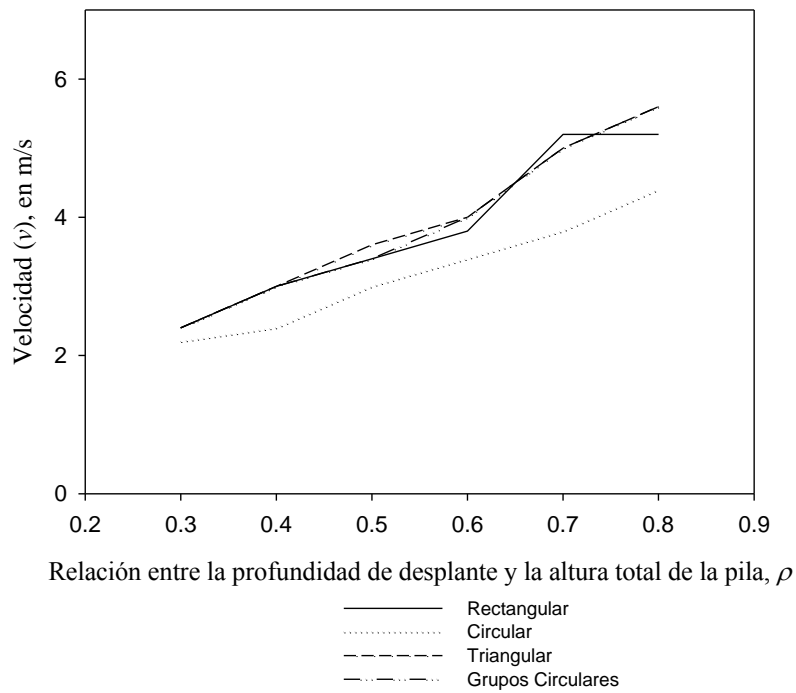


Figura 6.25 Relación de profundidad de pila contra la velocidad crítica de la corriente. Altura de pila $H=17.5$ m

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

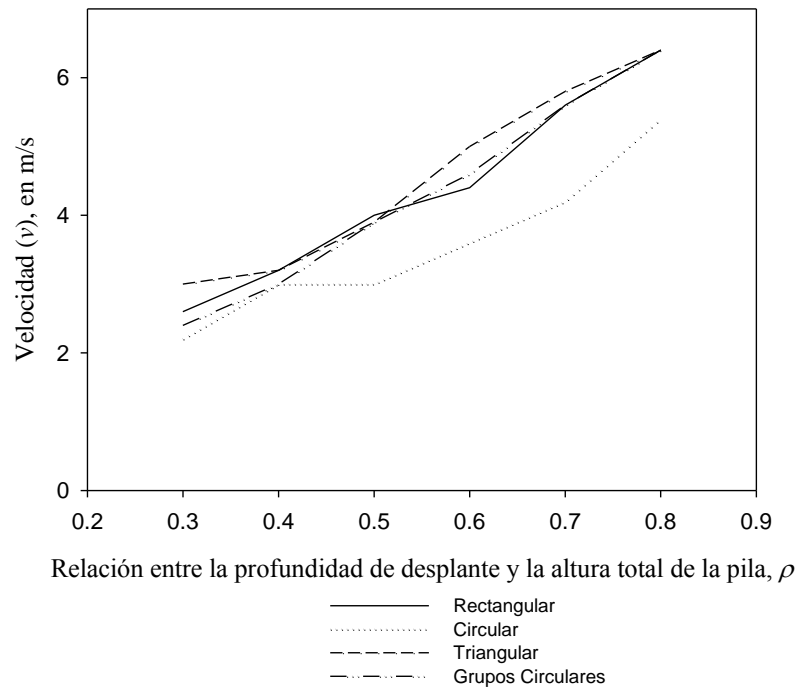


Figura 6.26 Relación de profundidad de pila contra la velocidad crítica de la corriente. Altura de pila $H=20$ m

De la figura 6.21 se puede notar que mientras la cimentación de la pila se encuentre desplantada a mayores profundidades, la velocidad para tomar en cuenta la componente de socavación de la cimentación es mayor, lo cual es lógico. La figura 6.21 es válida únicamente para pilas rectangulares. Las gráficas para las demás geometrías de pila se encuentran en el anexo C y se puede observar el mismo comportamiento. Por otro lado, de las figuras 6.22 a 6.26 se observa que independientemente de la altura de la pila, las pilas con tajamar triangular son menos vulnerables a la magnificación de la socavación por el cambio en la sección de la cimentación. Por el contrario, las pilas circulares son más vulnerables puesto que soportan valores más bajos de velocidades para una misma relación ρ que las demás geometrías.

Retomando el tema del comportamiento de los desplazamientos con respecto a la velocidad, se puede notar que para los modelos de rigidez del suelo distribuida se obtienen resultados congruentes, puesto que para valores de grandes velocidades se obtiene el menor número de casos, es decir, casi todos los modelos quedaron descartados de acuerdo a su factor de seguridad por momento de volteo y capacidad de carga. El análisis comparativo entre las longitudes de apoyo que proporcionan las ecuaciones 6.1 y 6.2 de la SCT (2001), debe realizarse con los desplazamientos en la

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

dirección y , puesto que en esa dirección se localiza la longitud LA en las pilas. La comparación se realiza a través de las figuras 6.27 a 6.23.

Las longitudes de apoyo provistas por la SCT (2001) son:

$$LA = (20 + 0.17(16\text{ m}) + 0.67(8.8\text{ m})) = 0.2862\text{ m} \quad \text{para estructuras tipo B}$$

$$LA = (30 + 0.25(16\text{ m}) + (8.8\text{ m})) = 0.4280\text{ m} \quad \text{para estructuras tipo A}$$

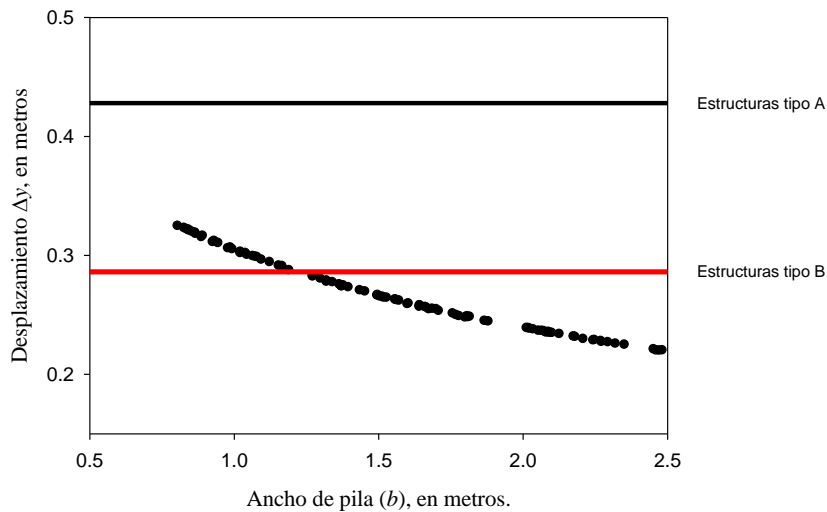


Figura 6.27 Comparación entre los desplazamientos generados en la dirección y y la longitud de apoyo de la SCT (2001) con respecto al Ancho de la pila. Pilas rectangulares

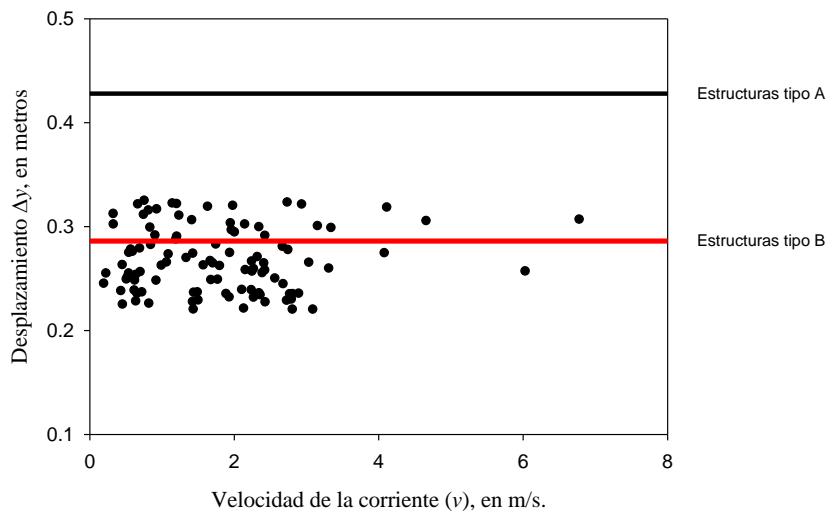


Figura 6.28 Comparación entre los desplazamientos generados en la dirección y y la longitud de apoyo de la SCT (2001) con respecto a la Velocidad de la corriente. Pilas rectangulares

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

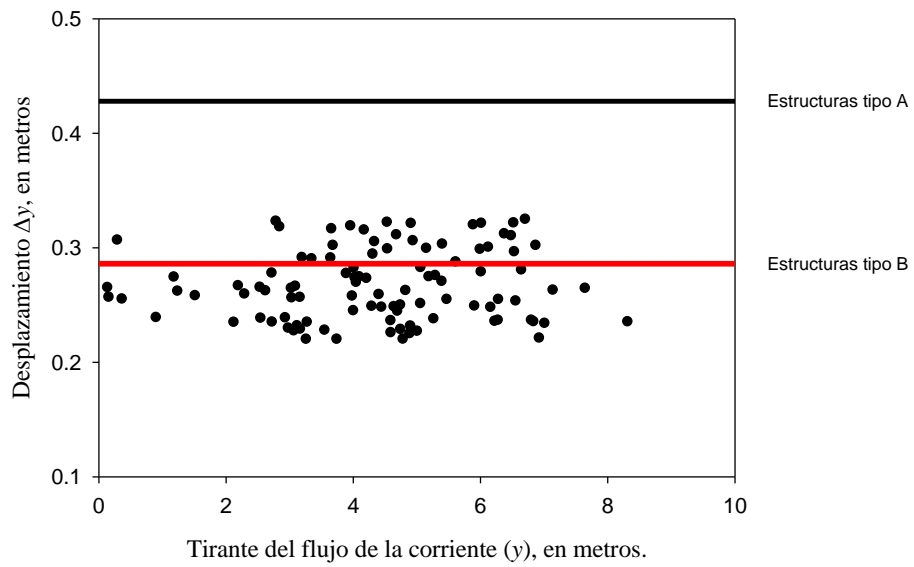


Figura 6.29 Comparación entre los desplazamientos generados en la dirección y la longitud de apoyo de la SCT (2001) con respecto al Tirante del flujo. Pilas rectangulares

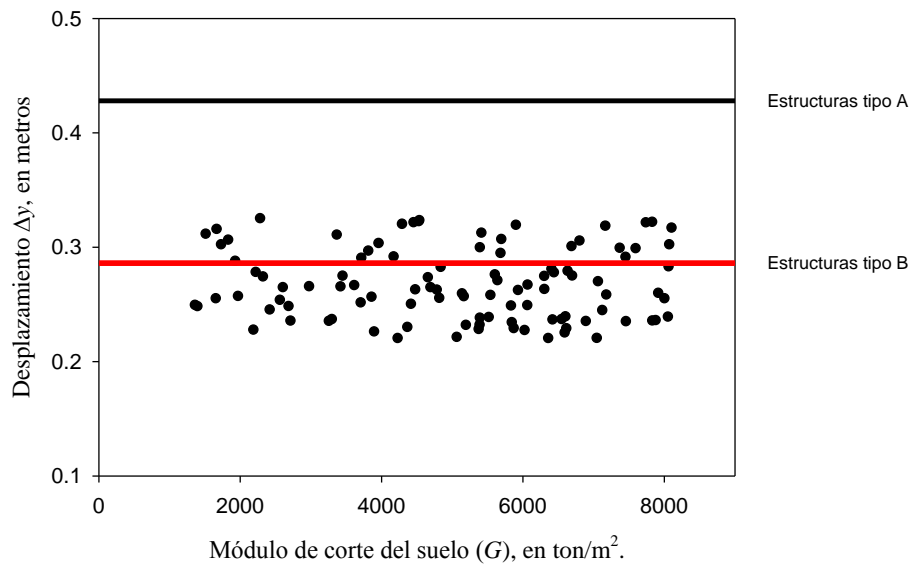


Figura 6.30 Comparación entre los desplazamientos generados en la dirección y la longitud de apoyo de la SCT (2001) con respecto al Módulo de corte del suelo. Pilas rectangulares

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

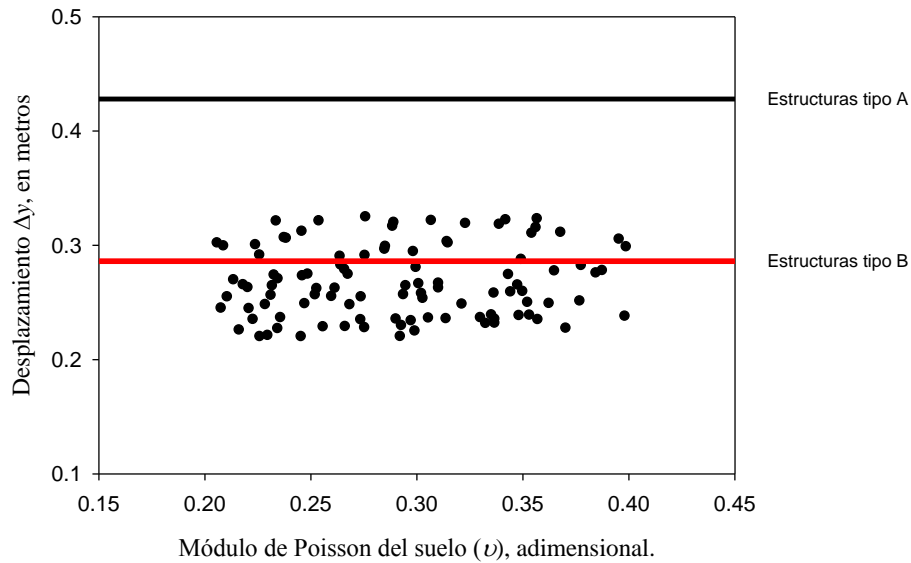


Figura 6.31 Comparación entre los desplazamientos generados en la dirección y y la longitud de apoyo de la SCT (2001) con respecto al Módulo de Poisson del suelo. Pilas rectangulares

La condición de falla presentada se refiere a la longitud de apoyo que debe proporcionarse a lo largo de toda la estructura. Las expresiones contenidas en las recomendaciones mexicanas están en función únicamente de tres parámetros importantes: la altura de la pila (H), la longitud del claro de superestructura (L) y el ángulo de esviaje (α). Para estructuras ubicadas en carreteras tipo A, se puede notar en las figuras 6.27 a 6.31 que las expresiones referidas en las recomendaciones mexicanas, dan una buena valoración de la longitud de apoyo ya que ningún caso, incluidos los extremos, sobrepasa el límite establecido.

Por otro lado, de acuerdo con este estudio, únicamente el ancho de la pila (b) puede tener influencia, con una tendencia regularmente marcada en el desplazamiento máximo generado. Hablando concretamente de los resultados presentados en las figuras 6.27 a 6.31, para carreteras tipo B, el 29.4% de los resultados recaen en una longitud mayor que la especificada en el código mexicano. En estas figuras también se observa que los valores de desplazamientos se encuentran entre 0.20 y 0.40 m para esta dirección de análisis (dirección y). Además, para los distintos tipos de pila considerados en el análisis paramétrico se obtuvo cierta variación con respecto a la cantidad de casos que sobrepasan la longitud de apoyo provista por la SCT en carreteras tipo B, como se muestra en la figura 6.32. Sin embargo, debe considerarse que el número de modelos válidos, con los que se obtuvo la figura 6.32 son: 109 en pilas rectangulares, 94 en pilas circulares, 107 en grupos de pilas circulares y 112 en pilas con tajamar triangular. En esta misma figura se observa que las pilas con tajamar triangular son menos vulnerables ante esta condición de falla puesto que les corresponde el porcentaje menor de casos que sobrepasan la longitud de apoyo, con el mayor número de modelos válidos.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

De igual forma, se realizaron gráficas de parámetros de análisis versus los periodos T_1 y T_2 (figuras 6.34 a 6.43) en aire. Bajo condiciones en las cuales la socavación no produce pérdida considerable de suelo bajo la base de la cimentación (figura 6.33), el periodo T_1 corresponde a la vibración del eje corto de la pila (periodo en dirección del eje y), mientras que el periodo T_2 corresponde a la vibración del eje largo de la pila (vibración en dirección del eje x). Para las condiciones en las que la socavación total produce pérdida de suelo bajo la cimentación, de tal manera que la mitad o más del suelo de soporte es erosionado, entonces el periodo dominante (T_1) corresponde a la vibración en el eje x mostrado en la figura 6.33 y el periodo T_2 corresponde a la vibración en el eje y de la pila, en forma contraria a la representada en esa misma figura.

De las graficas de periodos puede concluirse que, tanto la velocidad de la corriente (v) y el módulo de corte del suelo (G) tienen una influencia directa, tanto en los desplazamientos producidos como en el periodo de las pilas en las dos direcciones principales. Para las velocidades más grandes y módulos de corte bajos, se producen periodos mayores. Además, para los demás parámetros como la velocidad, el tirante y el módulo de Poisson existen una gran dispersión con lo que no puede establecerse una relación directa. Sin embargo, para el caso de la velocidad, se observa nuevamente que la mayoría de los periodos válidos se concentran en velocidades menores a 4 m/s.

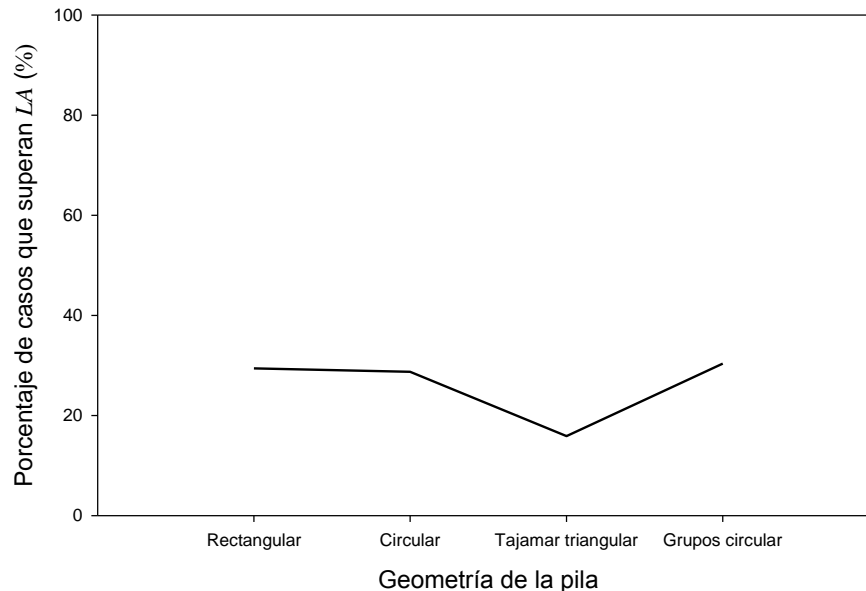


Figura 6.32 Variación de porcentajes de falla debido a la longitud de apoyo provista por la SCT

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

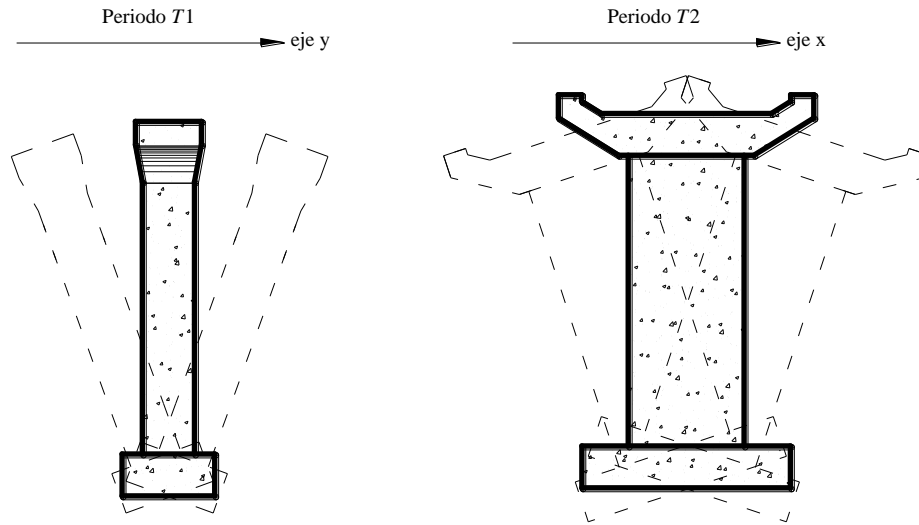


Figura 6.33 Periodos en aire para condiciones que no generan pérdida de soporte de la cimentación por socavación

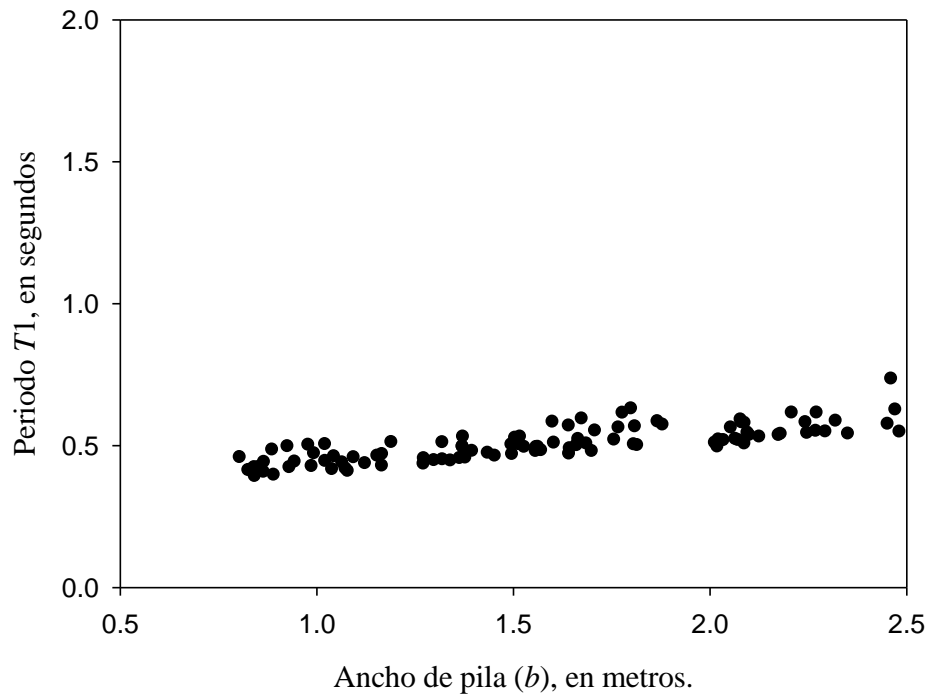


Figura 6.34 Ancho de pila vs periodo T_1 en aire

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

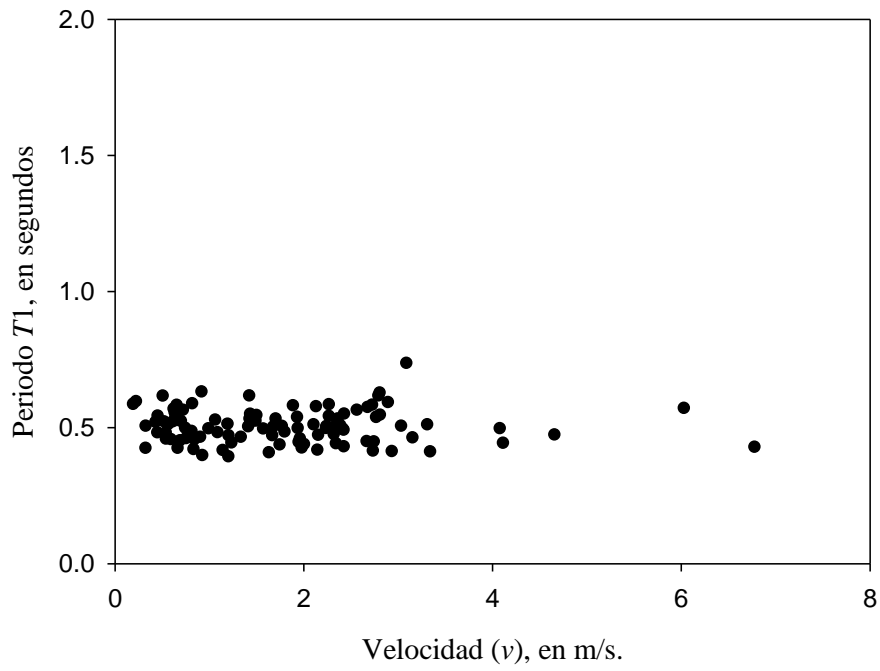


Figura 6.35 Velocidad de la corriente contra el periodo T_1 en aire

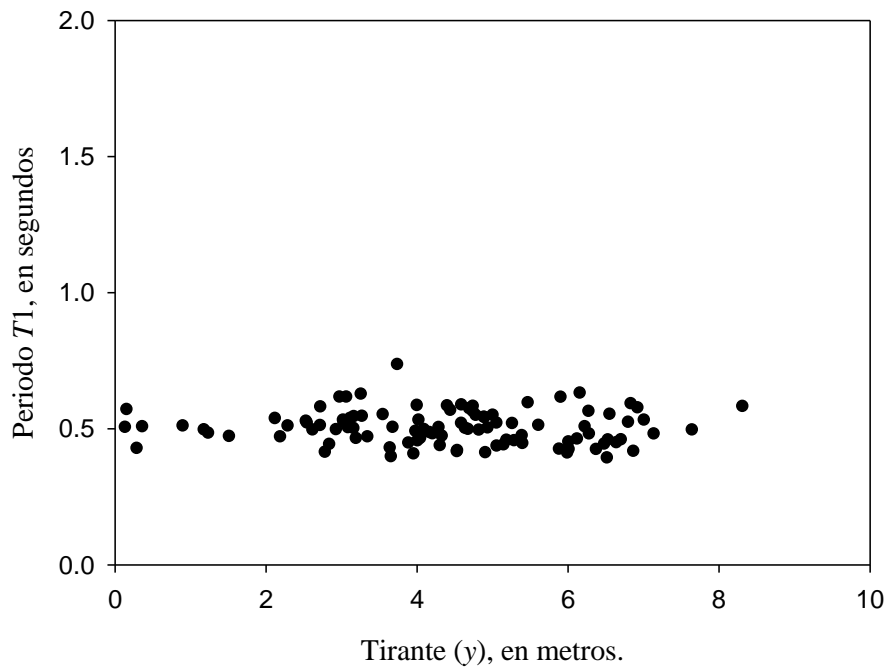


Figura 6.36 Tirante del flujo contra el periodo T_1 en aire

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

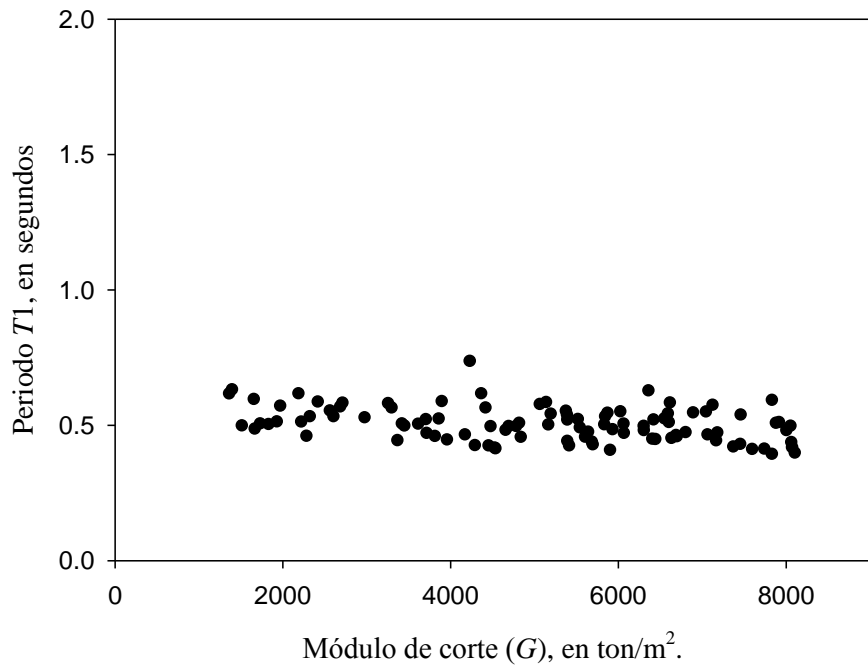


Figura 6.37 Módulo de corte del suelo contra el periodo T_1 en aire

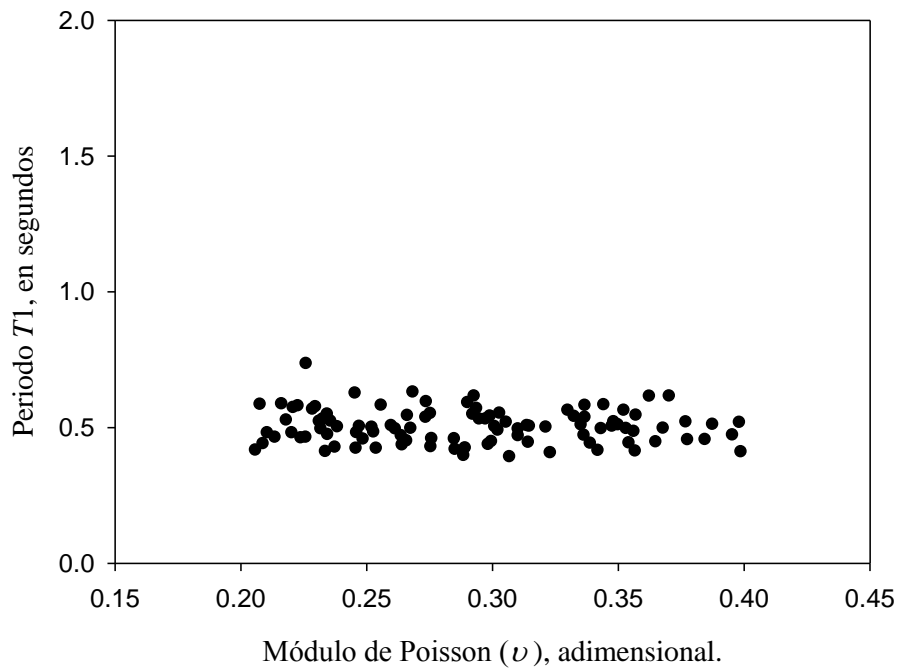


Figura 6.38 Módulo de Poisson del suelo contra el periodo T_1 en aire

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

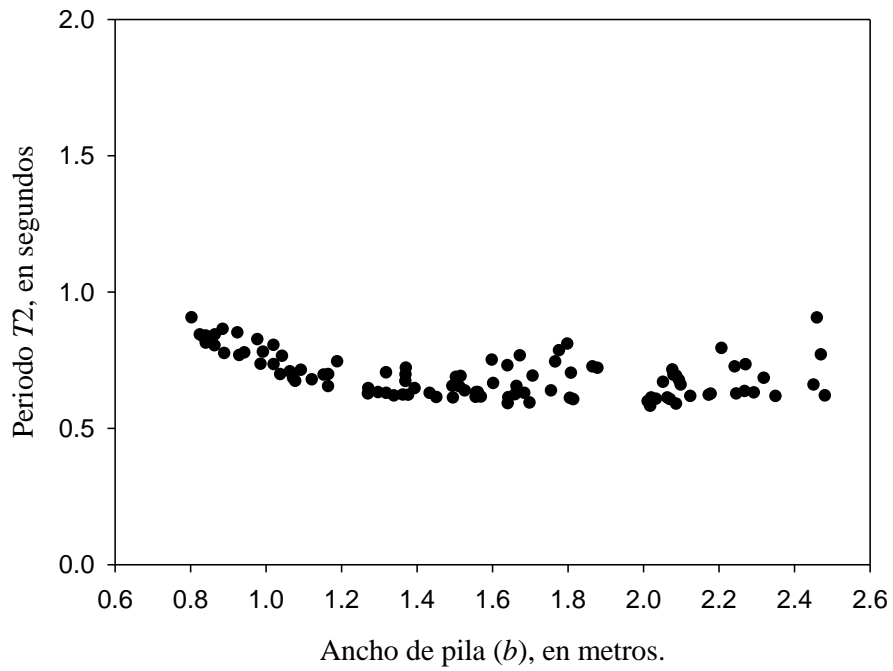


Figura 6.39 Ancho de pila contra el periodo T2 en aire

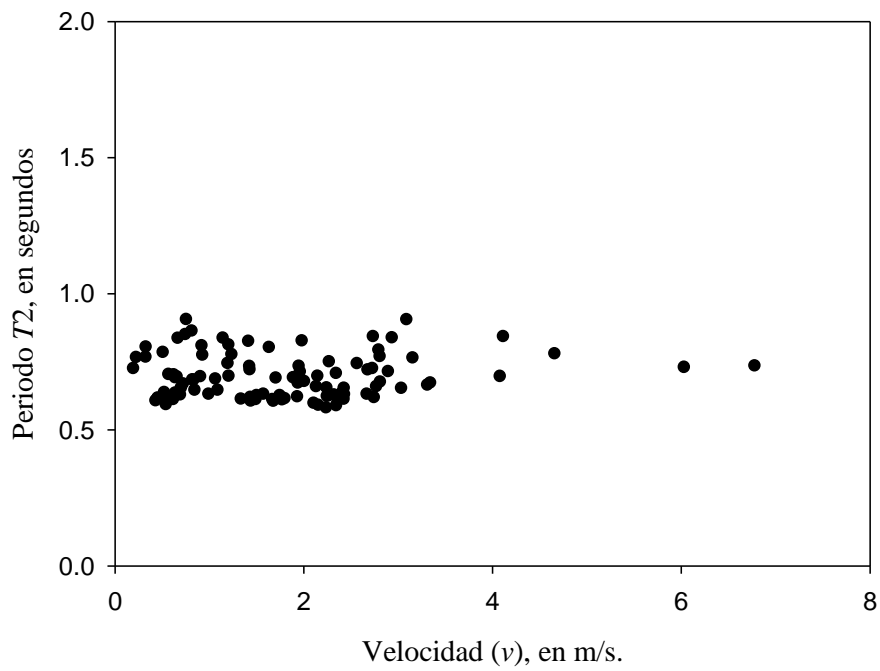


Figura 6.40 Velocidad de la corriente contra el periodo T2 en aire

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

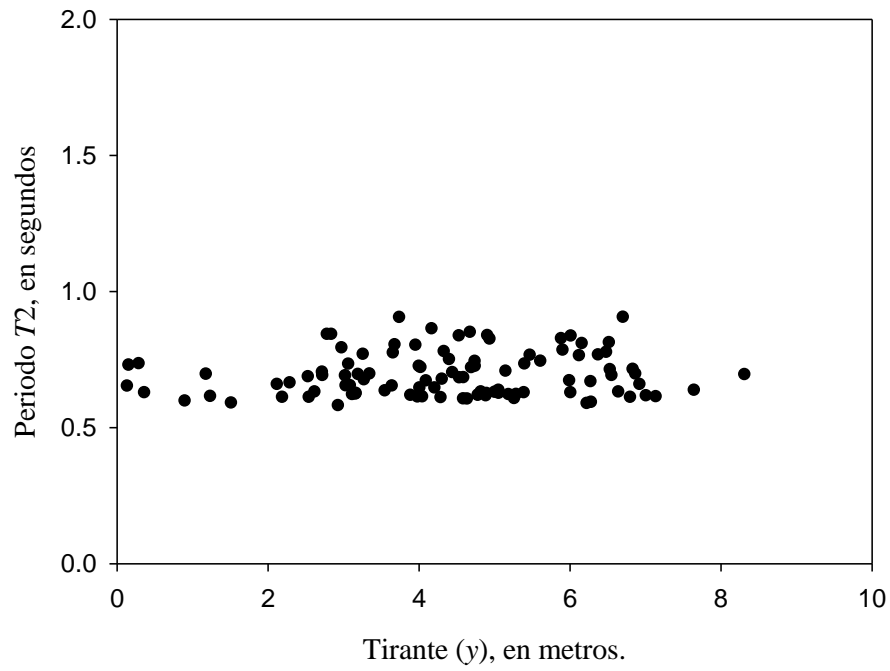


Figura 6.41 Tirante de la corriente contra el periodo T_2 en aire

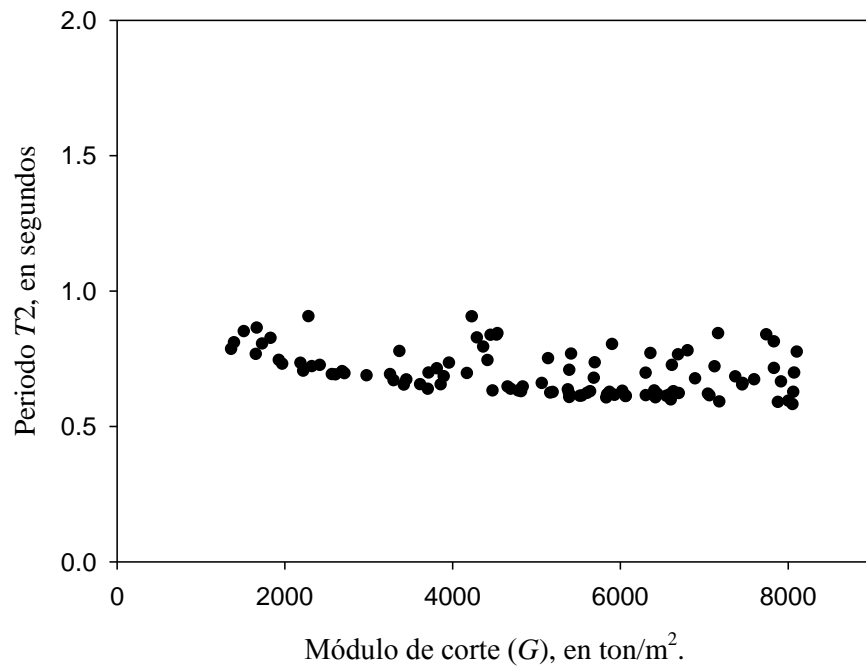


Figura 6.42 Módulo de corte del suelo con respecto al periodo T_2 en aire

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

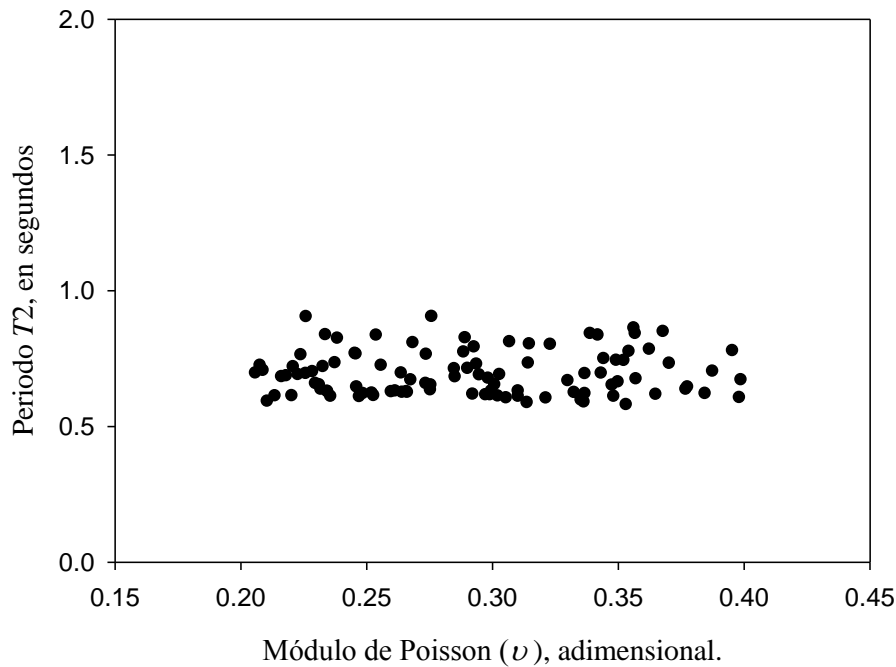


Figura 6.43 Módulo de Poisson del suelo con respecto al periodo T2 en aire

6.3 Condición de falla asociada a la relación de esbeltez

Cuando la sección transversal de un miembro a compresión es pequeña en comparación con su longitud, se dice que el elemento es esbelto (Tonias, 1995). Para decidir si un elemento es esbelto o no, es necesario evaluar su relación de esbeltez que está definida por:

$$\frac{kL_u}{r} \tag{6.3}$$

donde k , es el factor de la longitud efectiva para elementos a compresión; L_u , es la longitud no soportada del elemento y r , es el radio de giro

Cuando se habla de la longitud efectiva de una columna se está refiriendo al producto de kL_u . El factor de longitud efectiva es la relación que existe entre la longitud efectiva de una columna idealizada con ambos extremos articulados con respecto a la longitud efectiva de una columna con varias condiciones en los extremos. Dicho de otra manera, el producto kL_u representa la longitud entre los puntos de inflexión de una columna pandeada

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Esta condición no representa la falla de las pilas, puesto que el hecho de que se sobrepase la relación de esbeltez, no quiere decir que la pila se pueda pandear ante las condiciones de carga dadas. Para esto habría que obtener la carga crítica y compararla con valores permisibles. Pero es interesante verificar la variación de la relación de esbeltez conforme se va produciendo la socavación de las pilas.

La variación de la relación de esbeltez presentada en las figuras 6.44 a 6.48 es únicamente para las pilas rectangulares. En la etiqueta de leyenda de las figuras, se presentan los datos ordenados como: “Velocidad de la corriente vs ρ - altura total de pila”. En estas mismas figuras es interesante notar la variación de las velocidades necesarias para alcanzar la relación de esbeltez máxima en pilas rectangulares. Así, mientras que para una altura total de pila de 10 m con una relación $\rho = 0.8$, la velocidad a la cual se alcanzan las relaciones de esbeltez máximas es de aproximadamente 3 m/s, para alturas de pila de 20 m se necesitan velocidades de aproximadamente 5.8 m/s con ese mismo valor de ρ .

Por otro lado, Tonnias (1995) establece que la relación de esbeltez máxima que se puede producir en una pila es de 22, valor máximo para el cual se pueden despreciar los efectos de esbeltez para miembros que no se encuentran restringidos al giro en ambos extremos, por lo que al realizar la comparación de esta condición de falla, se obtiene la gráfica de la figura 6.49. Con ella, es posible notar que en condiciones iniciales, el 52.3% de los casos sobrepasa el límite de la relación de esbeltez. Sin embargo, una vez ocurrida la socavación para cada condición de flujo dada, el 79.8% de los casos sobrepasaron el límite de la relación de esbeltez. La gráfica 6.49 es exclusiva de pilas rectangulares con una altura total de 12.5 m. la cual fue el modelo principal de estudio en el análisis paramétrico.

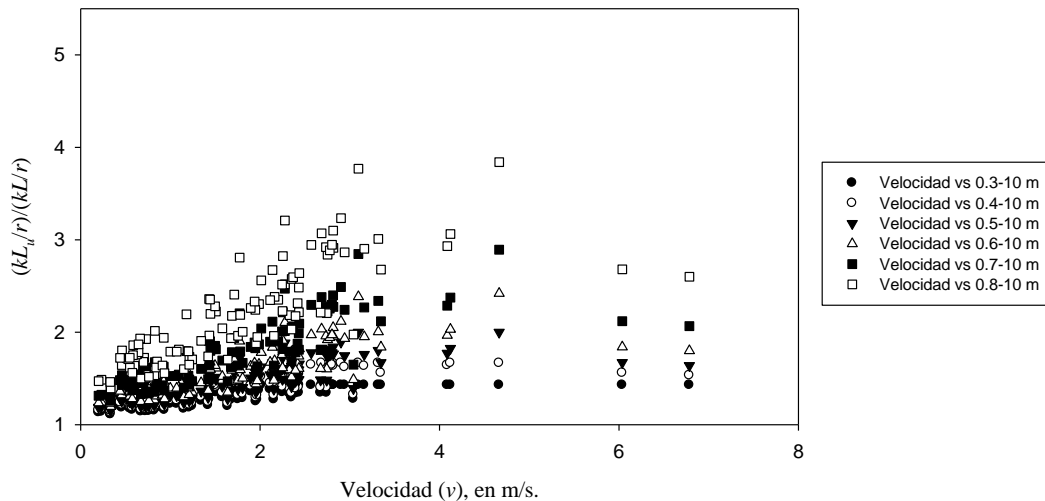


Figura 6.44 Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=10$ m. Pilas rectangulares

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

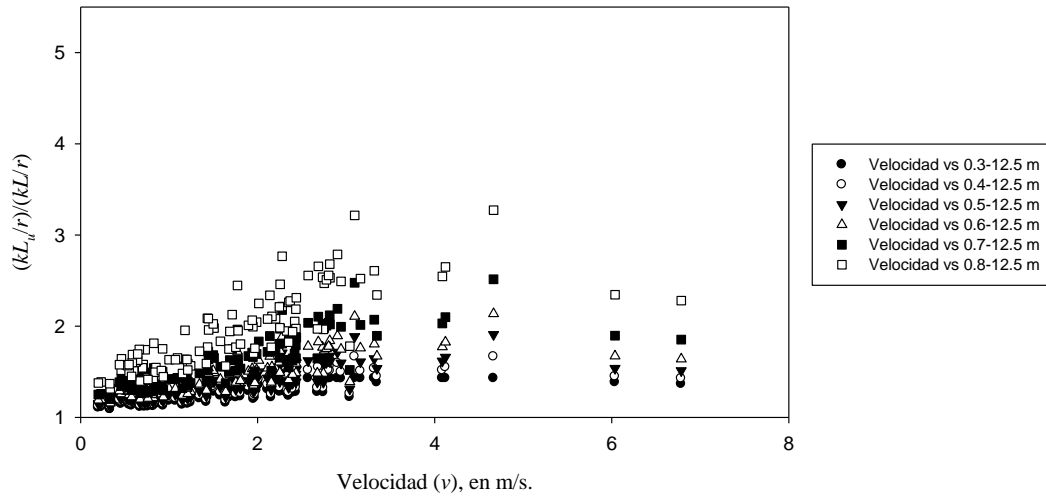


Figura 6.45 Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=12.5$ m. Pilas rectangulares

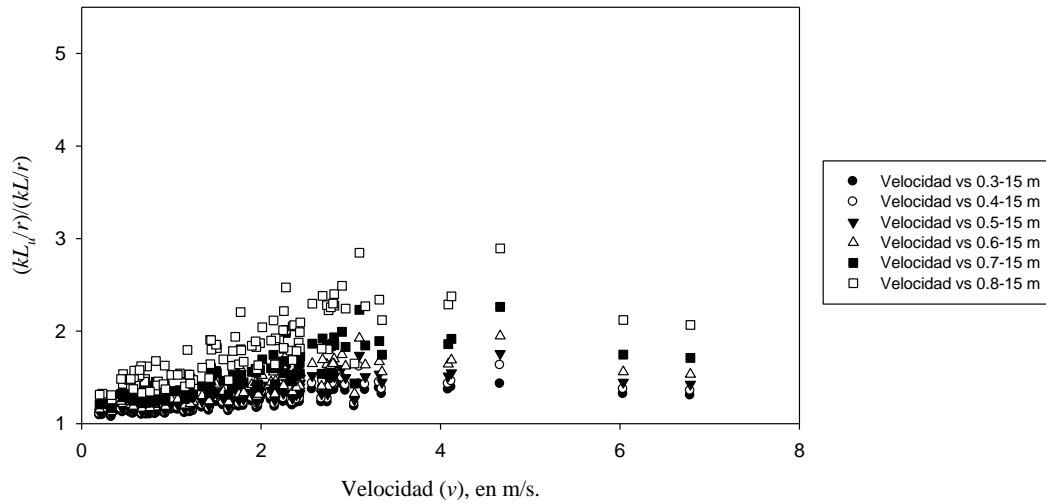


Figura 6.46 Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=15$ m. Pilas rectangulares

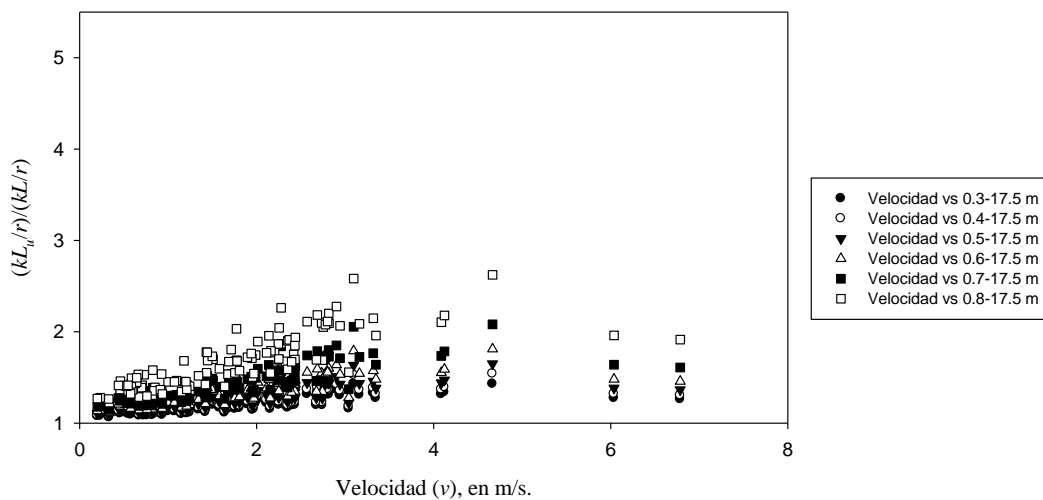


Figura 6.47 Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=17.5$ m. Pilas rectangulares

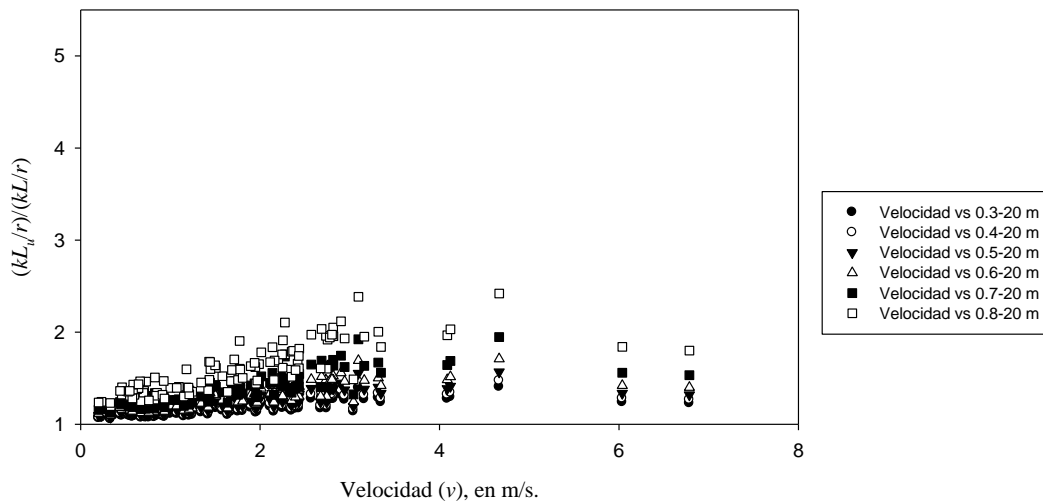


Figura 6.48 Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=20$ m. Pilas rectangulares

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

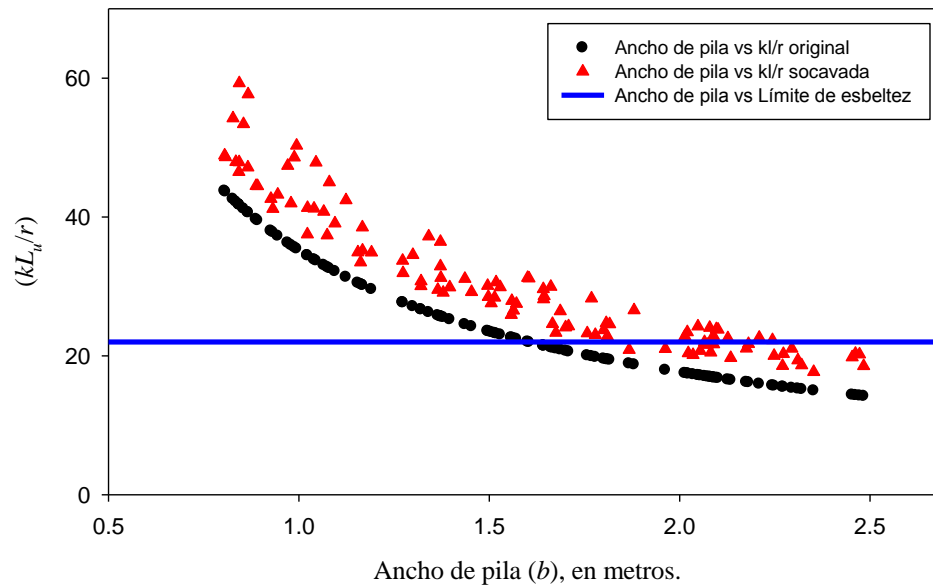


Figura 6.49 Comparación de la relación de esbeltez contra el límite establecido por Tonia (2005).

Las condiciones presentadas en este capítulo se propusieron considerando los posibles procesos de falla o colapso de un puente que está expuesto a los estragos producidos por las avenidas extraordinarias. Además, se están involucrando resultados de pilas únicas por lo que es conveniente realizar el mismo procedimiento y la misma forma de evaluación en sistemas de puentes para verificar que se puedan tomar consideraciones generales. Para el caso de las velocidades críticas para las cuales se producen las socavaciones mayores, es posible obtener medidas de condiciones de vulnerabilidad que tomen como dato de entrada el registro de precipitaciones en la región para obtener el gasto hidráulico y con ello, las velocidades que se producen en la sección del cauce por donde pasa el puente y poder así, establecer si se alcanzaron las velocidades críticas que producen pérdida de suelo de soporte. La evaluación de las condiciones de falla presentadas, se realizaron para cuatro geometrías de pilas diferentes: a) pilas rectangulares, b) pilas circulares, c) pilas con tajamar triangular y d) grupos de tres pilas circulares por eje. Debido a los alcances de este trabajo, no se han podido realizar modelos de puentes completos. Aunque existe poca información referente a la estabilidad estructural de un puente carretero ante socavación, es de absoluta necesidad idear simplificaciones que permitan establecer un método de evaluación preliminar de vulnerabilidad.

7. CONCLUSIONES

En este trabajo se muestra el análisis paramétrico de pilas de puentes con diferentes geometrías y variaciones en el cauce y en las propiedades del suelo de sustento. Los análisis realizados consideran un comportamiento estático donde se evalúan las fuerzas actuantes y resistentes. Entre las fuerzas actuantes se considera la presión hidrodinámica, la subpresión, viento sobre pila y superestructura y el peso propio de superestructura. El suelo se modeló a través de un comportamiento lineal, utilizando resortes equivalentes del terreno cuyas rigideces se obtuvieron de acuerdo a las expresiones desarrolladas por Gazetas (1991). Fue necesario realizar un análisis de los factores de seguridad con el fin de identificar modelos con resultados válidos.

La primera conclusión que se desprende de este trabajo, es que el estudio de la socavación en puentes debe ser multidisciplinario. El proceso debe tener en cuenta la contribución del suelo, la cimentación, el agua y la estructura misma. El complemento entre las opiniones de especialistas en estructuras, suelos, comportamiento del agua, efectos de interacción, viento, etc., puede mejorar el comportamiento de puentes ante el problema de socavación.

Por otra parte, es importante incrementar los estudios de campo de este problema, ya que hay poca correlación entre varias expresiones matemáticas propuestas para describir ciertas relaciones, como en la estimación de la profundidad de socavación, y el fenómeno físico en sí. También es importante incrementar las mediciones de las elevaciones máximas del agua en diferentes partes del país, para tener una mejor evaluación del problema en el momento de proyectar un puente.

De los resultados obtenidos se pueden descartar los siguientes comentarios finales:

- A partir de los resultados de estudios paramétricos se definieron condiciones de falla por capacidad de carga y momento de volteo. En ambos se definen fuerzas actuantes y resistentes para diferentes porcentajes de pérdida de suelo por socavación. En el primero se evalúa si el suelo de sustento es capaz de resistir las fuerzas actuantes y en el segundo se estima la diferencia entre momento resistente y actuante. De los resultados obtenidos se observa:
 - Los factores de seguridad generalmente son mayores en evaluaciones de capacidad de carga que en momento de volteo, esto es, la estructura es más susceptible a problemas por momento de volteo.
 - Tanto los factores de seguridad por capacidad de carga como de momento de volteo suelen ser menores a uno (lo que indica posible falla), en arenas limosas. Esto muestra que las cimentaciones superficiales serían prohibitivas en puentes sobre este tipo de suelo. Aunque esto parece obvio,

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

se han presentado casos reales de puentes sobre arenas limosas donde se han propuesto cimentaciones superficiales y después de registrar problemas por socavación se han incluido pilotes.

- A mayor ancho de las pilas, mayor socavación, mayor peso y menores factores de seguridad
- Los mayores factores de seguridad obtenidos alrededor de tres, se presentan para arena y grava densa y para los menores anchos de pilas.
- Conforme se incrementa el porcentaje de suelo perdido por socavación, los factores de seguridad son menores. Por ejemplo, para suelos tipo arena y grava densa y anchos de pila de 80 cm, el factor de seguridad por momento de volteo sin pérdida de suelo por socavación es de 3.16, y menor a uno cuando se han eliminado seis o más filas de 50 cm de suelo en la cimentación. Se ha determinado que el porcentaje de pérdida de suelo para que las pilas fallen varía entre 11% y 29%. Las pilas menos vulnerables ante la pérdida de suelo son las pilas circulares mientras que las pilas que soportan la menor cantidad de pérdida de suelo son las pilas de grupos circulares. El menor porcentaje de suelo perdido es de 11.43% para pilas de grupos circulares con anchos de 2.40 m desplantados sobre arcilla arenosa.
- Para cada tipo de suelo se determinó el promedio de valores de la profundidad de socavación que generaba factores de seguridad 1, límite entre estados seguro e inseguro. Con los valores para tres tipos de suelo se determinaron líneas de tendencia; la de mejor ajuste es la logarítmica. Las constantes de dichas líneas de tendencia son similares para pilas con diferente sección transversal, aunque los valores de la profundidad de socavación con $F.S.=1$ son menores en pilas con tajamar triangular y mayores en elementos con sección transversal circular. Esto indica que mientras menor superficie expuesta de la pila a la circulación del cauce, menos problemas por socavación serán registrados. Entonces, puentes con tajamar triangular son menos vulnerables que puentes con sección circular. Esto ya se indica en reglamentos como el de la AASTHO, donde consideran factores por tipo de sección para evaluaciones simplificadas.
- Para las distintas geometrías de pila, existen valores de velocidad para las cuales la profundidad de socavación comienza a ser muy grande, al grado de que se registran condiciones que conducen al colapso. Se observa un cambio notable en la socavación total cuando tiene efecto la componente de la socavación de la cimentación, debido al cambio del ancho de la pila al ancho de la cimentación, y además, toma mayor influencia la socavación por contracción. Las pilas con tajamar triangular son menos vulnerables a la magnificación de la socavación por el cambio en la sección de la

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

cimentación. Por el contrario, las pilas circulares son más vulnerables puesto que soportan valores más bajos de velocidades para una misma relación ρ que las demás geometrías. Esto se debe al criterio de comparación de pilas que se desarrolló para formular el análisis paramétrico, en el cual, se igualaron las áreas de la sección transversal de las pilas circulares, con tajamar triangular y grupos de circulares con respecto a las pilas rectangulares. Con base en esto, los diámetros de las pilas circulares resultan mayores que los anchos de las otras geometrías con lo que siempre se producen condiciones con mayores profundidades de socavación.

- De la literatura se tomaron en cuenta esfuerzos admisibles de diseño de los suelos considerados. Para cada uno de los modelos se verificó si la capacidad de carga era mayor a estos esfuerzos admisibles. Se determinó que el 100%, 74.3%, 33% y 30.5% de los casos estudiados superaban el esfuerzo admisible en arenas limosas, arcillas arenosas, arenas y gravas sueltas y arenas y gravas densas, respectivamente en pilas rectangulares. Esto reitera que puentes sobre arenas limosas son más susceptibles al problema de socavación.
- Otra condición de falla evaluada es la pérdida de apoyo. Diferentes secciones del puente se apoyan en otras, en una longitud denominada longitud de apoyo. La SCT considera expresiones simplificadas para definir la longitud de apoyo mínima de diseño para diferentes tipos de estructuras en distintas zonas sísmicas de México. De los resultados se observa que existe una concentración de desplazamientos para velocidades menores a 4 m/s aproximadamente. Todos los valores de desplazamientos son menores a 40 cm. Por otro lado, los valores de velocidades que superan los 4 m/s y que generan resultados válidos involucran pilas cimentadas sobre suelos con módulos de corte por arriba de 4000 ton/m². Además, es posible notar que existe únicamente un parámetro que permite visualizar claramente su influencia con respecto a los resultados obtenidos, tal es el caso del ancho de la pila; lo mismo sucede para las demás geometrías de pilas en estudio. Para los demás parámetros existe una gran dispersión.
 - Para los distintos tipos de pila considerados en el análisis paramétrico se obtuvo cierta variación con respecto a la cantidad de casos que sobrepasan la longitud de apoyo provista por la SCT en carreteras tipo B, Sin embargo, debe considerarse que el número de modelos válidos son: 109 en pilas rectangulares, 94 en pilas circulares, 107 en grupos de pilas circulares y 112 en pilas con tajamar triangular. Se observó que las pilas con tajamar triangular son menos vulnerables ante esta condición de falla puesto que les corresponde el porcentaje menor de casos que sobrepasan la longitud de apoyo, con el mayor número de modelos válidos.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

- La condición referida a la relación de esbeltez no representa la falla de las pilas, puesto que el hecho de que se sobrepase dicha relación no quiere decir que la pila se pueda pandear ante las condiciones de carga dadas. Para esto habría que obtener la carga crítica y compararla con valores permisibles. Pero se verificó la variación de la relación de esbeltez conforme se va produciendo la socavación de las pilas. Para pilas rectangulares, en condiciones iniciales, el 52.3% de los casos sobrepasa el límite de la relación de esbeltez. Sin embargo, una vez ocurrida la socavación para cada condición de flujo dada, el 79.8% de los casos sobrepasaron el límite de la relación de esbeltez. En pilas circulares ningún caso sobrepasó el límite de esbeltez. En pilas con tajamar triangular, el 59.8% bajo condiciones iniciales y el 80.4% bajo condiciones de socavación. Para grupos de pilas circulares, el 29% y el 75.7% para condiciones iniciales y socavadas, respectivamente.

En resumen, la tabla 7.1 muestra las condiciones de falla y las pilas que son menos susceptibles ante los efectos de la socavación.

Tabla 7.1. Geometrías de pila con menor vulnerabilidad ante cada condición de falla

Condición de falla	Rectangular	Circular	Tajamar Triangular	Grupos Circulares
Factores de seguridad, $F.S.$		x		
Esfuerzo admisible, σ			x	
Componente de cimentación			x	
Longitud de apoyo, LA			x	
Relación de esbeltez		x		

Es claro que para evaluar la vulnerabilidad de puentes, y de acuerdo con los resultados de este trabajo, pueden utilizarse los parámetros: geometría de pila, ancho de pila, velocidad y tipo de suelo. Una vez que se selecciona los parámetros se puede conformar la metodología para el procedimiento de evaluación de vulnerabilidad proporcionando índices a cada parámetro de acuerdo con su influencia para aumentar o disminuir el grado de susceptibilidad ante la socavación. Sin embargo, no se ha propuesto una metodología en esta investigación porque se considera necesario tomar en cuenta lo siguiente:

- Los casos presentados en este trabajo involucran situaciones para las que el eje longitudinal de la pila es paralelo al flujo de la corriente. Se sabe que en pilas tipo muro, como las rectangulares y las de tajamar triangular, el ángulo de incidencia de la corriente magnifica la socavación. La comparación entre geometrías de pila

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

para este trabajo se basó en el área de la sección transversal, observando que las pilas circulares proporcionaron un ancho mayor que, por ejemplo, las pilas rectangulares. Ahora bien, es importante llevar a cabo estudios posteriores para estudiar la influencia del ángulo de incidencia de la corriente en la vulnerabilidad de puentes.

- Como se mencionó en el apartado anterior, la comparación entre las distintas geometrías de pila se basó en el área de la sección transversal. Sin embargo, se considera necesario buscar una alternativa que permita establecer una comparación más detallada, tratando de involucrar casos reales de diseño.
- Se ha considerado que todos los modelos de pila en este trabajo se encuentran desplantados sobre cimentaciones someras, por lo que deberían realizarse análisis que contemplen cimentaciones profundas como pilotes de punta o de fricción.
- Los cálculos realizados en este trabajo involucraron un ancho fijo del cauce del río y se consideró una sección transversal rectangular. Los datos aleatorios probablemente generaron relaciones ancho del cauce/tirante distintos a los que se presentan realmente en un cauce natural y que son objeto de estudio de la morfología de ríos.
- Para la determinación de las fuerzas de viento actuantes, se consideró de una forma burda que la presión de viento de diseño es del 50% que la estipulada en la SCT (2001). En estudios futuros podría considerarse una disminución diferente de la presión de viento de diseño asociada a cierto periodo de retorno.
- En los modelos del análisis paramétrico se consideró un comportamiento lineal del suelo, por lo que debería efectuarse una comparación entre resultados bajo estas consideraciones y resultados que surjan de una modelación con un comportamiento no lineal.

Es muy importante mencionar que los diseñadores de la subestructura de un puente deben considerar la profundidad máxima de socavación esperada y asegurarse de que la profundidad de desplante de la cimentación quede por debajo del perfil de erosión, tal y como lo recomienda la FHWA y para casos extremos, no se debe dudar en construir cimentaciones profundas. El objetivo primordial de este trabajo es caracterizar la influencia de parámetros para conformar una metodología de evaluación de la vulnerabilidad de puentes ante la socavación de sus elementos de apoyo, ya que, en varias partes del país y del mundo, se han presentado casos de socavación que produjeron desde pequeños asentamientos o desplomes de las pilas hasta el colapso del puente

REFERENCIAS

- Mora J. (2004), “Avenidas e inundaciones: gestión de riesgos”, *Ingeniería y territorio*, No 68, pp. 50-65.
- Domínguez R., Jiménez M., García F. y Salas M. A. (1994), “Reflexiones sobre las inundaciones en México”, *CENAPRED No 4*, Sistema Nacional de Protección Civil.
- Gómez R., Vera R., Escobar J.A., García A., Muñoz D. y Pozos A. (2003), “Evaluación de la seguridad de la estructura del puente Infiernillo”, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Proyecto 4.9.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2002), “Inversión en Infraestructura Carretera del Estado de Michoacán”, Memoria de Obras.
- Referencia web-1, SCT (2008), <http://dgcc.sct.gob.mx/index.php?id=571>
- Referencia web-2 (2009), <http://www.imagendelgolfo.com.mx/lineaa.jpg>
- Wardhana K., Hadipriono F. C. (2003), “Analysis of Recent Bridge Failures in the United States”, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 17, No. 3, agosto, pp. 144-150.
- Martínez J. A. (2007), “¿Por qué fallan los puentes en el Perú?”, Boletín Técnico M.I.G-No 20, Noviembre-Diciembre, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Ingeniería.
- Muñoz E. (2003), “Estudio de las causas del colapso de algunos puentes en Colombia”, Facultad de Ingeniería, Pontificia Universidad Javeriana, septiembre.
- SCT (2001), “Secretaría de comunicaciones y Transportes”, Proyecto de Nuevos Puentes y Estructuras Similares”, Cargas y acciones.
- AASHTO (2007), “LRFD Bridge Design Specifications”, *American Association of State Highway and Transportation Officials*, Washington, D.C., 4th Edition.
- HEC-18 (2001), “Evaluating Scour at Bridges”, *U. S. Department of Transportation*, Federal Highway Administration, Fourth Edition, May.
- HEC-20 (2001), “Evaluating Scour at Bridges”, *U. S. Department of Transportation*, Federal Highway Administration, Fourth Edition, March.
- HEC-23 (2001), “Evaluating Scour at Bridges”, *U. S. Department of Transportation*, Federal Highway Administration, Fourth Edition, March.
- Maza J. A. (1968), “Socavación en Cauces Naturales”, Facultad de Ingeniería, Publicaciones del Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

- Maza J. A. y Sánchez J. L. (1964), “Contribución al Estudio de la Socavación Local en Pilas”, Facultad de Ingeniería, Publicaciones del Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Enero.
- Nalluri C., Saldarriaga J. G. y Plata F. (1999), “Revisión de las Ecuaciones que Predicen la Socavación Local Alrededor de Pilas de Puentes”, Facultad de Ingeniería, Reporte de investigación, Universidad de los Andes.
- Lorefice R. H., Pílan M. T., Olmos L. A., Fariás H. D. y Trejo Chazarreta J. S. (2007), “Estudio de Erosión Local en Pilas de Puente de Geometría Compleja a Nivel Mesomecánico”, Centro de Mecánica Aplicada y Estructuras, Instituto de Recursos Hídricos, Buenos Aires, Argentina.
- Escauriaza C. (2005), “Modelación de los Mecanismos del Flujo que Inducen Socavación en Pilas de Puentes, con Modelos Estadísticos de turbulencia”, *XVII Congreso Chileno de hidráulica, Hidráulica fluvial y arrastre de sedimentos*, pp. 323-336.
- Monforte A. M. (1980), “Socavación Local en Pilas”, *Tesis de Maestría*, División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Mayo.
- Sánchez S. (1997), “Inestabilidad en puentes por efecto de socavación”, Facultad de Ingeniería de la UNAM, México, pp. 52-82.
- Bowles J. E. (1997), **Foundation Analysis and Design**, Fifth edition, The McGraw-Hill Companies, Inc., Illinois.
- Gazetas J. (1991), **Foundation Engineering Handbook**, Second Edition, Hsai-Yang Fang.
- Tonias D. E. (1995), **Bridge Engineering. Design, Rehabilitation, and Maintenance of Modern Highway Bridges**, First Edition, McGraw-Hill Inc.

ANEXOS

A. Gráficas de desplazamientos en la dirección x

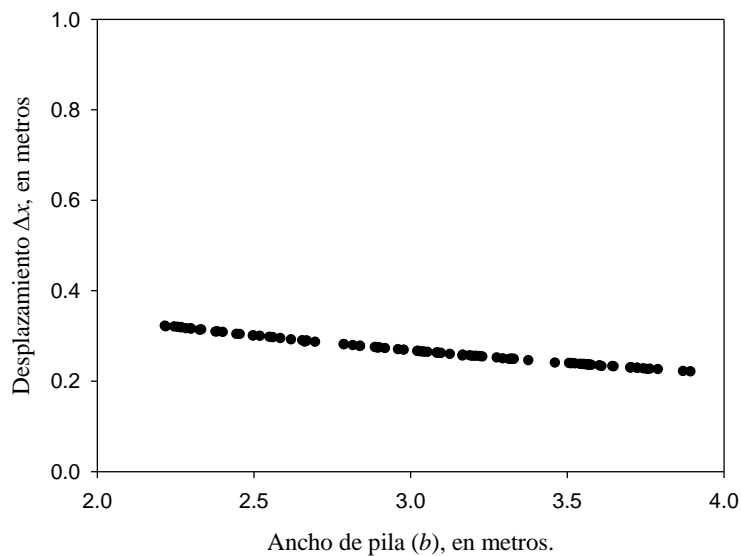


Figura A.1. Ancho de pila contra desplazamiento en la dirección x . Pilas circulares

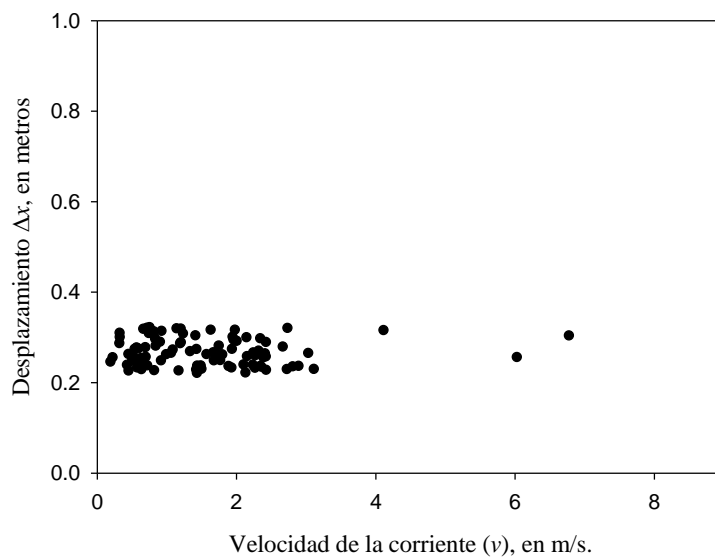


Figura A.2. Velocidad de la corriente contra desplazamiento en la dirección x . Pilas circulares

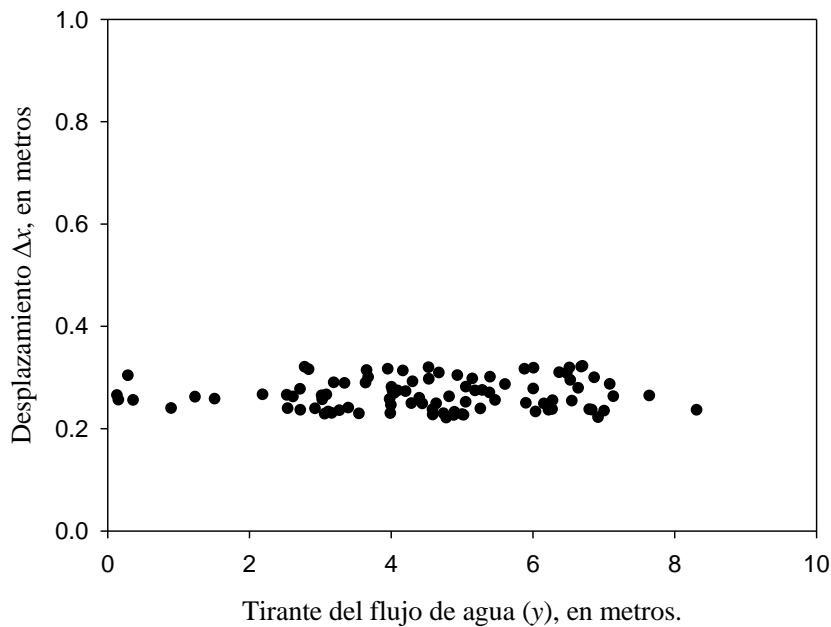


Figura A.3. Tirante del flujo contra desplazamiento en la dirección x . Pilas circulares

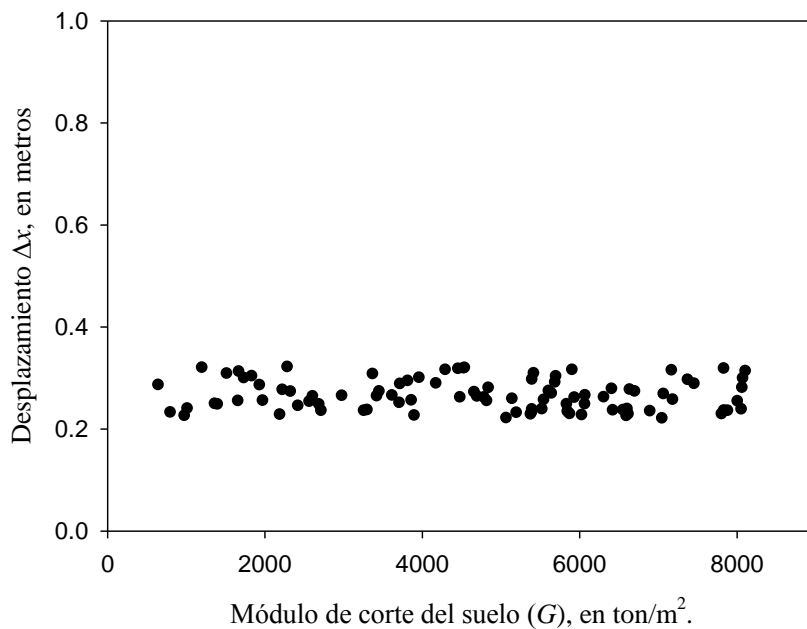


Figura A.4. Módulo de corte del suelo contra desplazamiento en la dirección x . Pilas circulares

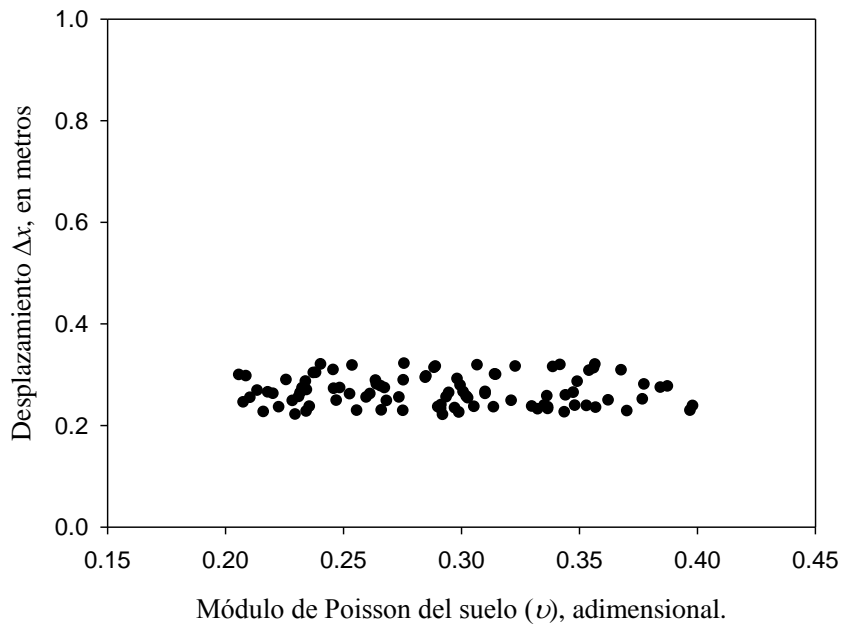


Figura A.5. Módulo de Poisson suelo contra desplazamiento en la dirección x . Pilas circulares

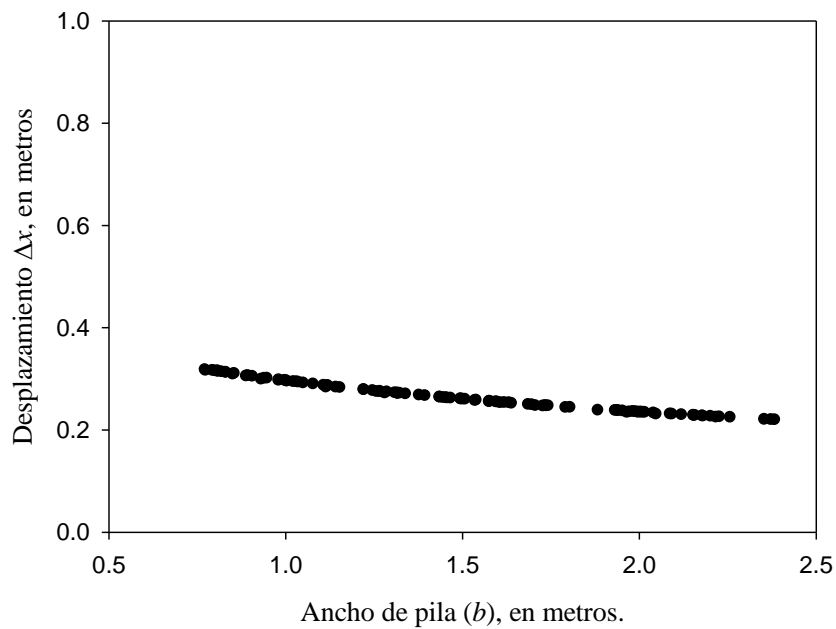


Figura A.6. Ancho de pila contra desplazamiento en la dirección x . Pilas con tajamar triangular

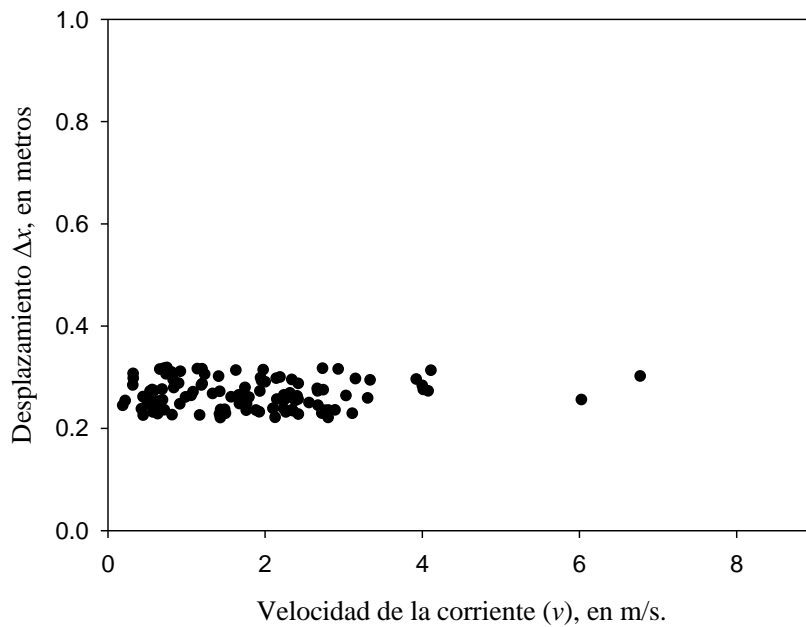


Figura A.7. Velocidad de la corriente contra desplazamiento en la dirección x . Pilas con tajamar triangular

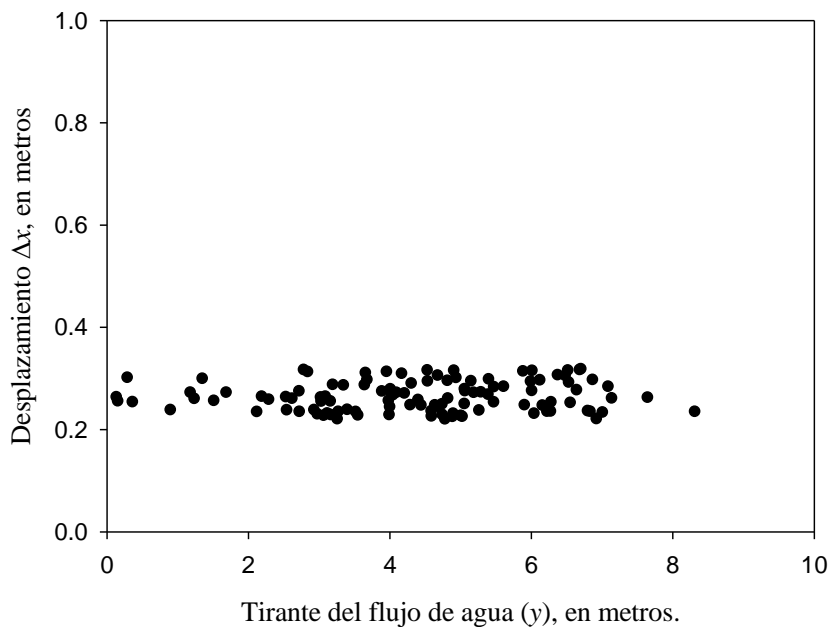


Figura A.8. Tirante del flujo contra desplazamiento en la dirección x . Pilas con tajamar triangular

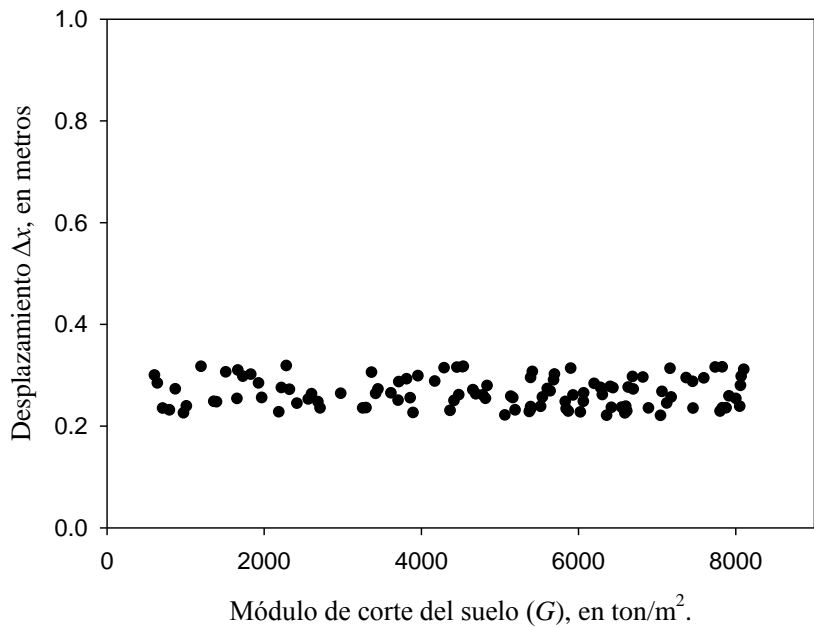


Figura A.9. Módulo de corte del suelo contra desplazamiento en la dirección x . Pilas con tajamar triangular

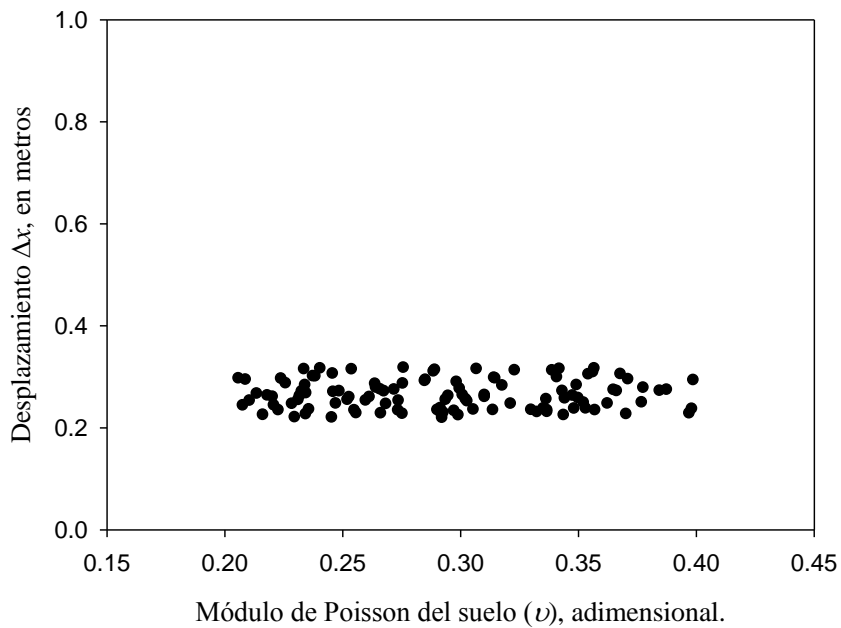


Figura A.10. Módulo de Poisson suelo contra desplazamiento en la dirección x . Pilas con tajamar triangular

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

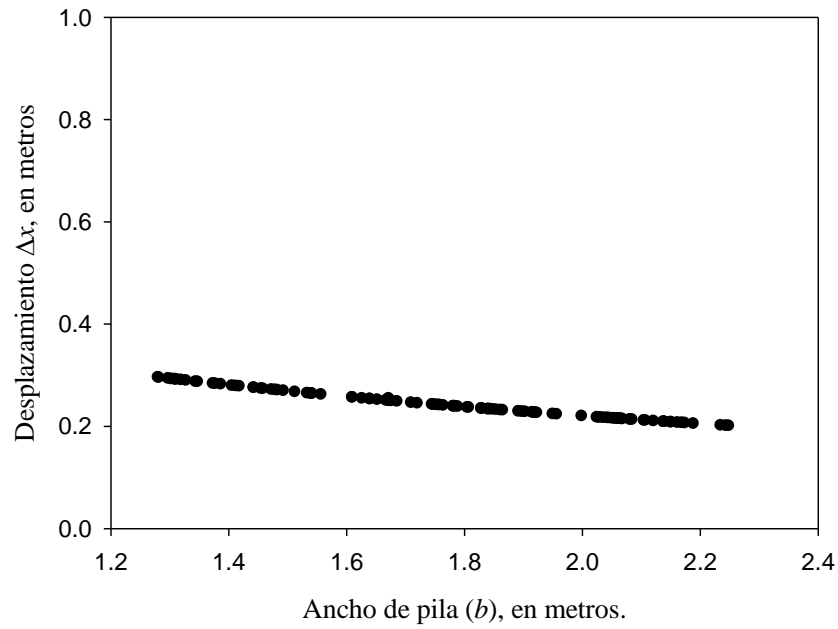


Figura A.11. Ancho de pila contra desplazamiento en la dirección x . Pilas de grupos circulares

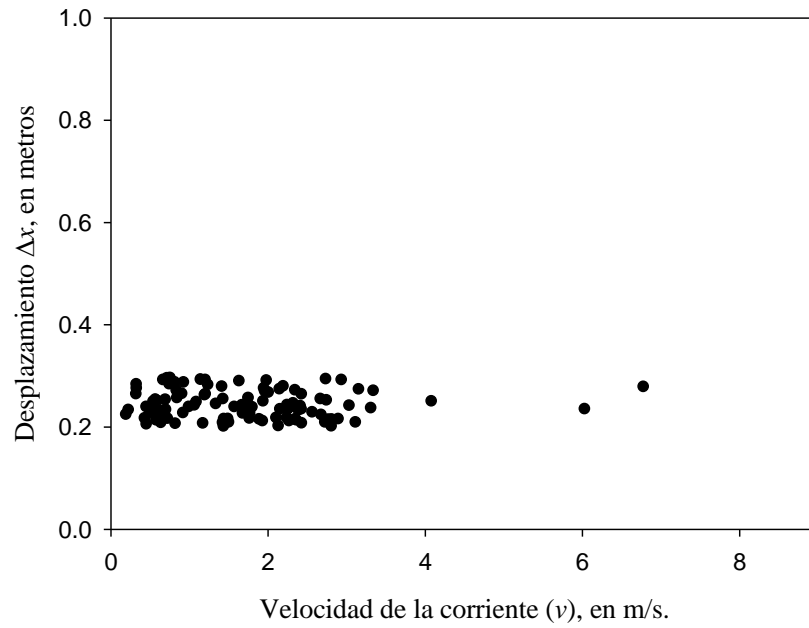


Figura A.12. Velocidad de la corriente contra desplazamiento en la dirección x . Pilas de grupos circulares

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

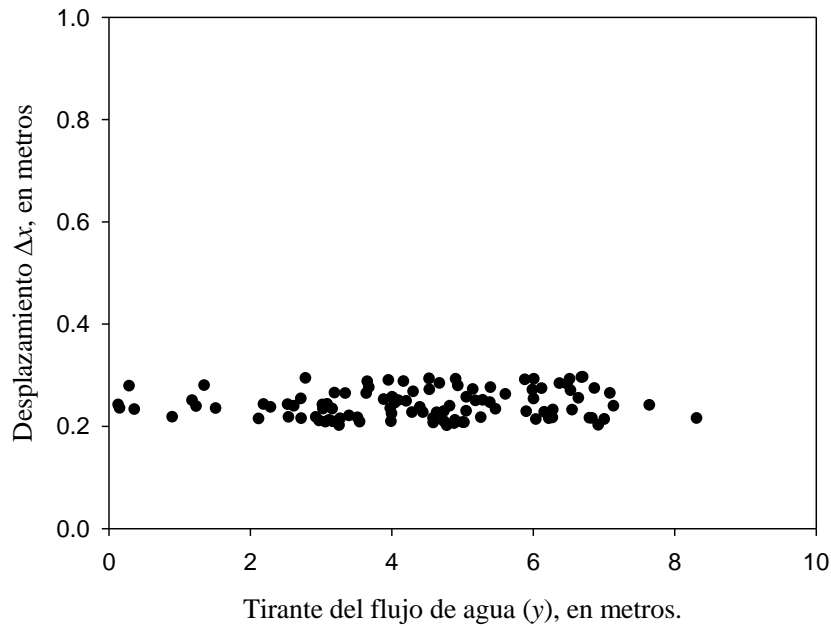


Figura A.13. Tirante del flujo contra desplazamiento en la dirección x . Pilas de grupos circulares

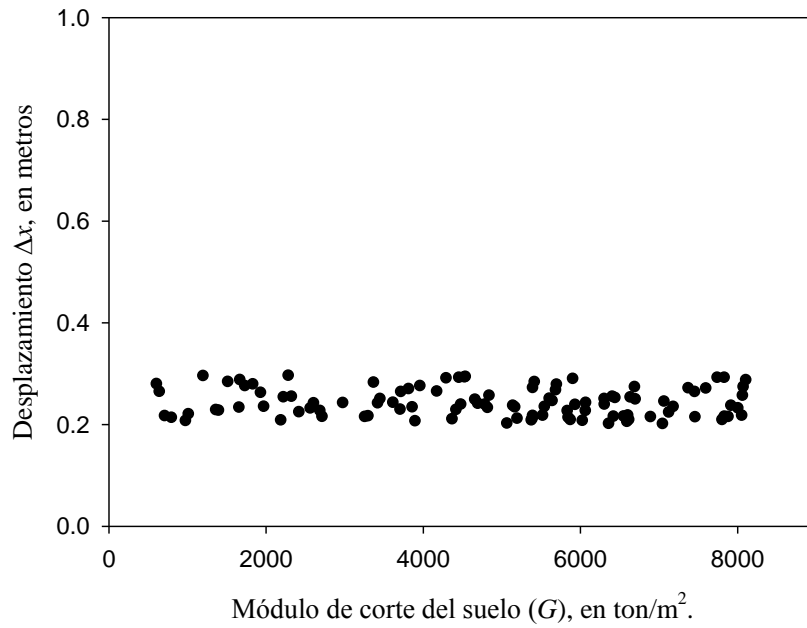


Figura A.14. Módulo de corte del suelo contra desplazamiento en la dirección x . Pilas de grupos circulares

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

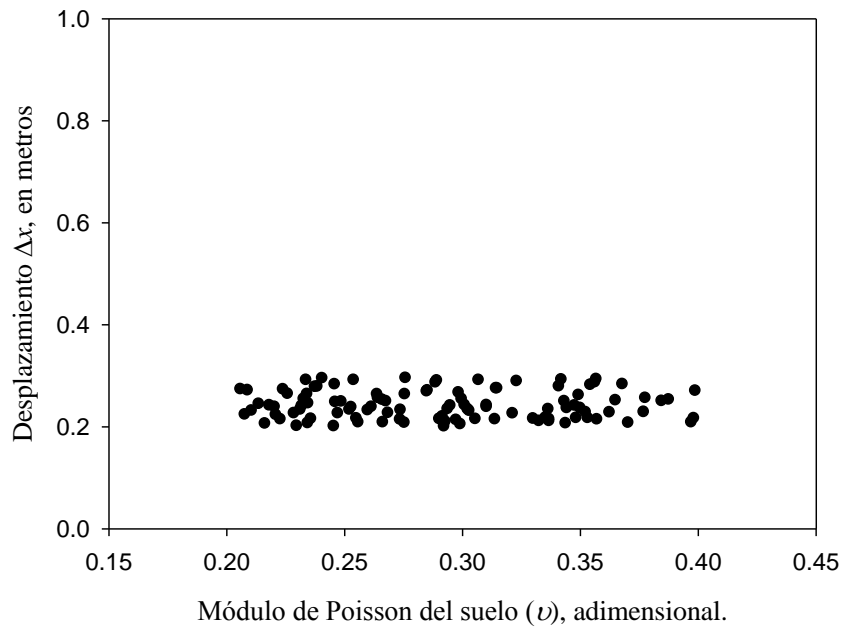


Figura A.15. Módulo de Poisson suelo contra desplazamiento en la dirección x. Pilas de grupos circulares

B. Gráficas de la socavación total

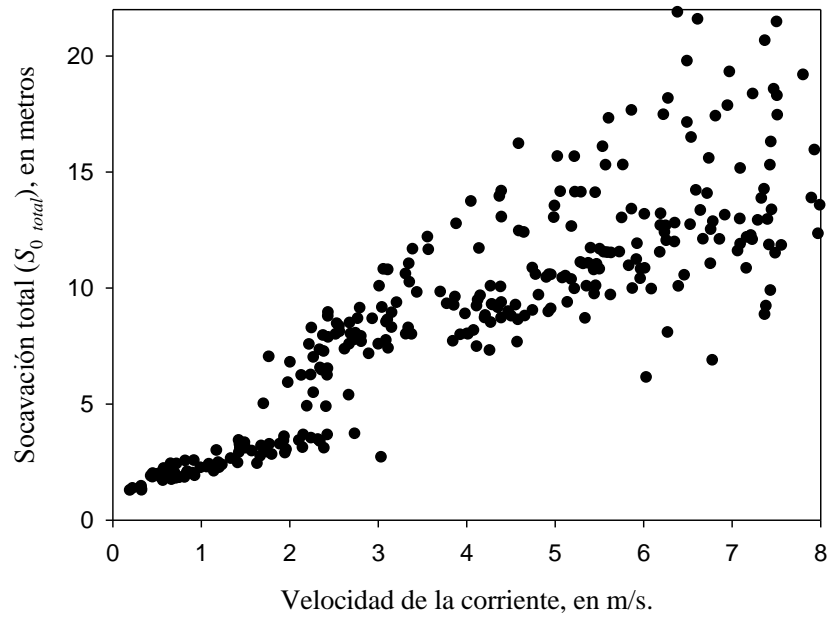


Figura B.1. Velocidad de la corriente contra Socavación total. Pilas circulares

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

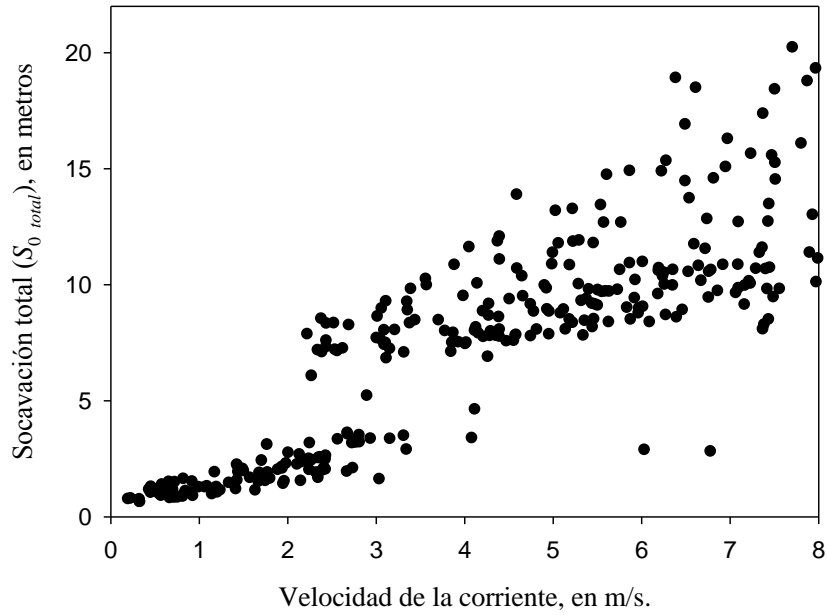


Figura B.2. Velocidad de la corriente contra Socavación total. Pilas con tajamar triangular

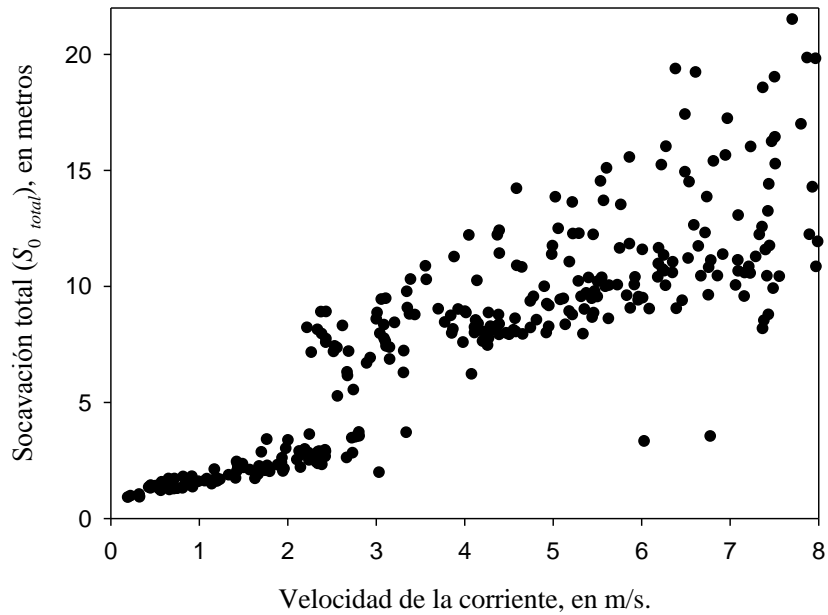


Figura B.3. Velocidad de la corriente contra Socavación total. Pilas de grupos circulares

C. Componente de socavación de la cimentación

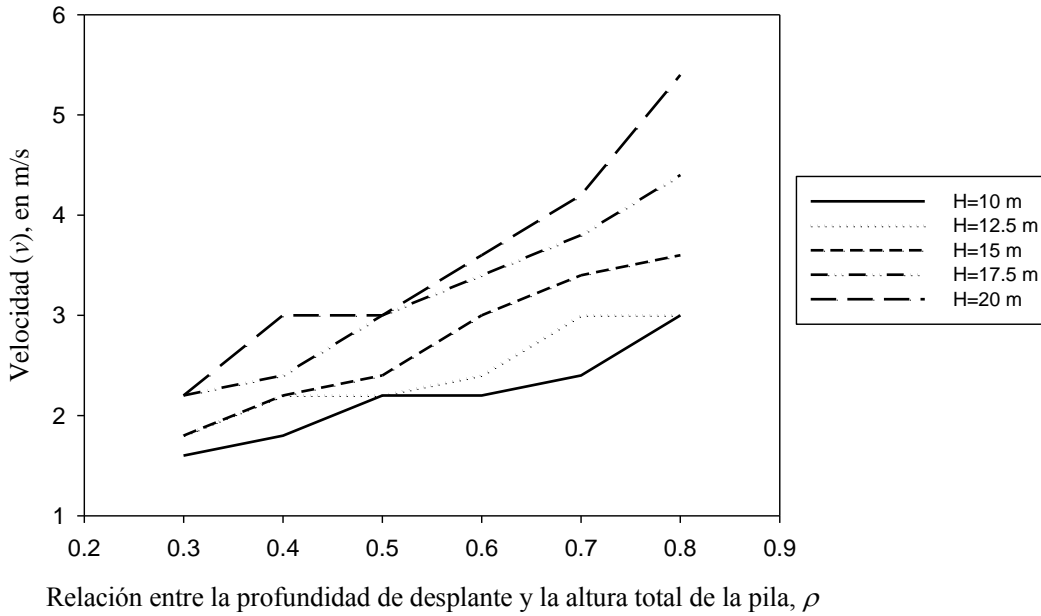


Figura C.1. Relación de profundidad de pila contra la velocidad crítica a la que se genera la componente de socavación de la cimentación. Pilas circulares

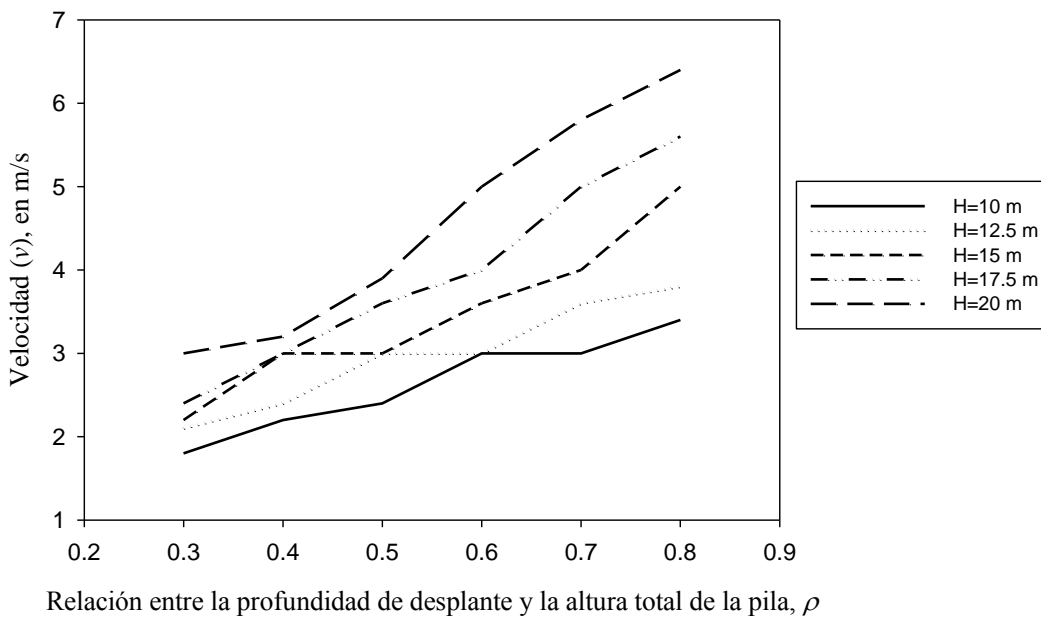


Figura C.2. Relación de profundidad de pila contra la velocidad crítica a la que se genera la componente de socavación de la cimentación. Pilas con tajamar triangular

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

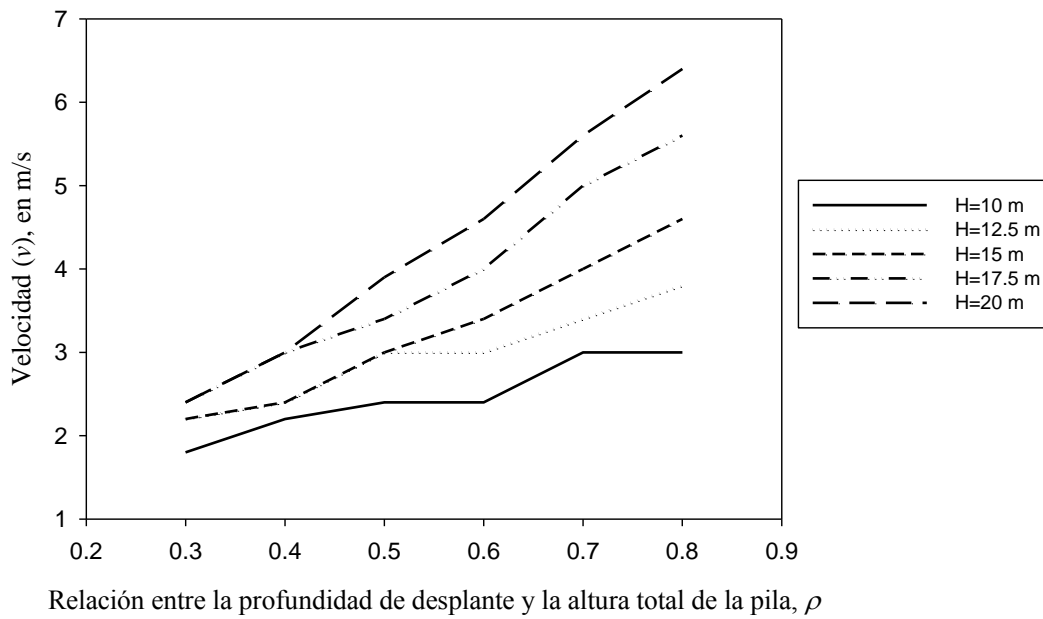


Figura C.3. Relación de profundidad de pila contra la velocidad crítica a la que se genera la componente de socavación de la cimentación. Pilas de grupos circulares

D. Condición de falla asociada a la longitud de apoyo

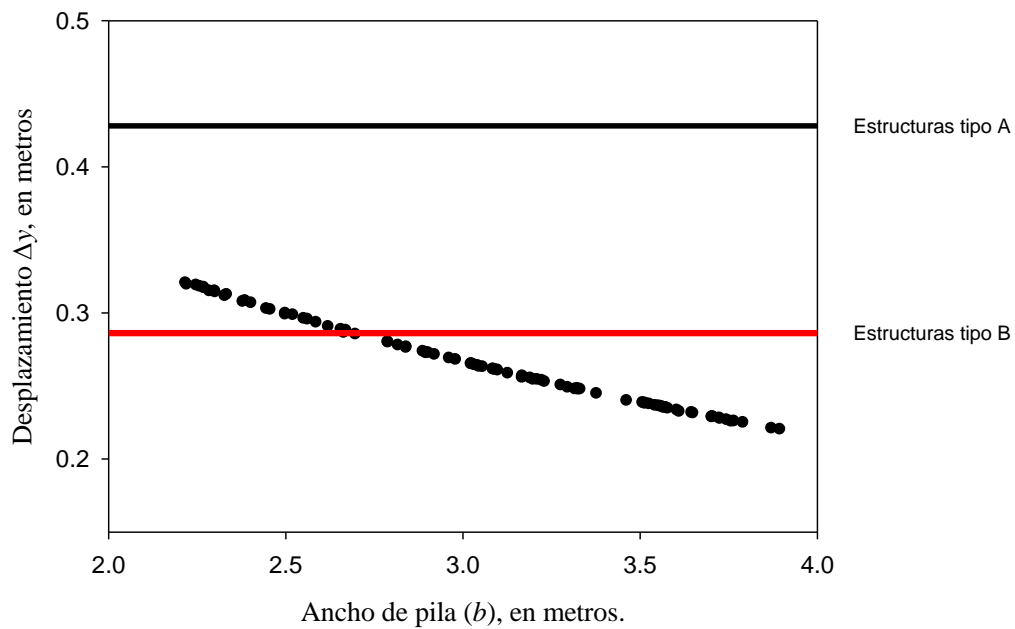


Figura E.1. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Pilas circulares

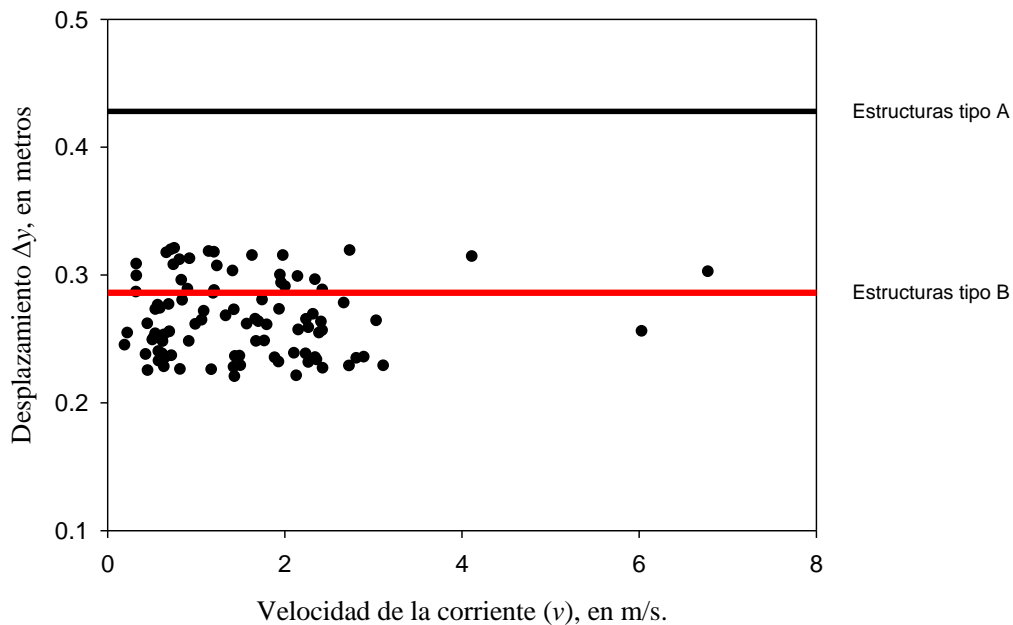


Figura E.2. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Pilas circulares

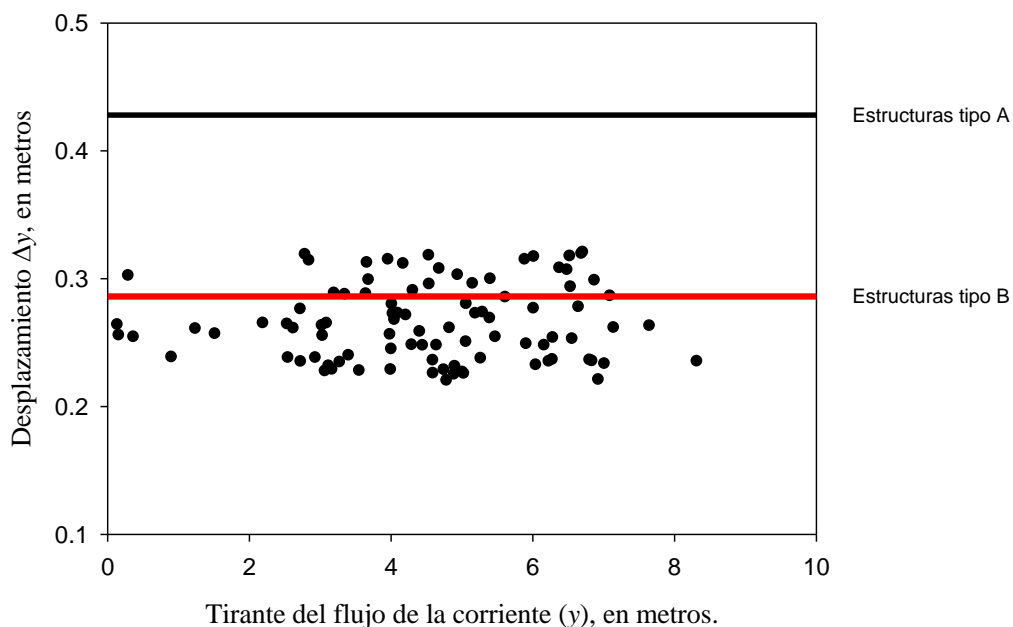


Figura E.3. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Pilas circulares

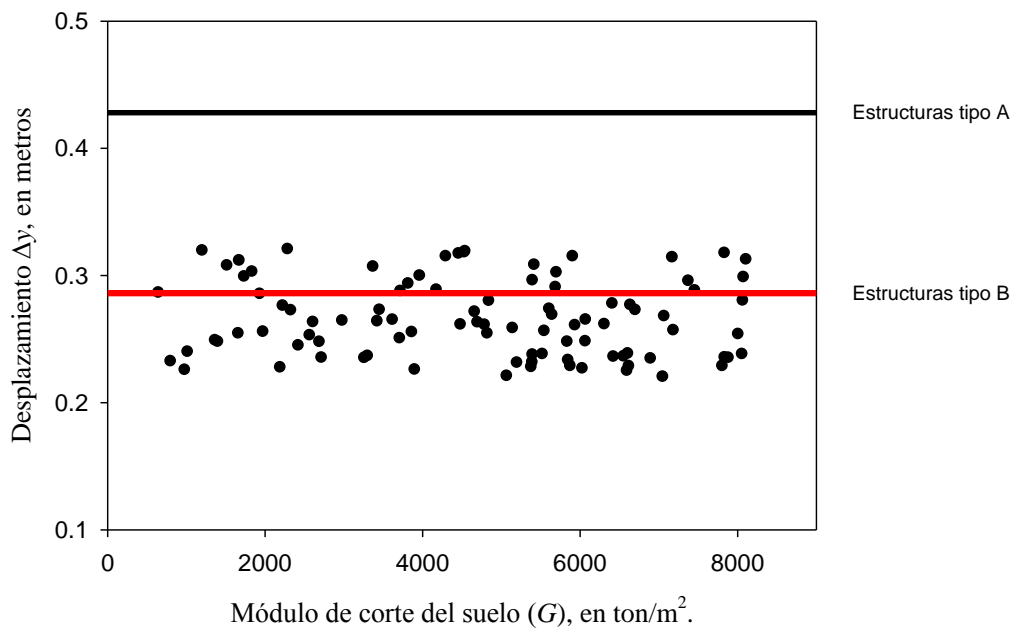


Figura E.4. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Pilas circulares

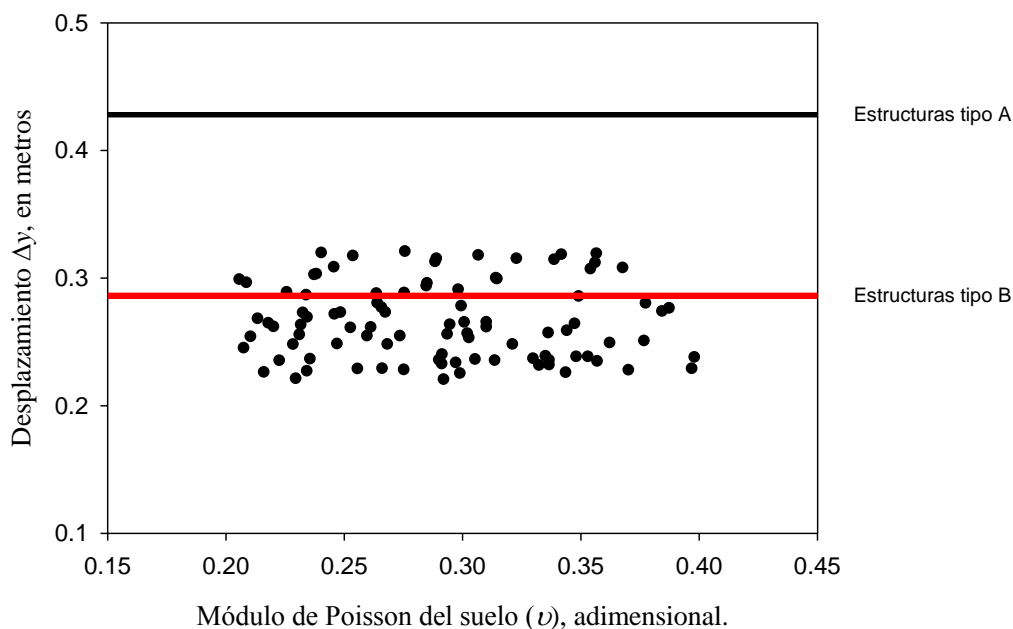


Figura E.5. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Pilas circulares

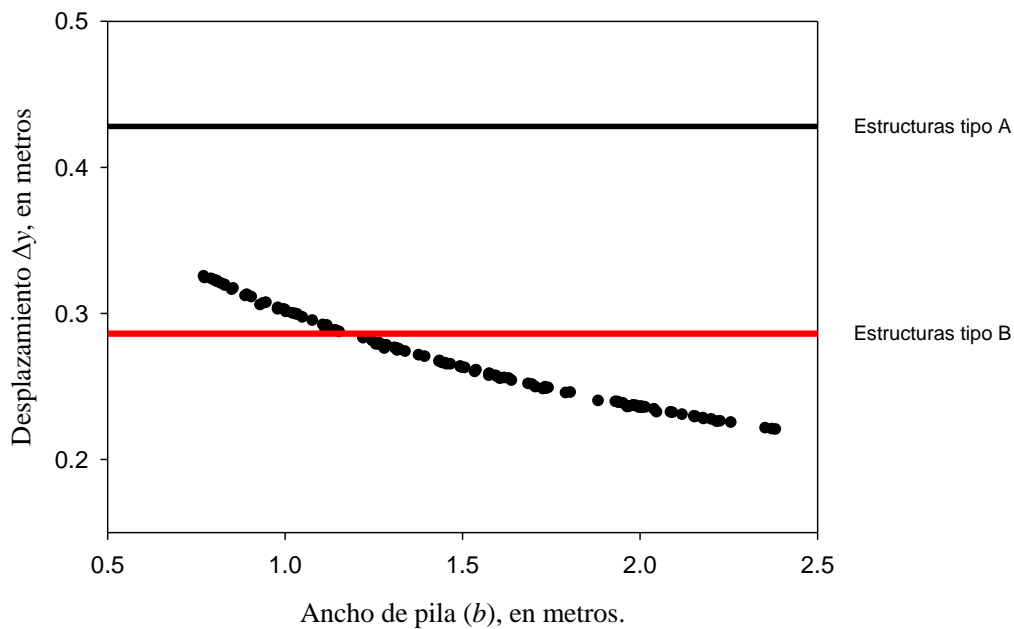


Figura E.6. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Pilas con tajamar triangular

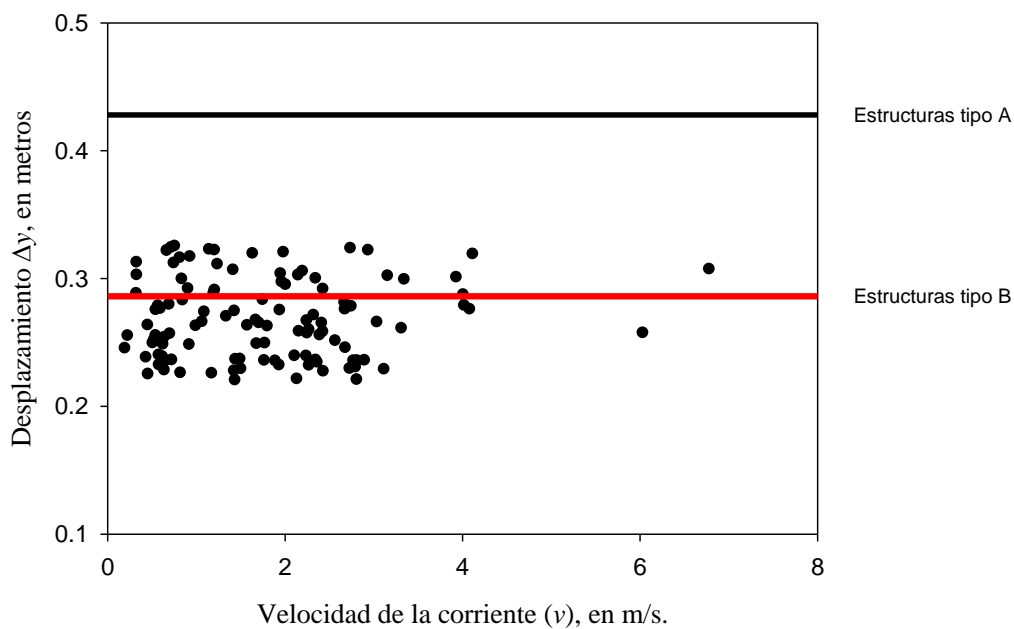


Figura E.7. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Pilas con tajamar triangular

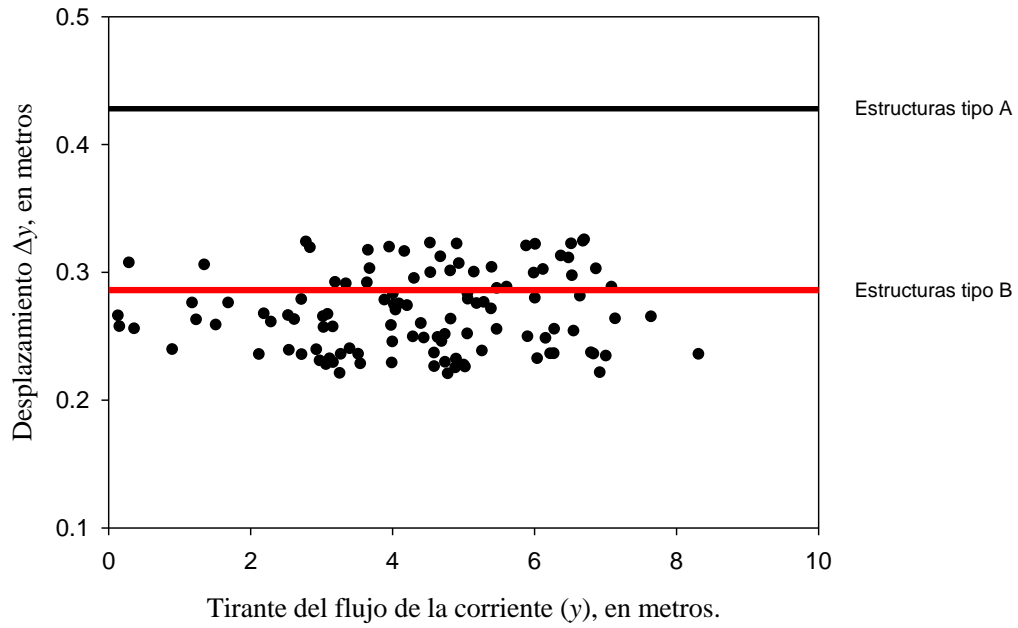


Figura E.8. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Pilas con tajamar triangular

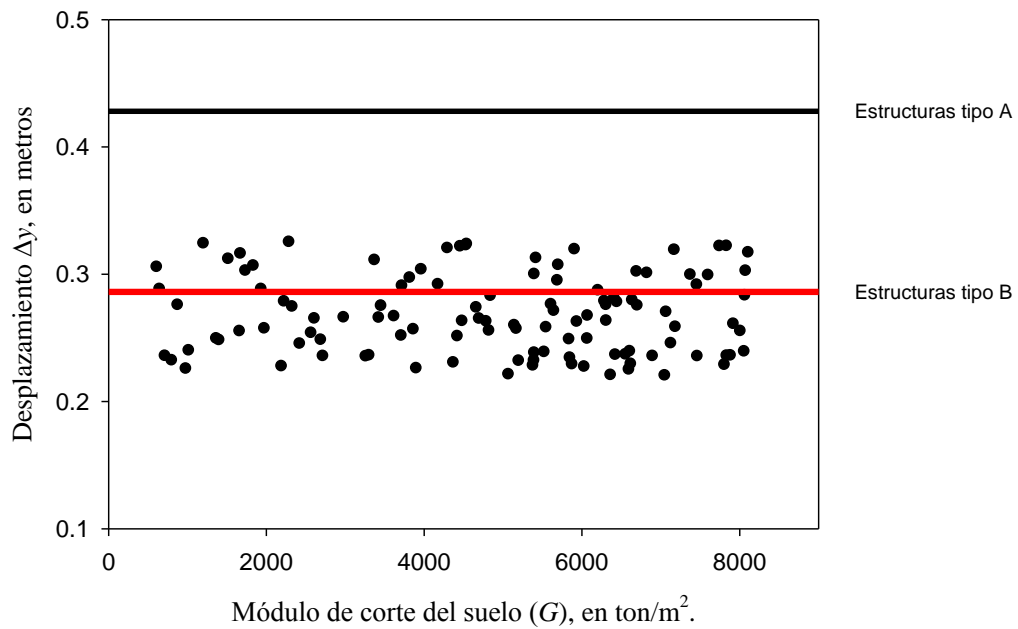


Figura E.9. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Pilas con tajamar triangular

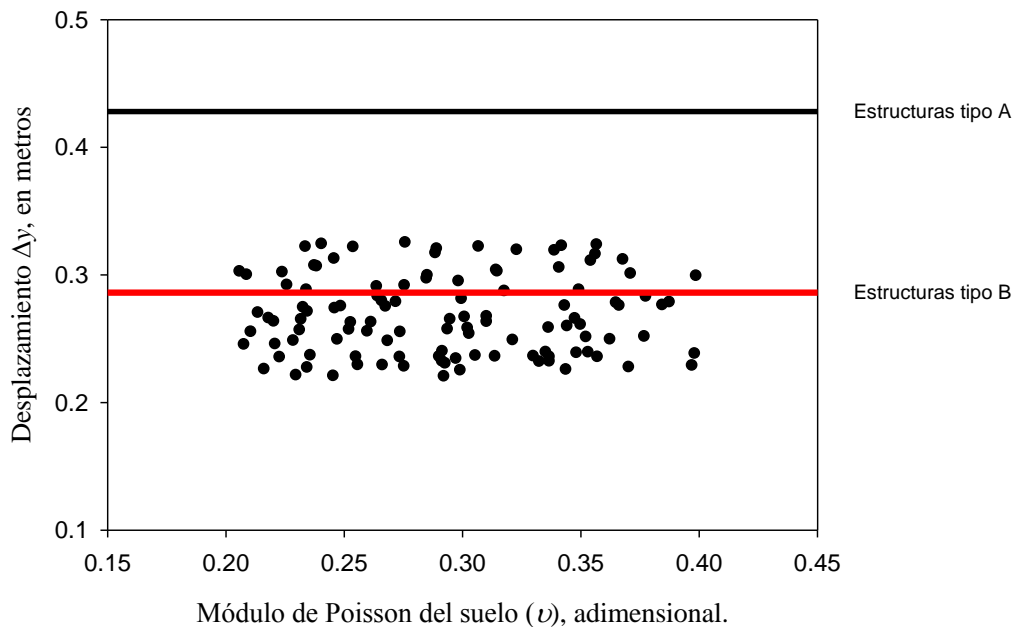


Figura E.10. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Pilas con tajamar triangular

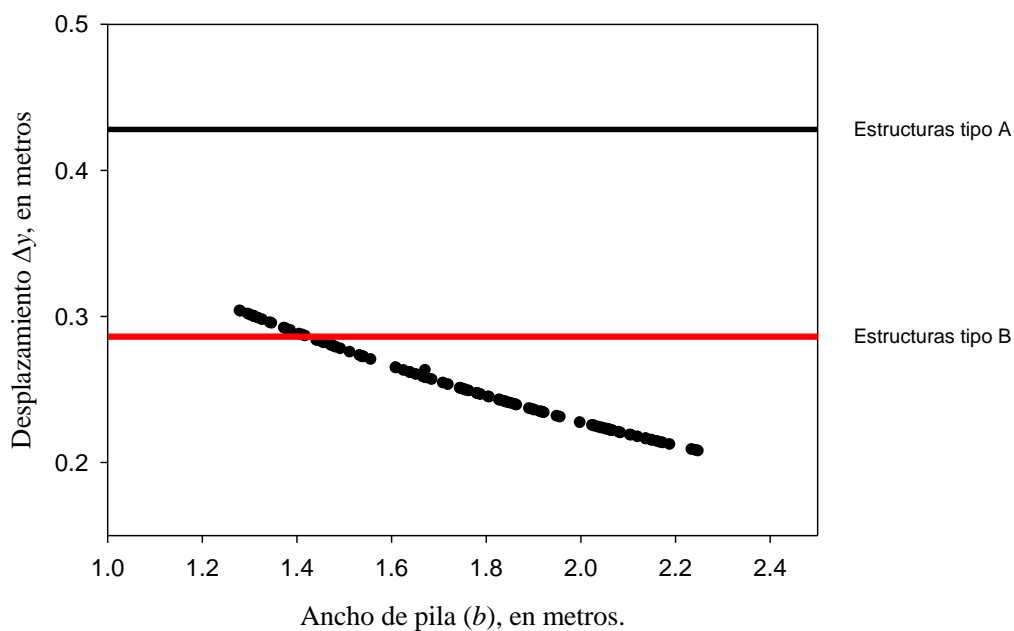


Figura E.11. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Grupos de pilas circulares

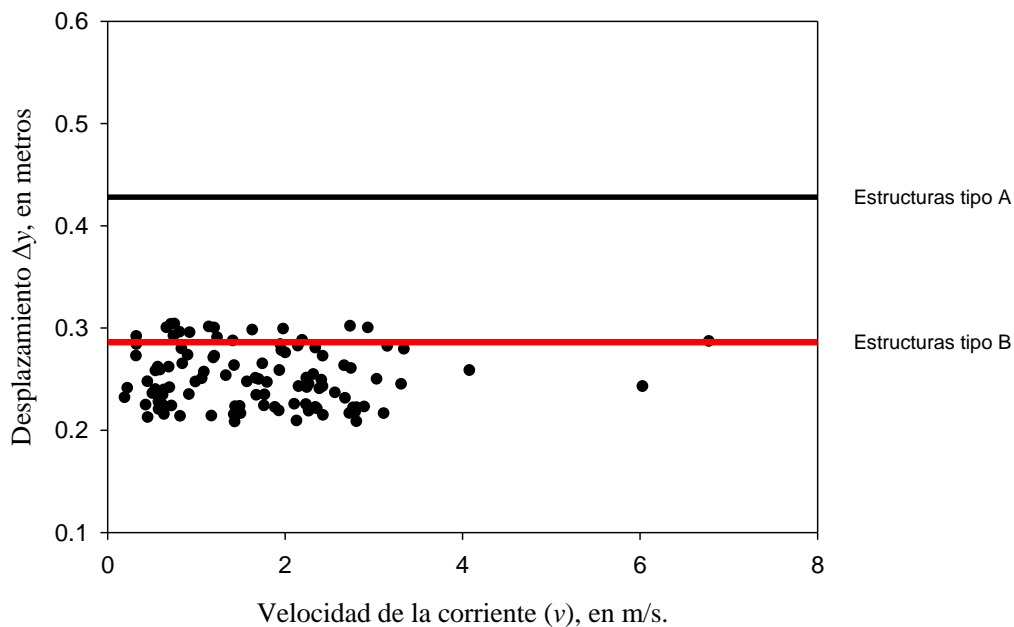


Figura E.12. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Grupos de pilas circulares

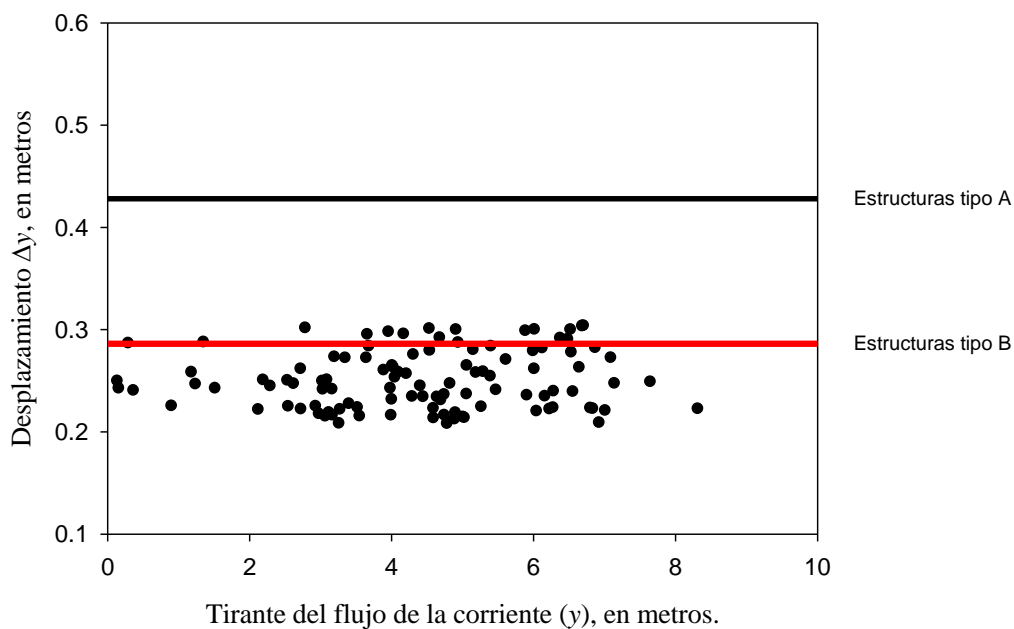


Figura E.13. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Grupos de pilas circulares

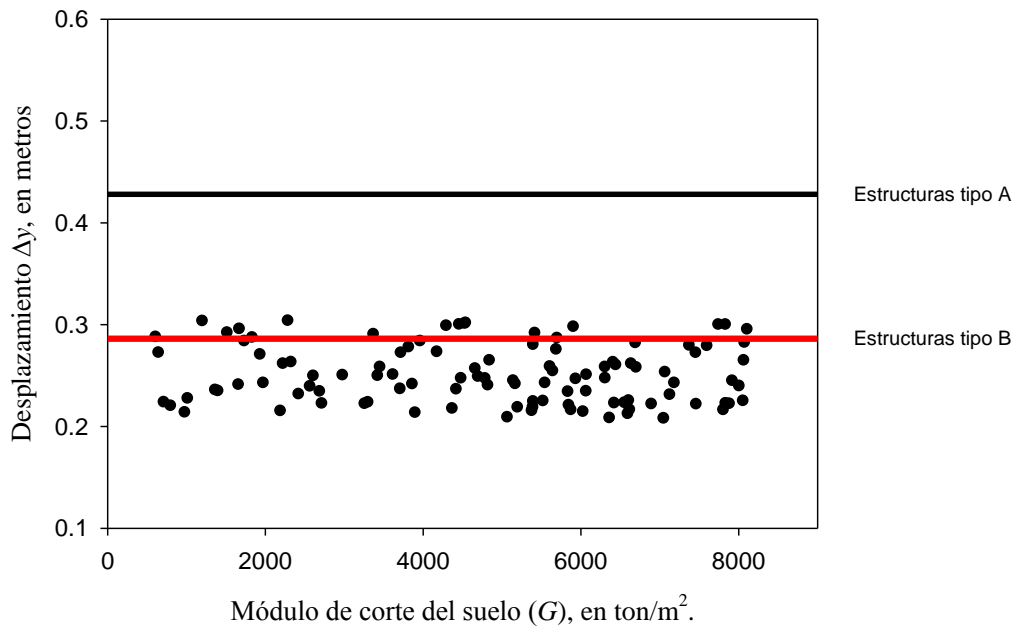


Figura E.14. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Grupos de pilas circulares

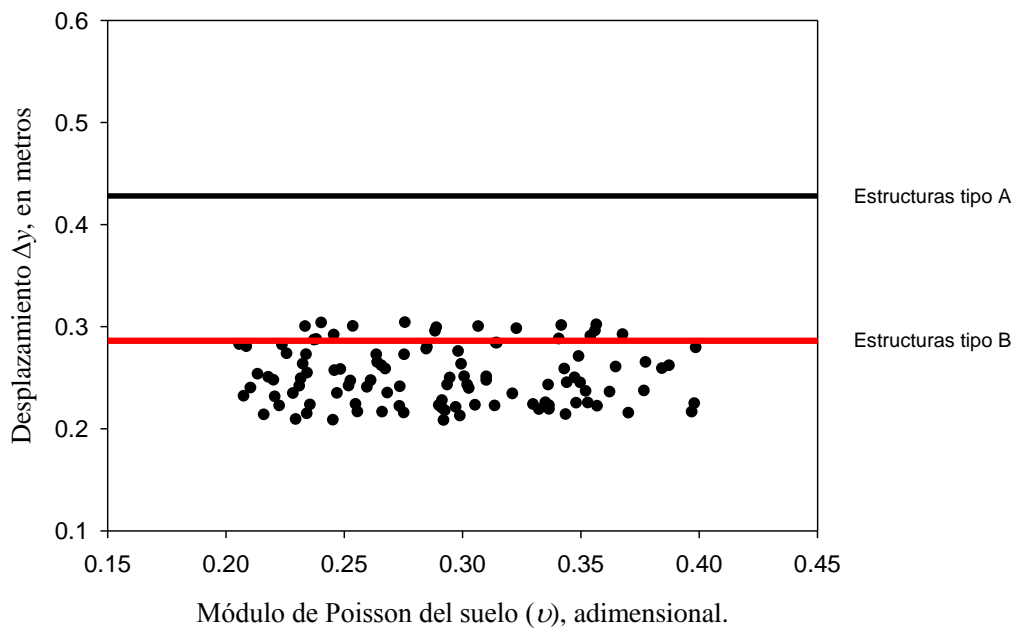


Figura E.15. Comparación del desplazamiento producido por la pila con la longitud de apoyo provista por la SCT. Grupos de pilas circulares

E. Gráficas de periodos para los diferentes tipos de pilas

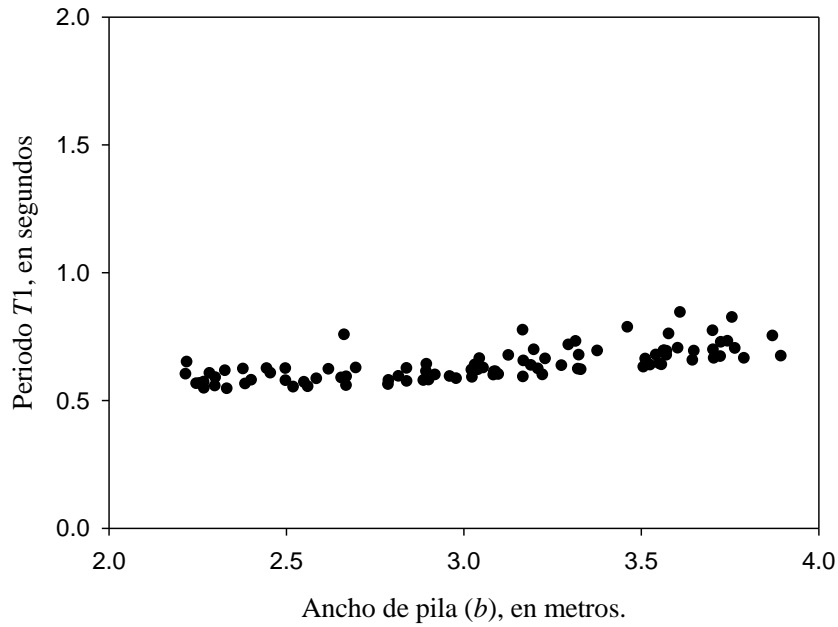


Figura E.16. Ancho de pila contra periodo T_1 . Pilas circulares

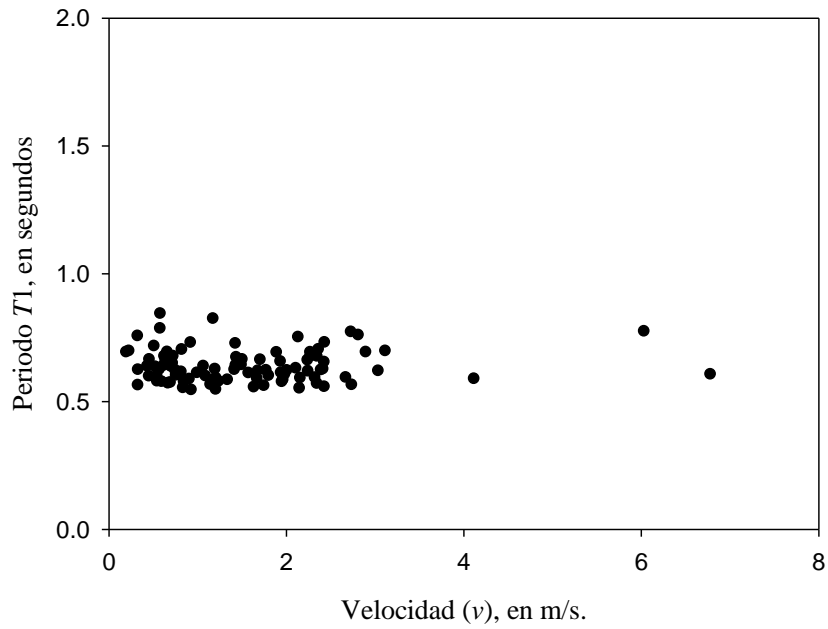


Figura E.17. Velocidad de la corriente contra periodo T_1 . Pilas circulares

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

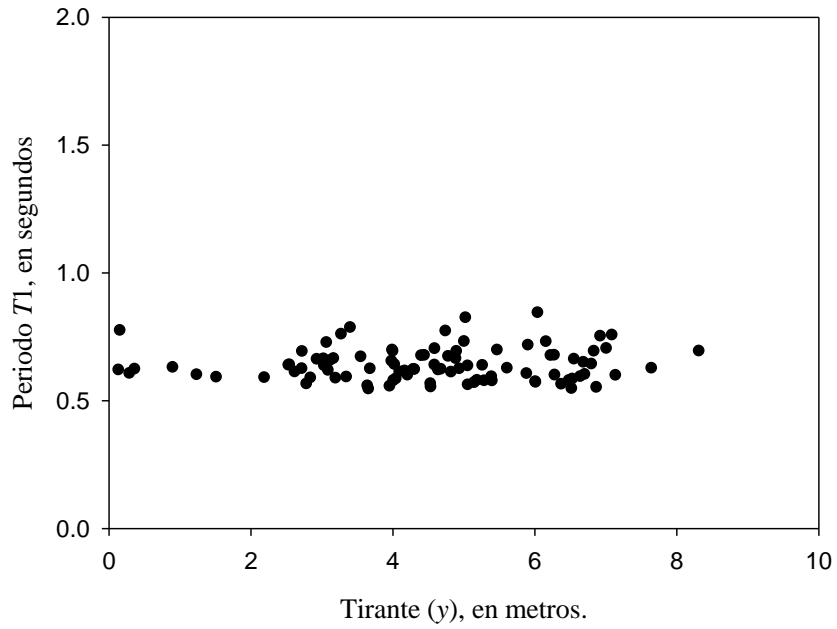


Figura E.18. Tirante del flujo contra periodo T1. Pilas circulares

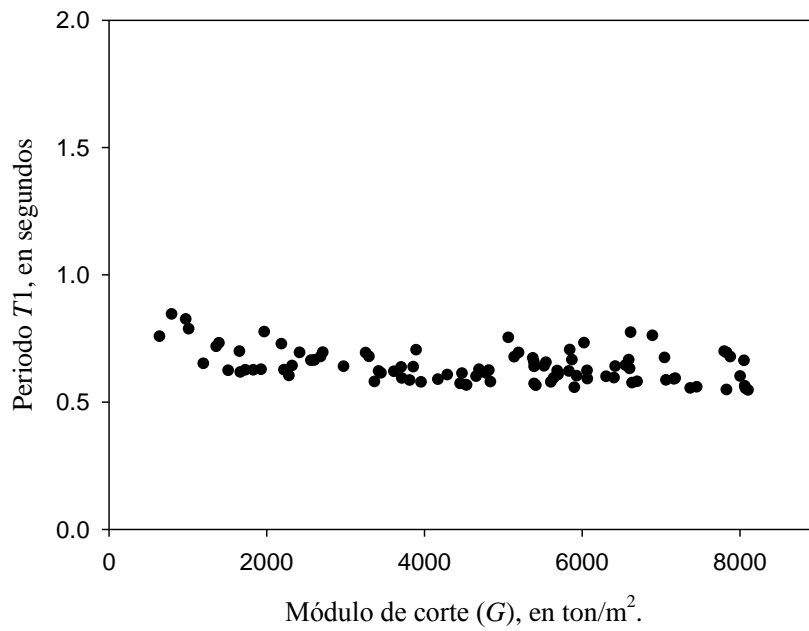


Figura E.19. Módulo de corte del suelo contra periodo T1. Pilas circulares

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

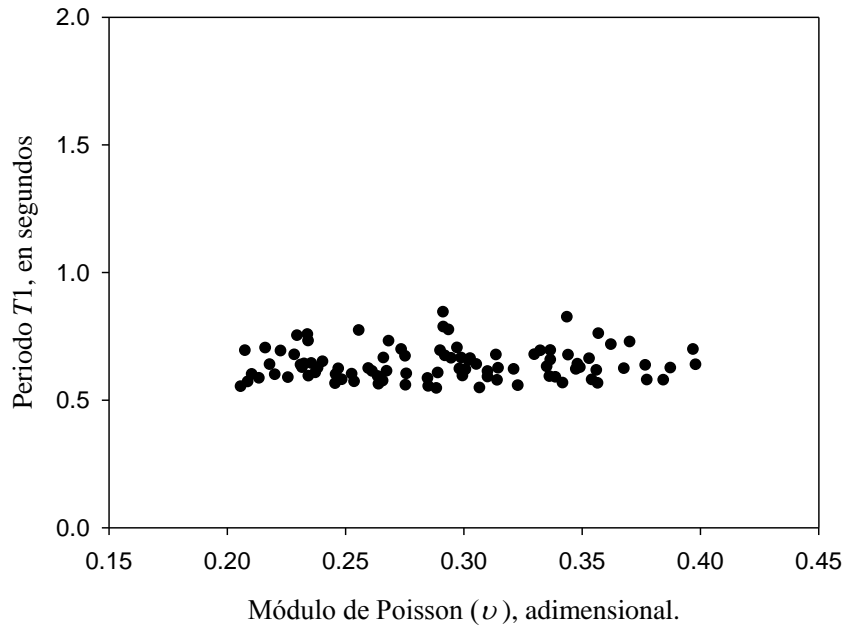


Figura E.20. Módulo de Poisson contra periodo T_1 . Pilas circulares

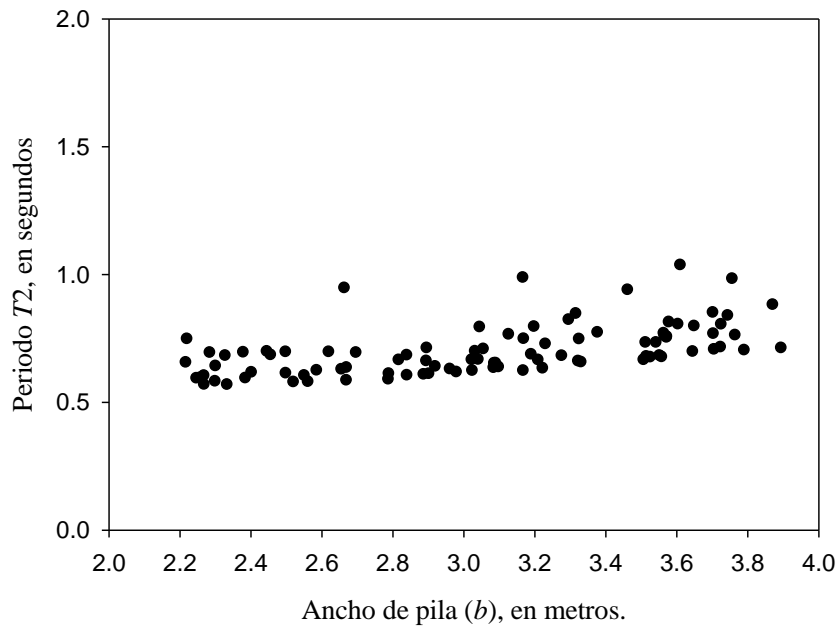


Figura E.21. Ancho de pila contra periodo T_2 . Pilas circulares

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

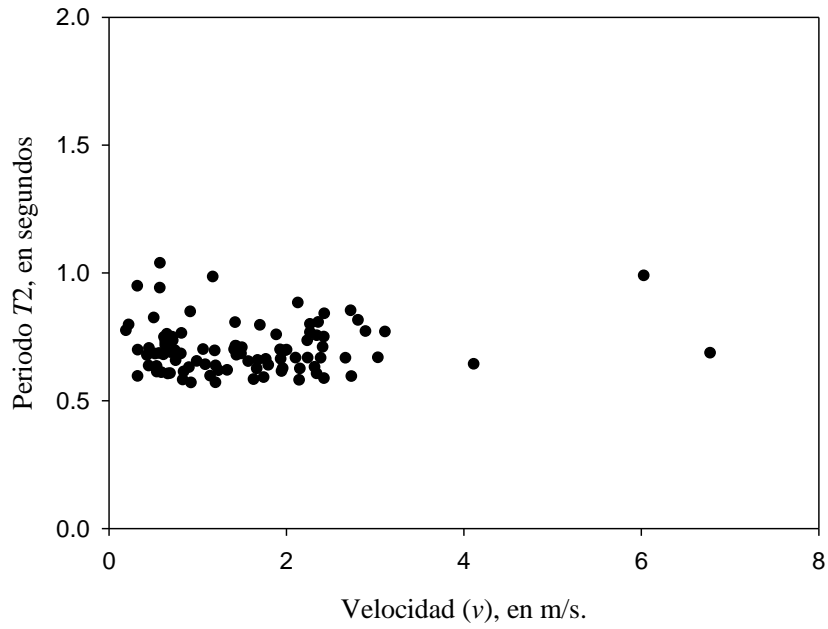


Figura E.22. Velocidad de la corriente contra periodo T_2 . Pilas circulares

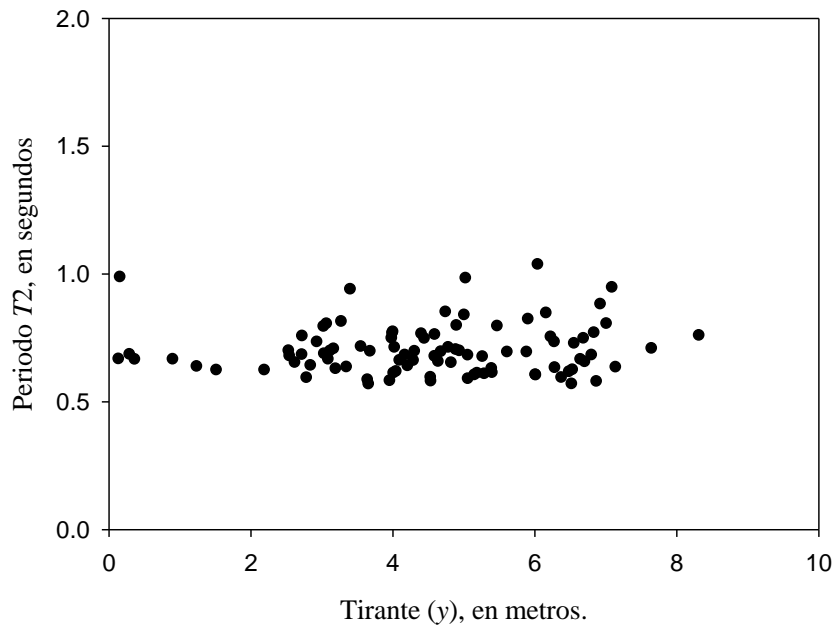


Figura E.23. Tirante del flujo contra periodo T_2 . Pilas circulares

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

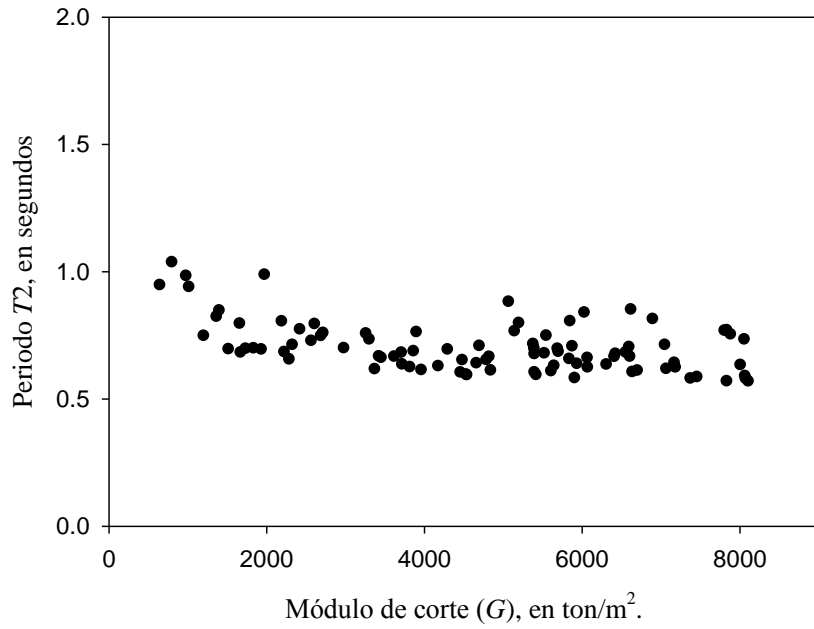


Figura E.24. Módulo de corte del suelo contra periodo T_2 . Pilas circulares

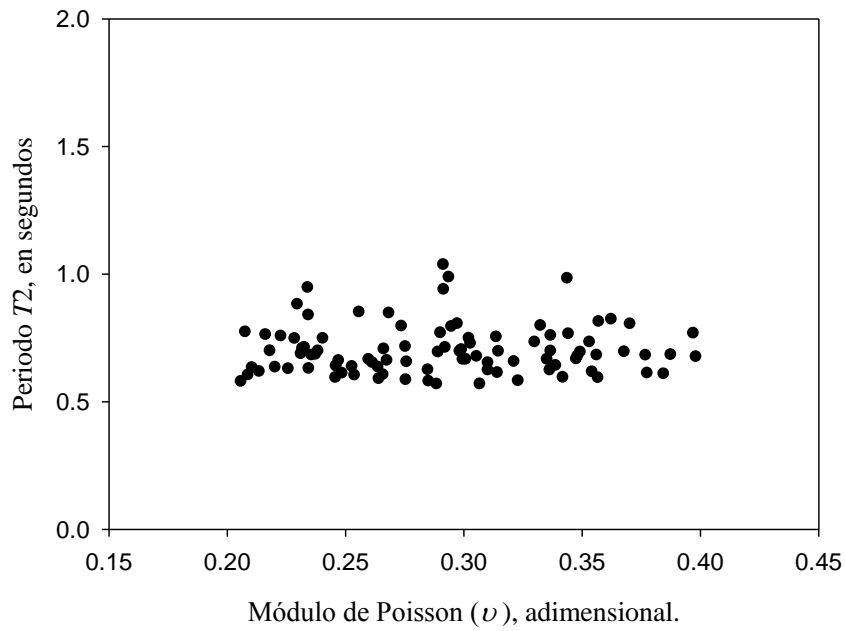


Figura E.25. Módulo de Poisson del suelo contra periodo T_2 . Pilas circulares

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

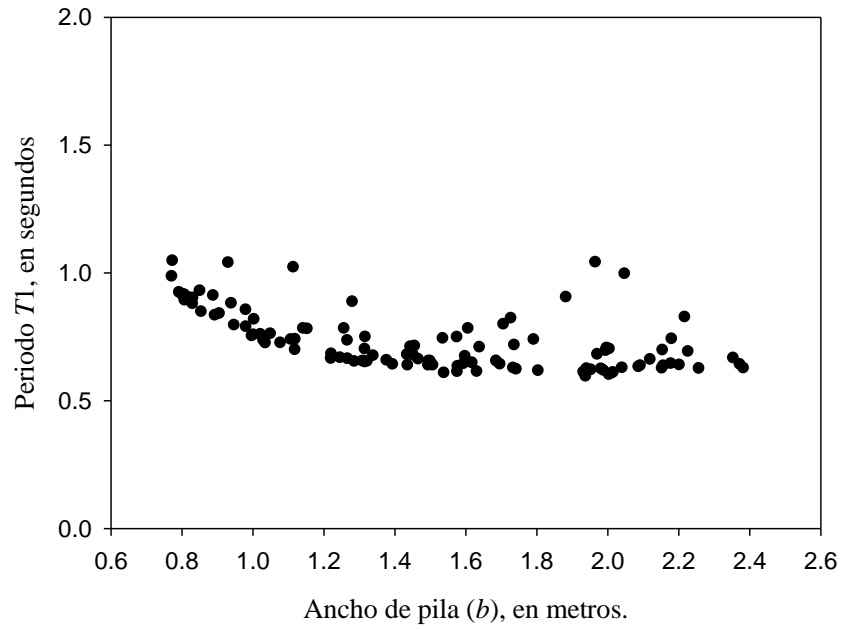


Figura E.26. Ancho de pila contra periodo T_1 . Pilas con tajamar triangular

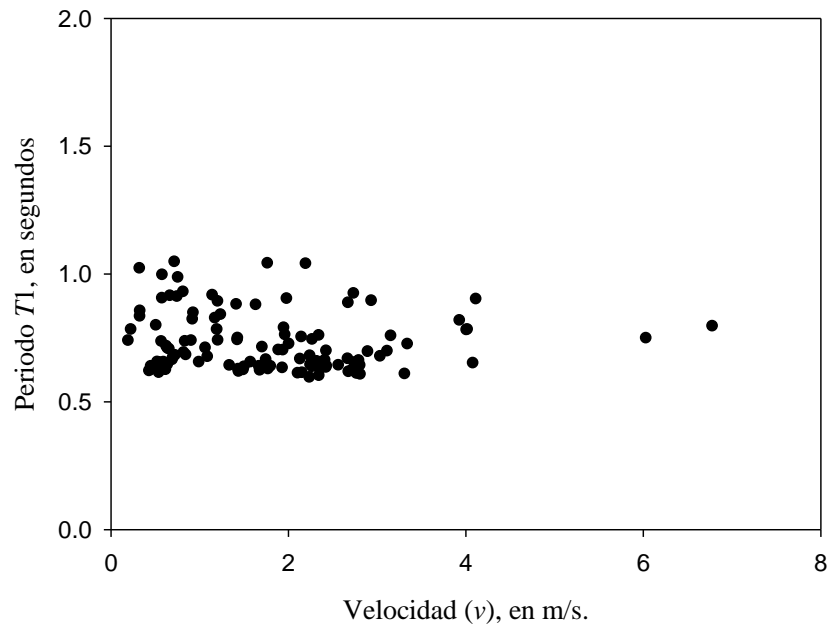


Figura E.27. Velocidad de la corriente contra periodo T_1 . Pilas con tajamar triangular

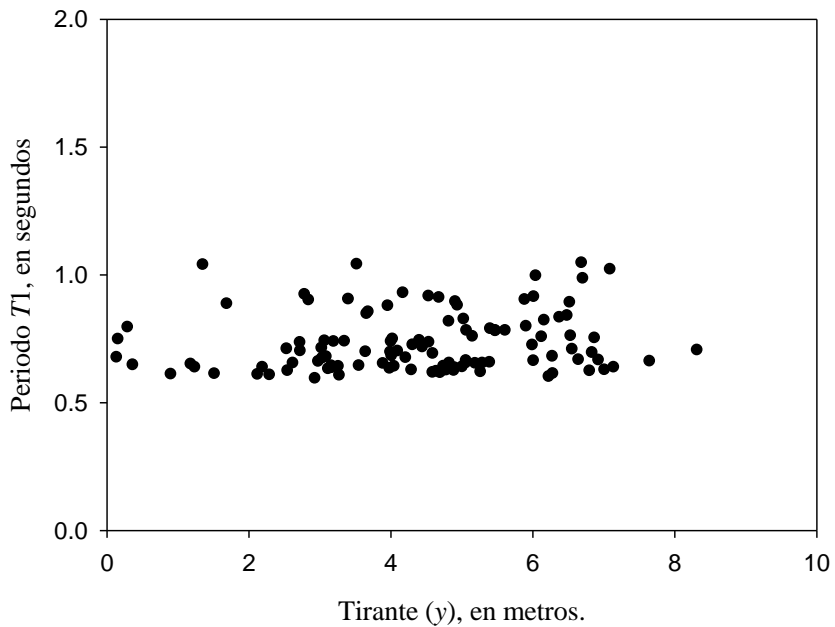


Figura E.28. Tirante del flujo contra periodo T_1 . Pilas con tajamar triangular

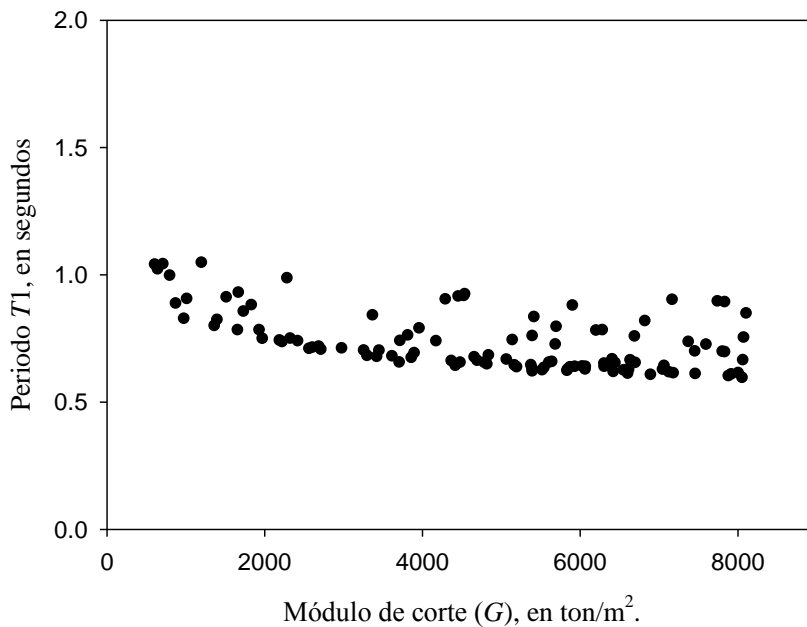


Figura E.29. Módulo de corte del suelo contra periodo T_1 . Pilas con tajamar triangular

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

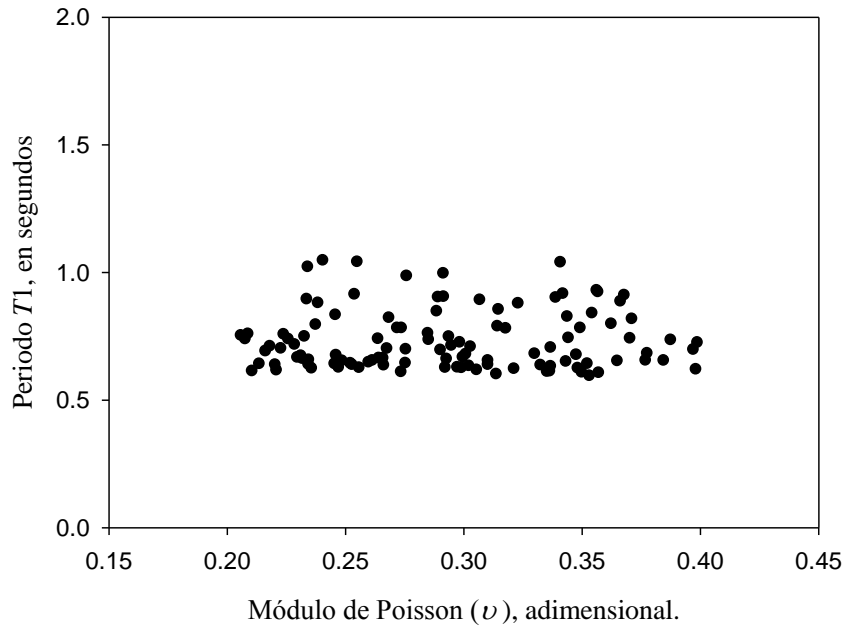


Figura E.30. Módulo de Poisson del suelo contra periodo T_1 . Pilas con tajamar triangular

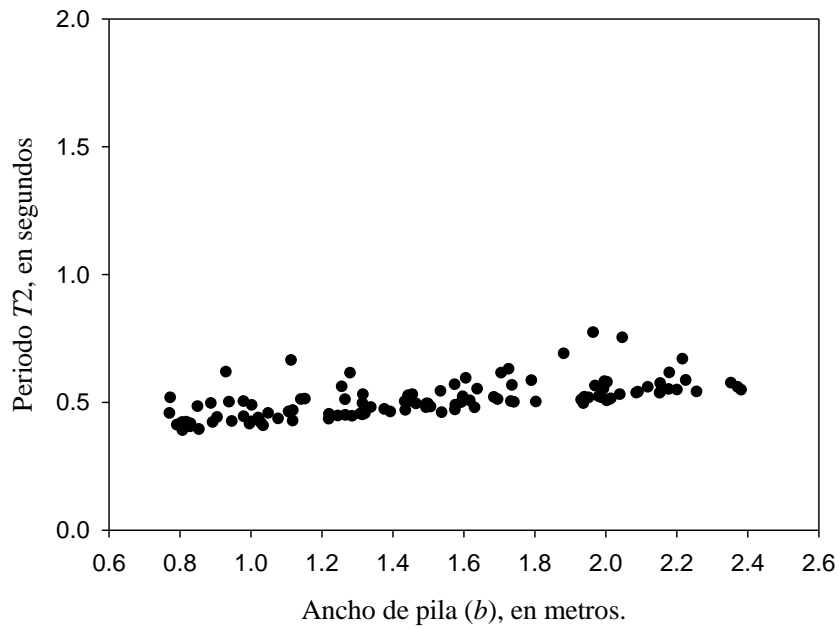


Figura E.31. Ancho de pila contra periodo T_2 . Pilas con tajamar triangular

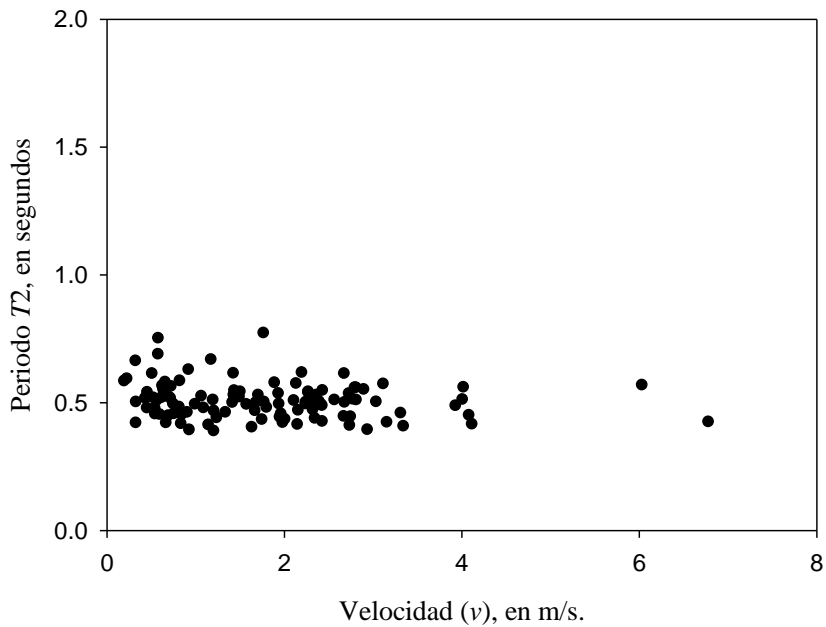


Figura E.32. Velocidad de la corriente contra periodo T_2 . Pilas con tajamar triangular

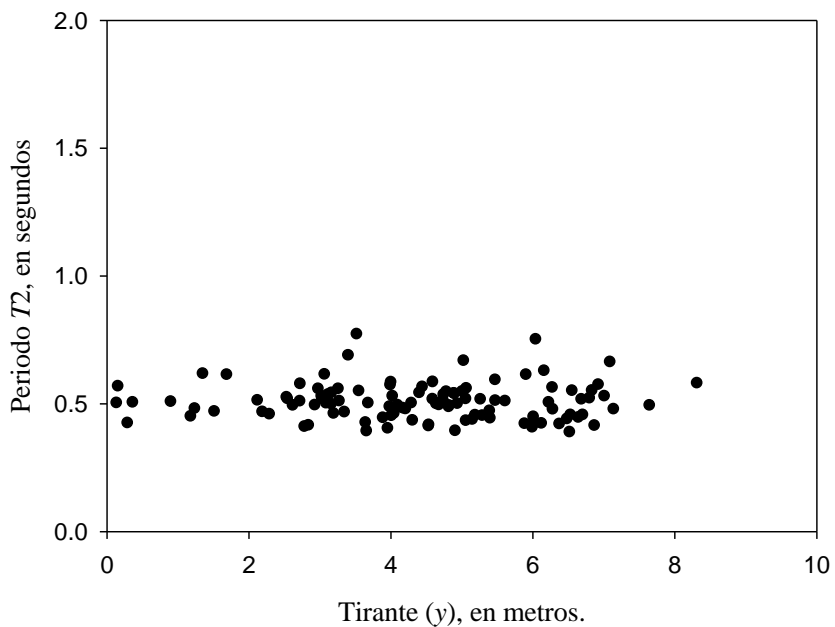


Figura E.33. Tirante de la corriente contra periodo T_2 . Pilas con tajamar triangular

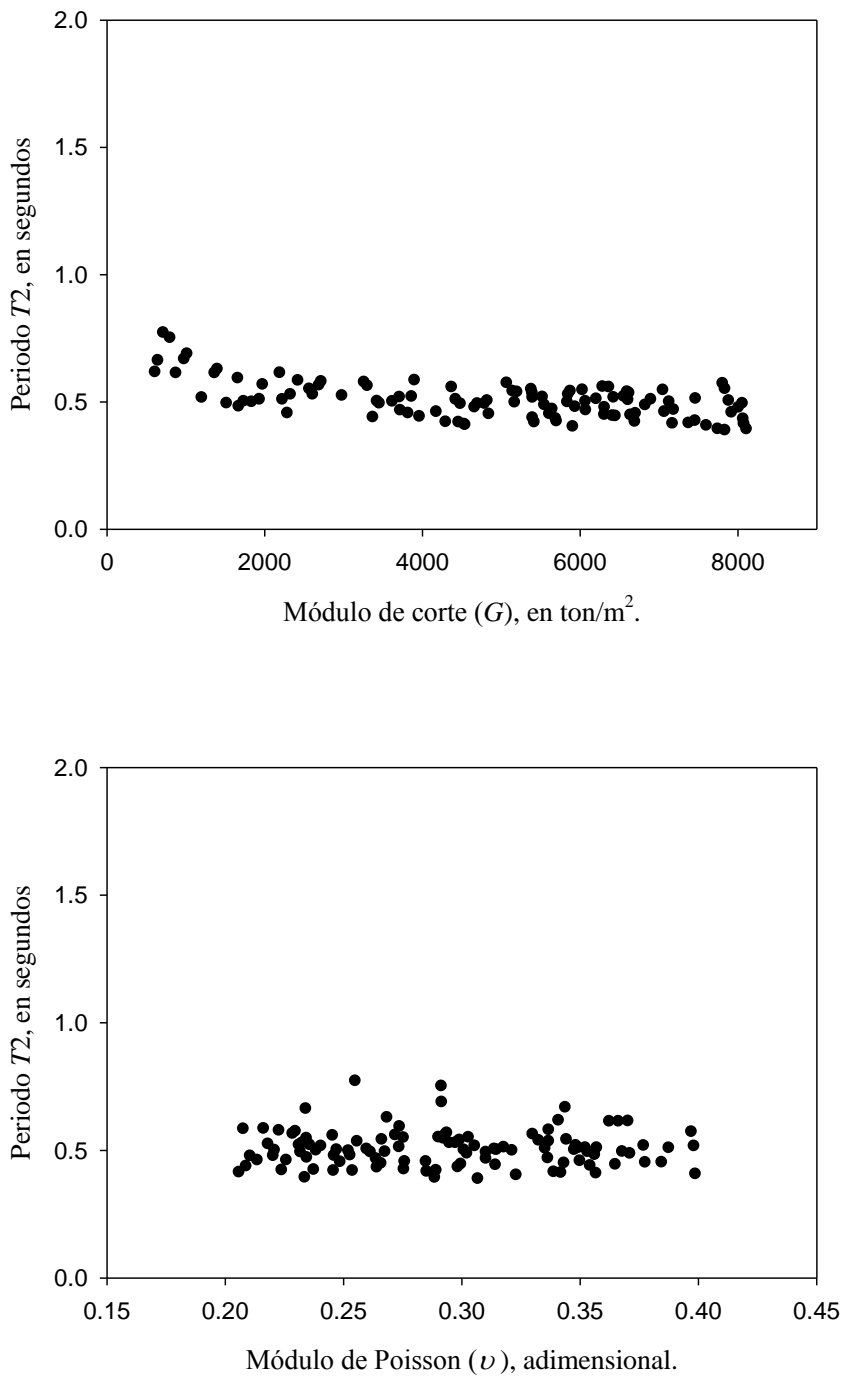


Figura E.34. Módulo de Poisson del suelo contra periodo T_2 . Pilas con tajamar triangular

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

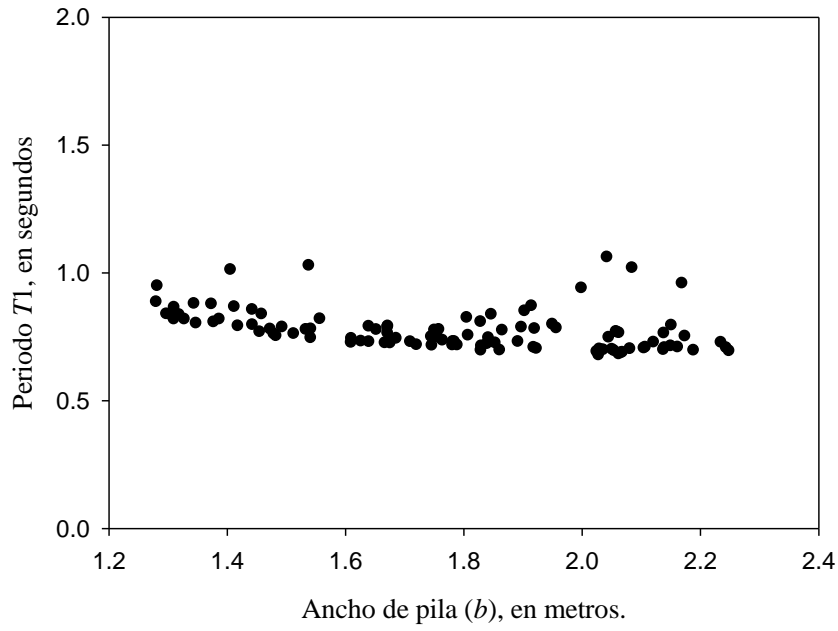


Figura E.35. Ancho de pila contra periodo T_1 . Grupos de pilas circulares

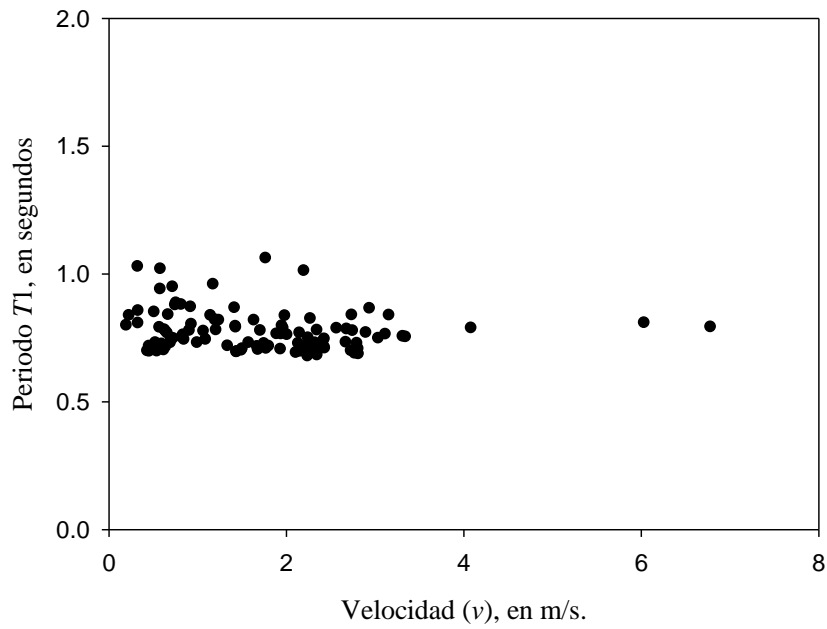


Figura E.36. Velocidad de la corriente contra periodo T_1 . Grupos de pilas circulares

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

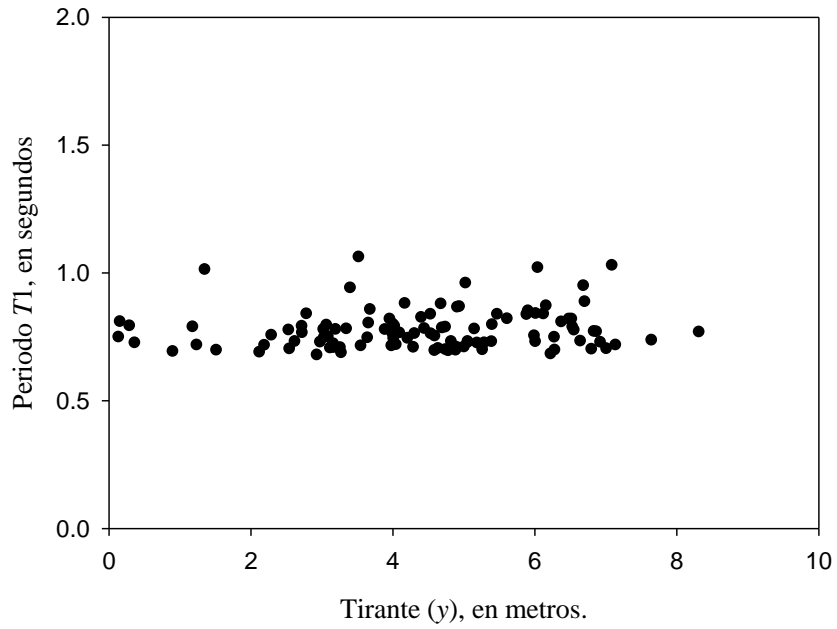


Figura E.37. Tirante del flujo contra periodo T_1 . Grupos de pilas circulares

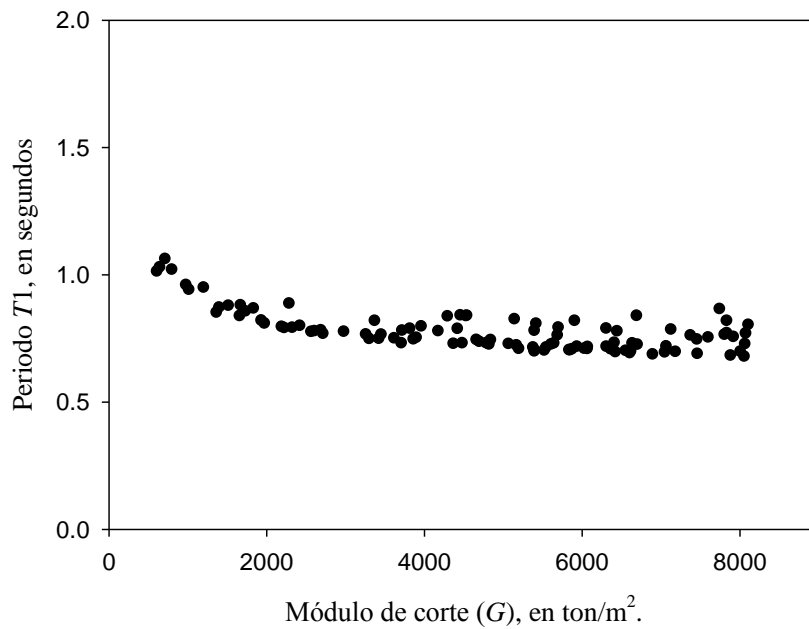


Figura E.38. Módulo de corte del suelo contra periodo T_1 . Grupos de pilas circulares

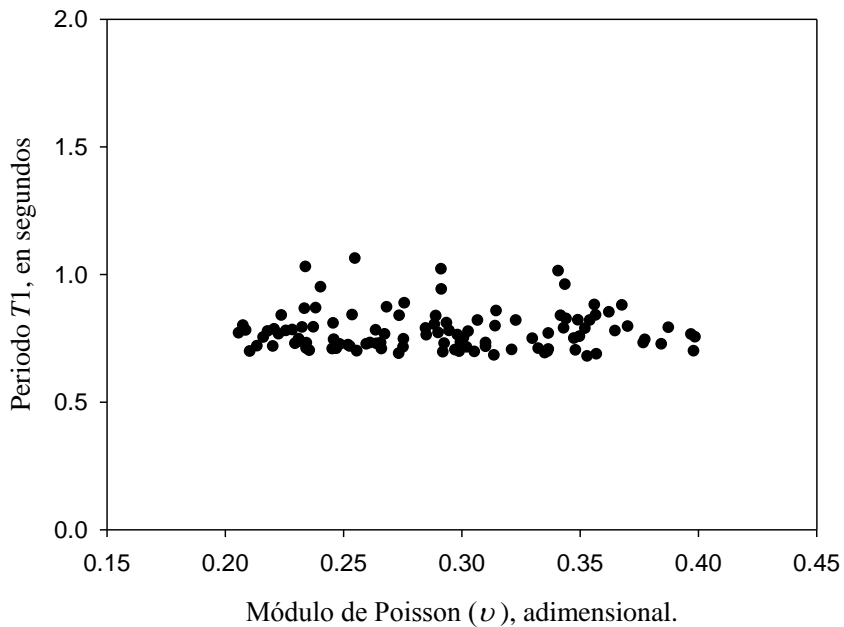


Figura E.39. Módulo de Poisson del suelo contra periodo T_1 . Grupos de pilas circulares

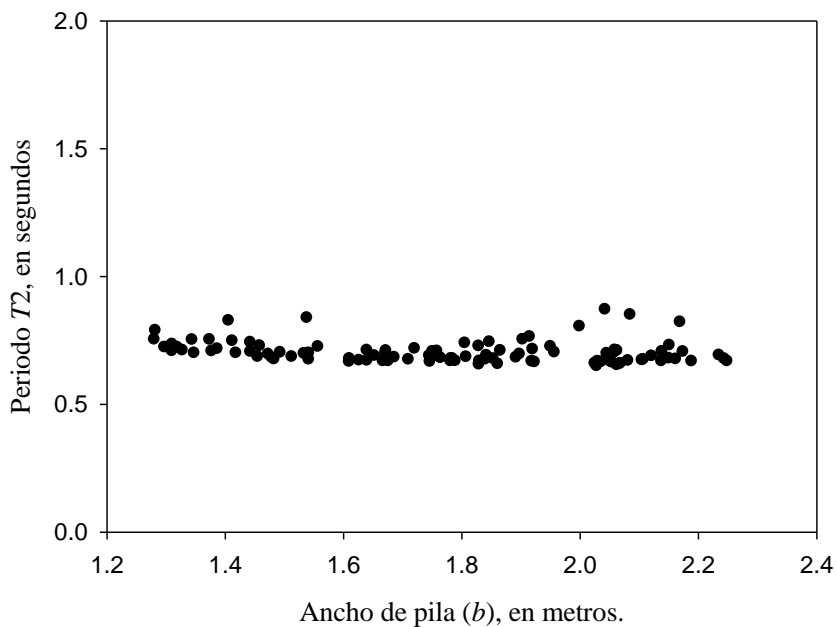


Figura E.40. Ancho de pila contra periodo T_2 . Grupos de pilas circulares

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

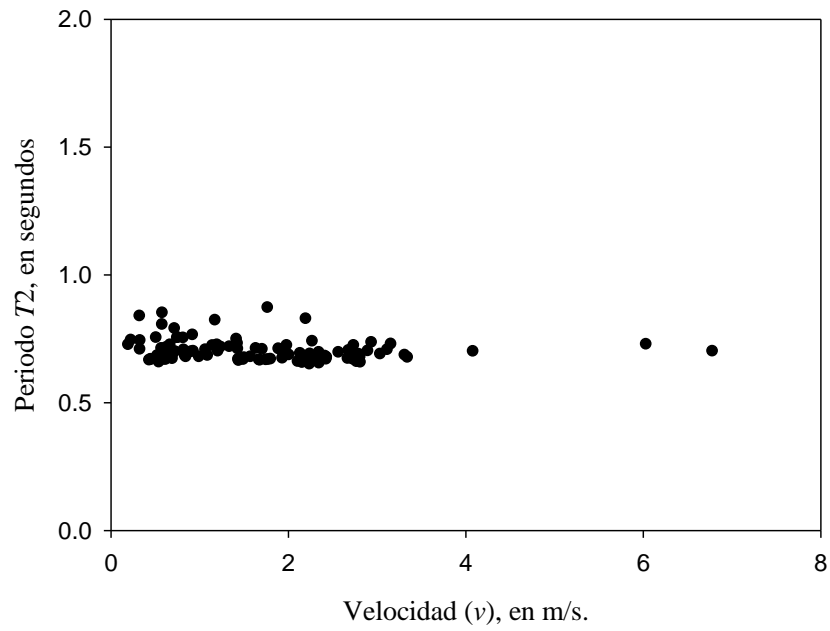


Figura E.41. Velocidad de la corriente contra periodo T_2 . Grupos de pilas circulares

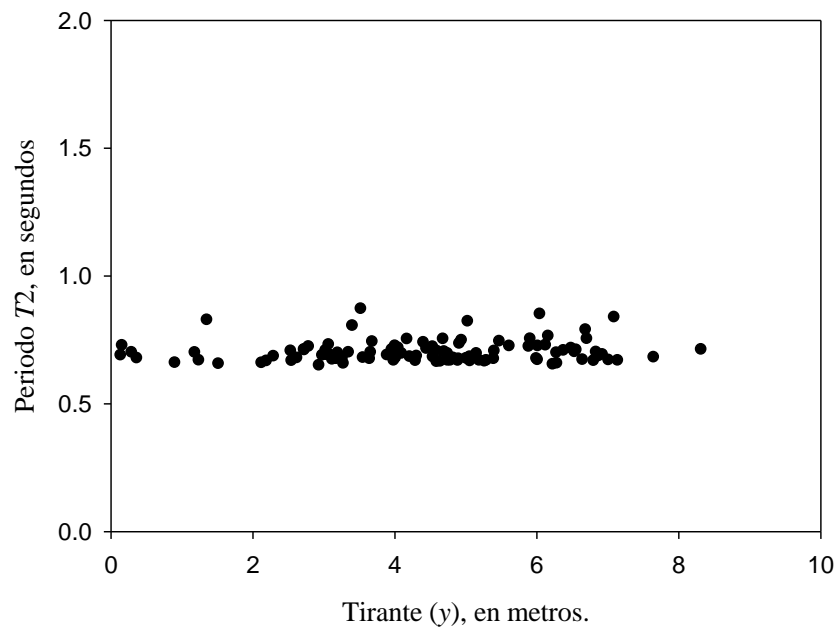


Figura E.42. Tirante del flujo contra periodo T_2 . Grupos de pilas circulares

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

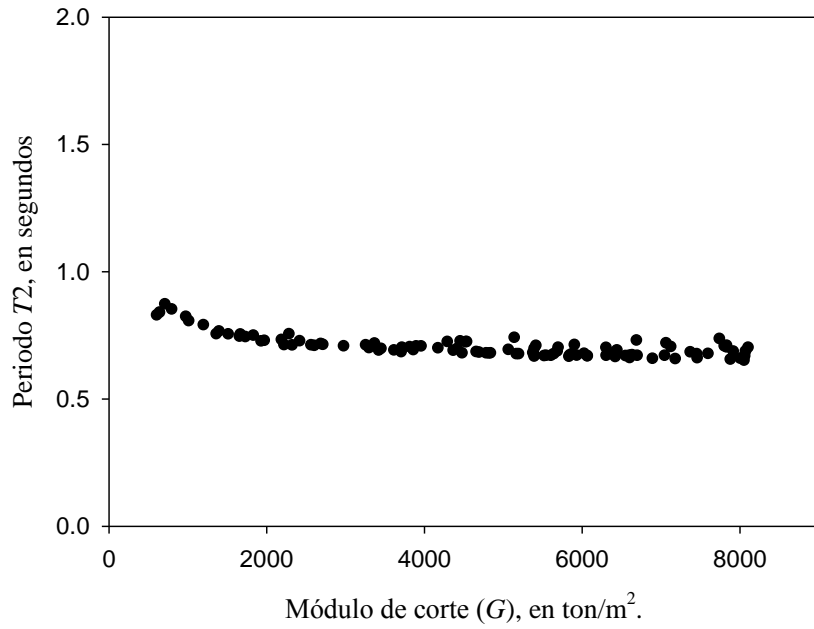


Figura E.43. Módulo de corte del suelo contra periodo T_2 . Grupos de pilas circulares

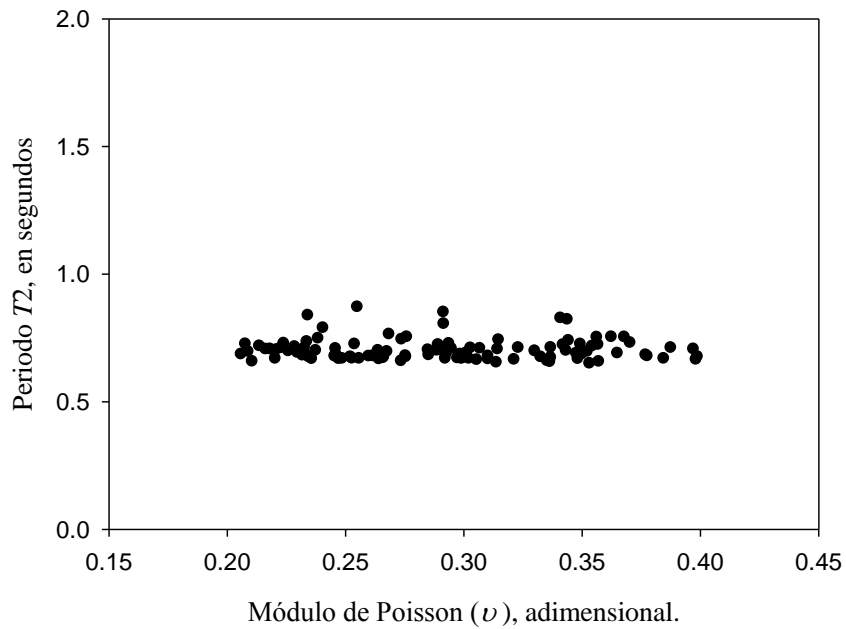


Figura E.44. Módulo de Poisson del suelo contra periodo T_2 . Grupos de pilas circulares

F. Variación de los momentos flexionantes alrededor del eje corto de la pila (eje y)

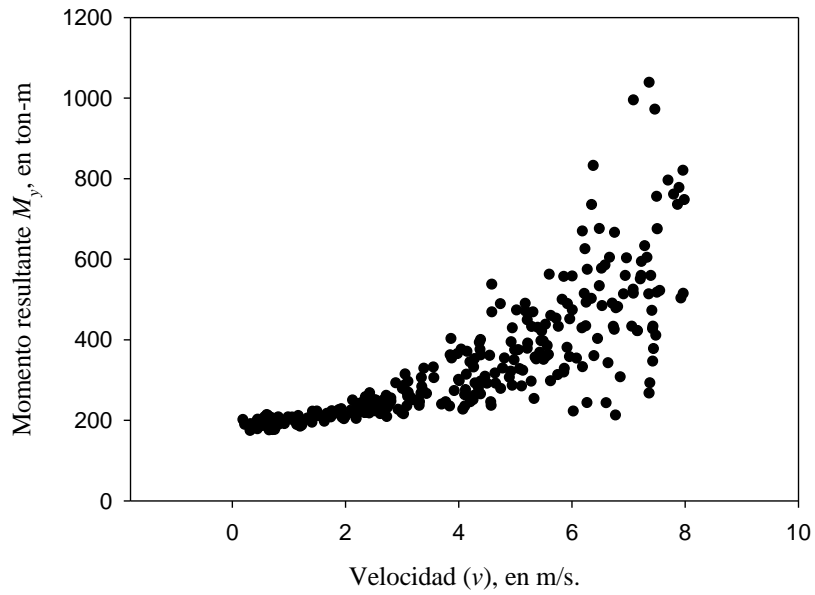


Figura F.1. Variación de los momentos flexionantes. Pilas circulares

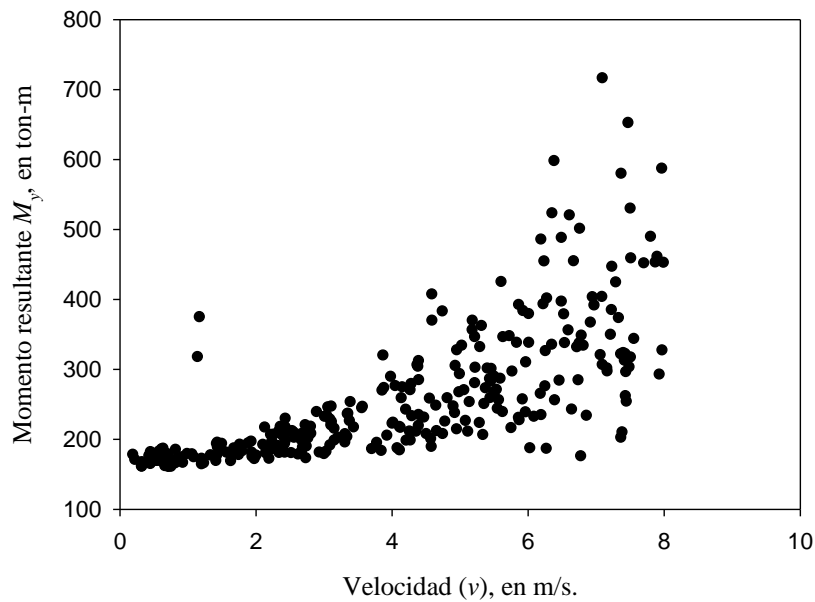


Figura F.2. Variación de los momentos flexionantes. Pilas con tajamar triangular

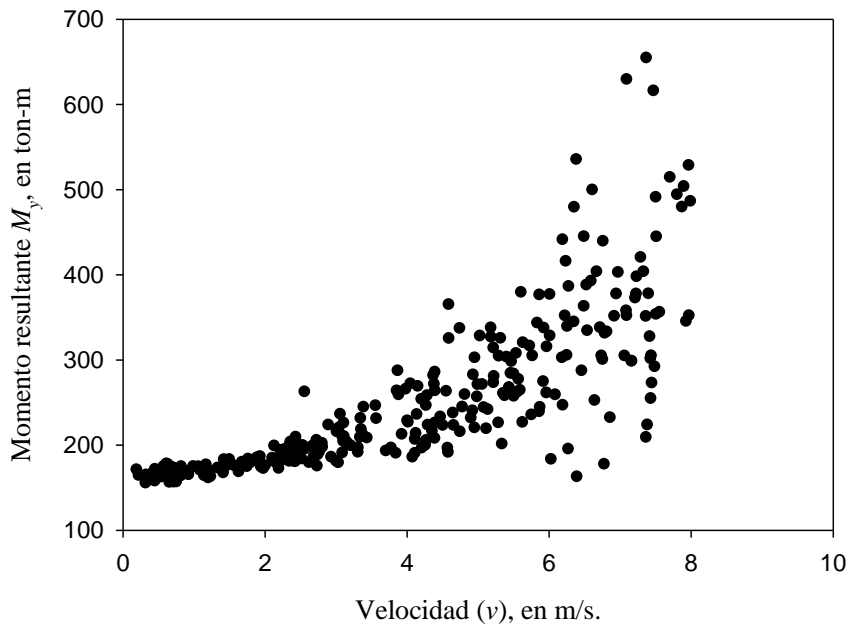


Figura F.3. Variación de los momentos flexionantes. Grupos de pilas circulares

G. Variación de la esbeltez

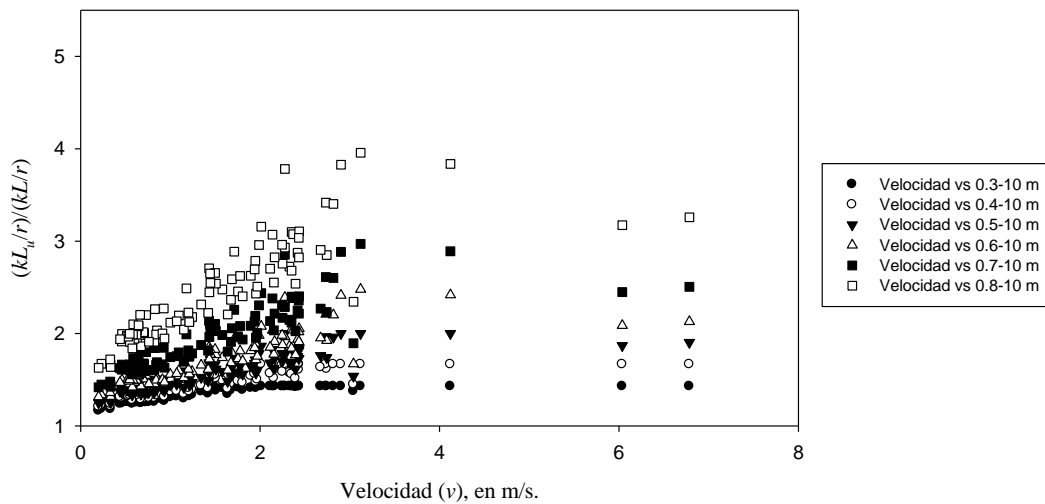


Figura G.1. Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=10$ m. Pilas circulares

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

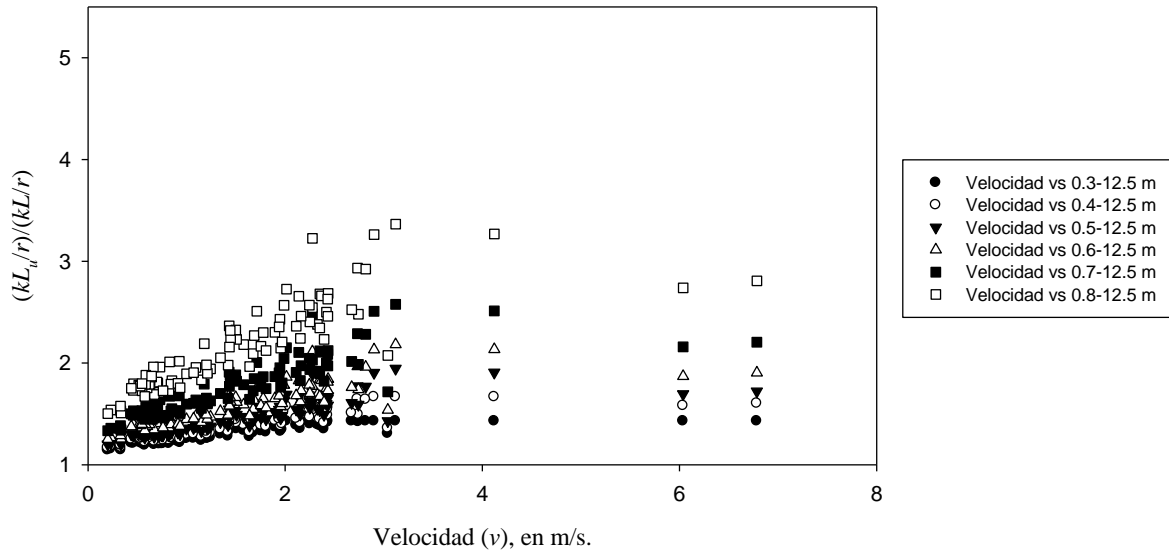


Figura G.2 Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=12.5$ m. Pilas circulares

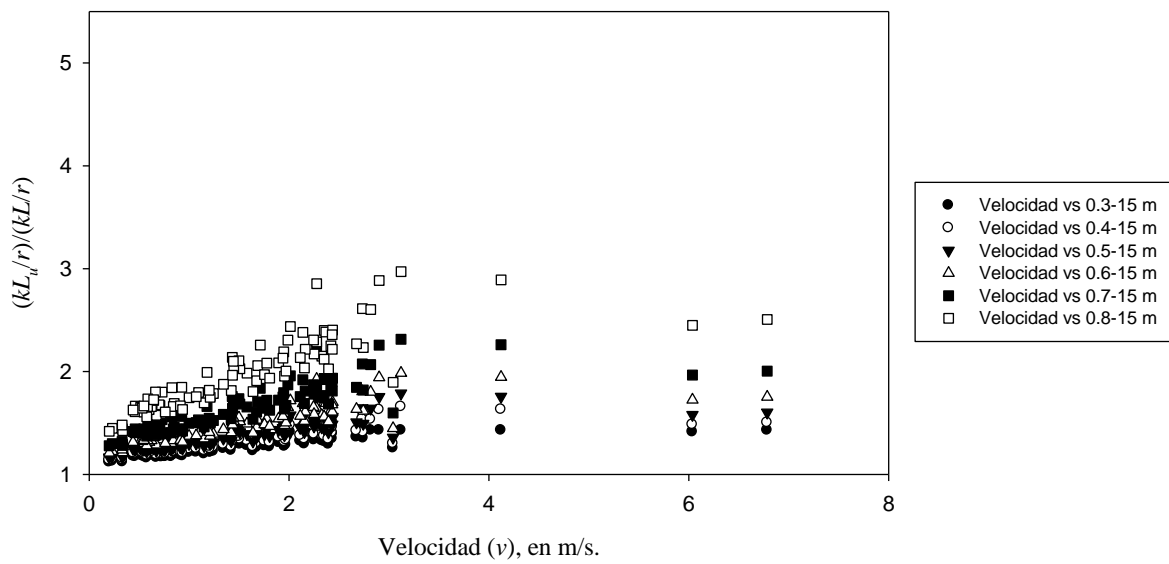


Figura G.3. Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=15$ m. Pilas circulares

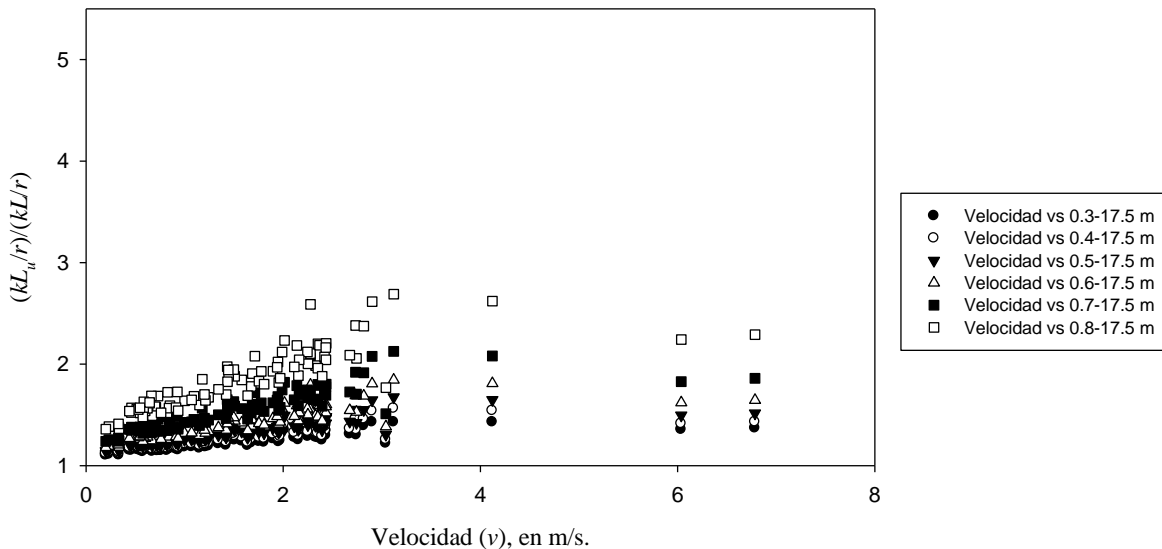


Figura G.4. Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=17.5$ m. Pilas circulares

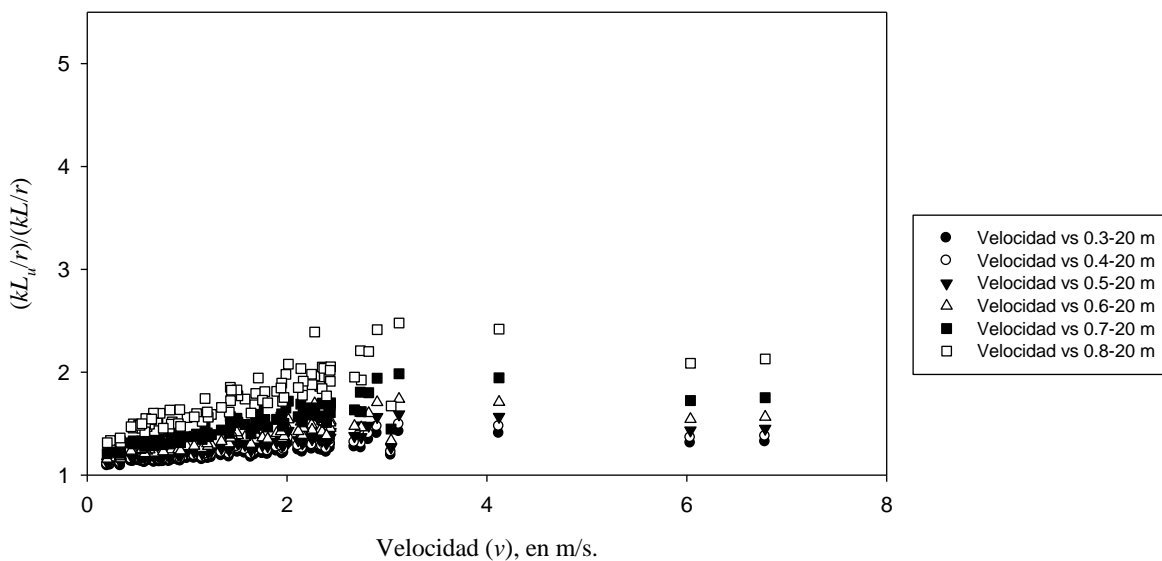


Figura G.5. Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=20$ m. Pilas circulares

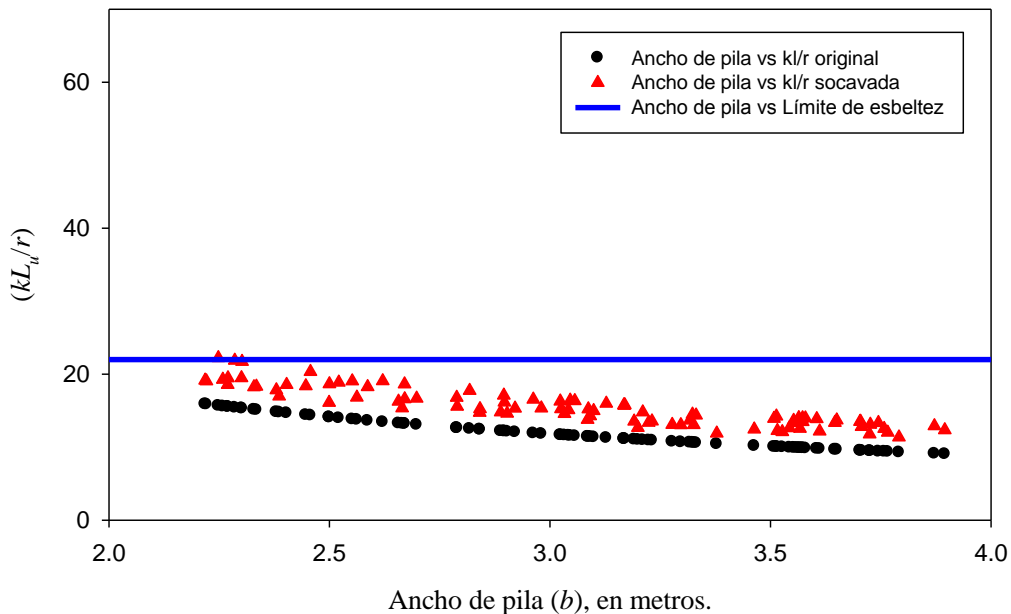


Figura G.6. Comparación de la relación de esbeltez contra el límite establecido por Tonia (2005). Para la altura y relación utilizadas en los modelos

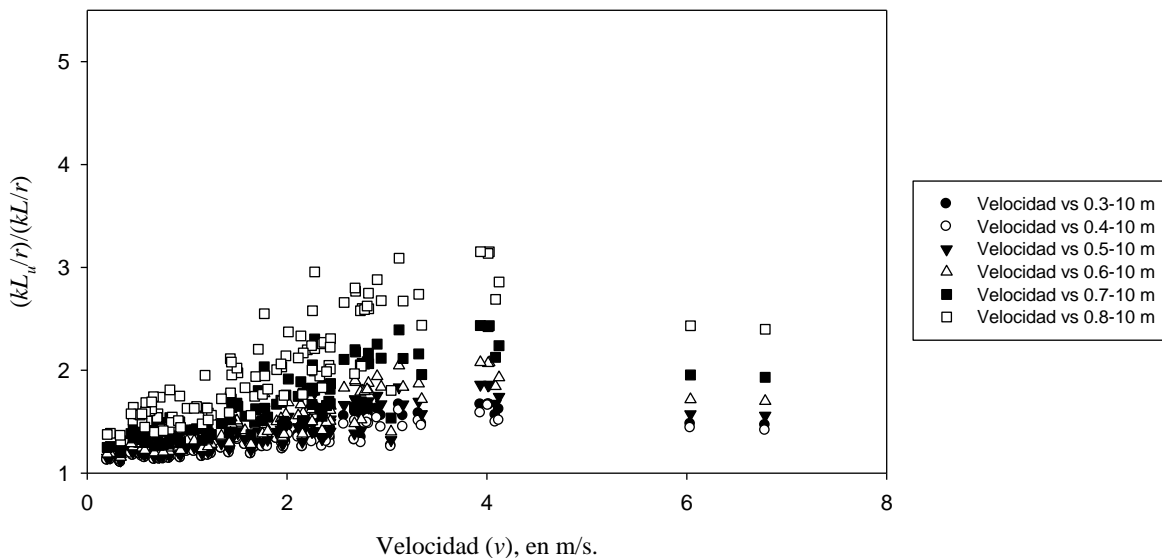


Figura G.7. Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=10$ m. Pilas con tajamar triangular

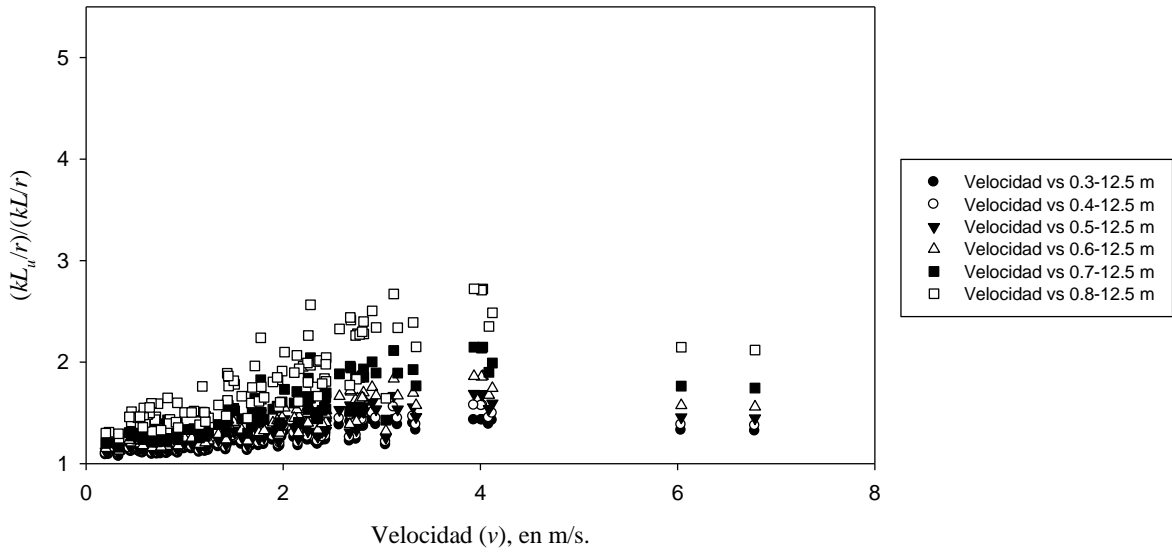


Figura G.8. Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=12.5$ m. Pilas con tajamar triangular

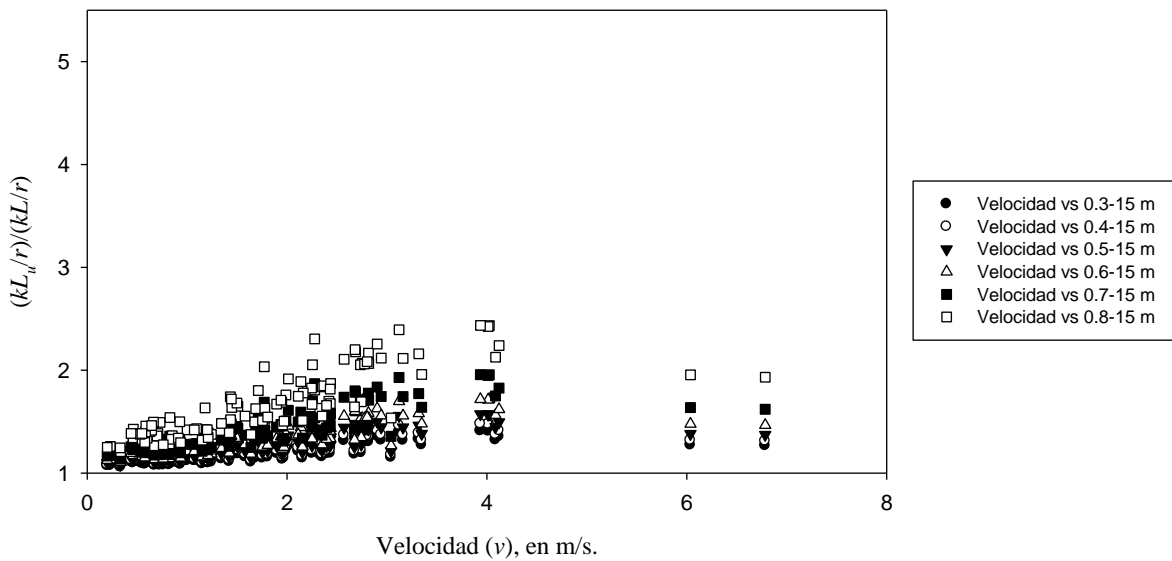


Figura G.9. Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=15$ m. Pilas con tajamar triangular

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

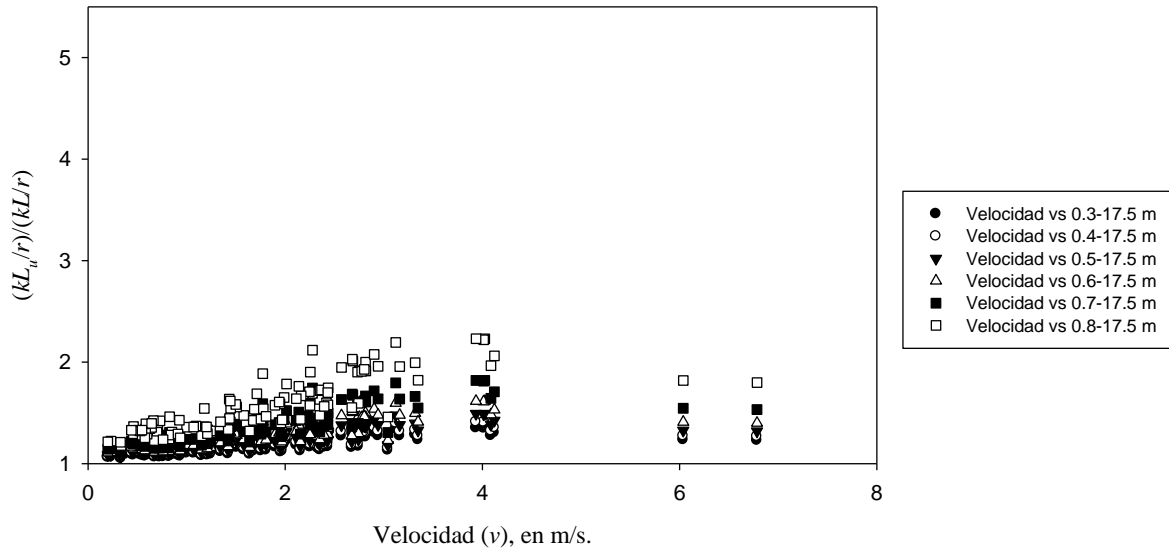


Figura G.10. Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=17.5$ m. Pilas con tajamar triangular

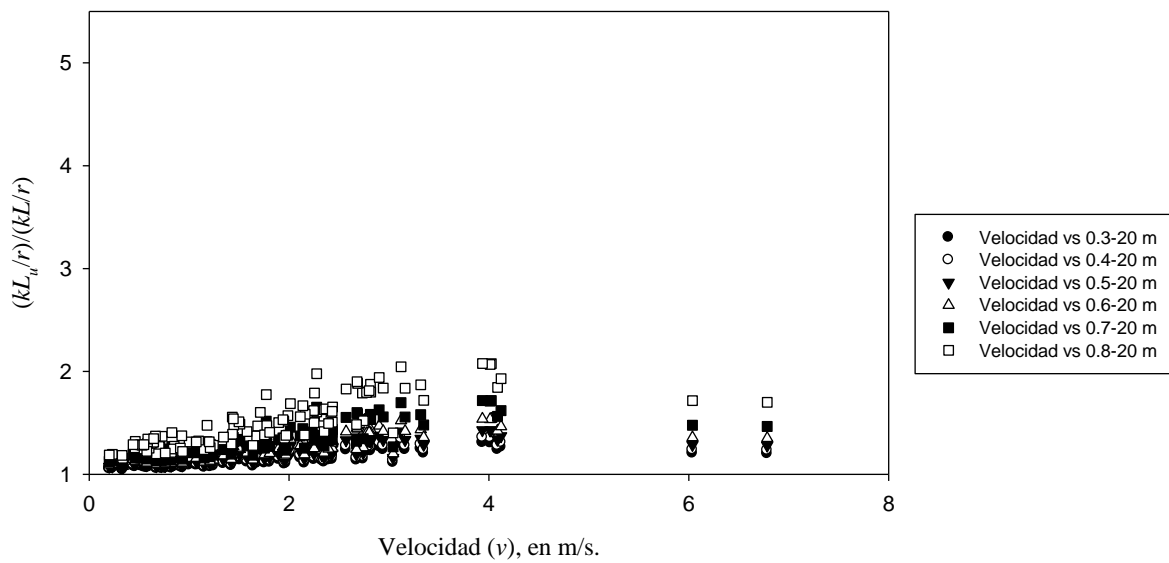


Figura G.11. Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=20$ m. Pilas con tajamar triangular

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

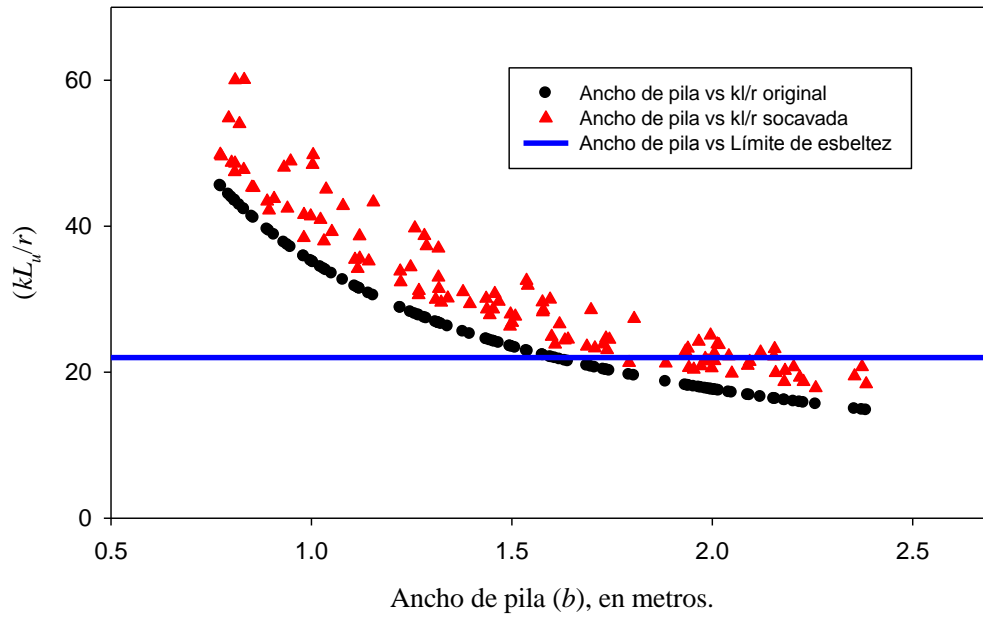


Figura G.12. Comparación de la relación de esbeltez contra el límite establecido por Tonia (2005). Para la altura y relación utilizadas en los modelos

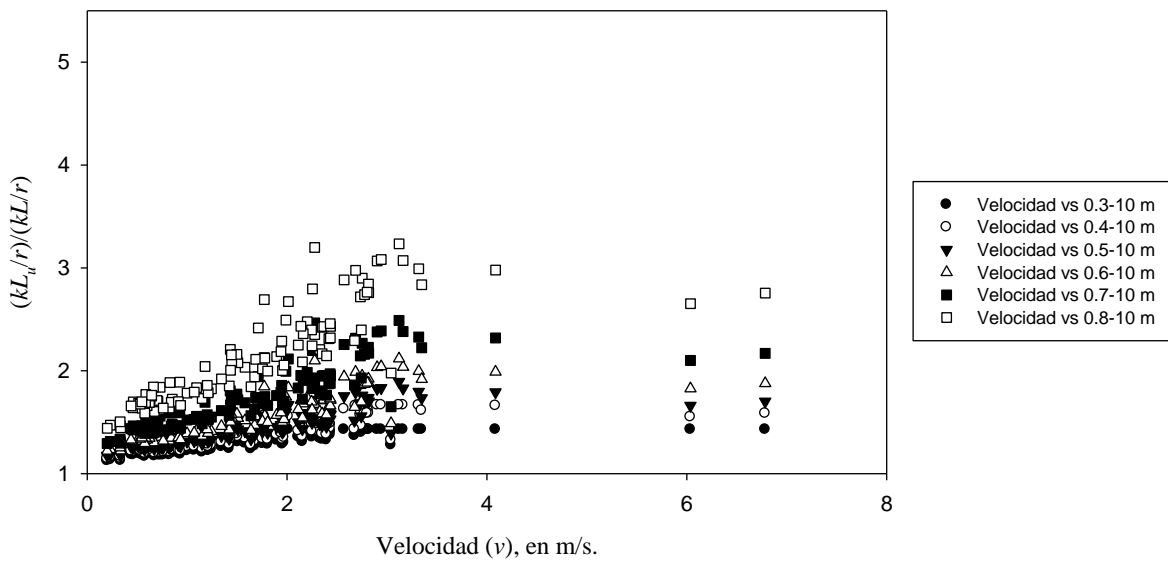


Figura G.13. Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=10$ m. Grupos de pilas circulares

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

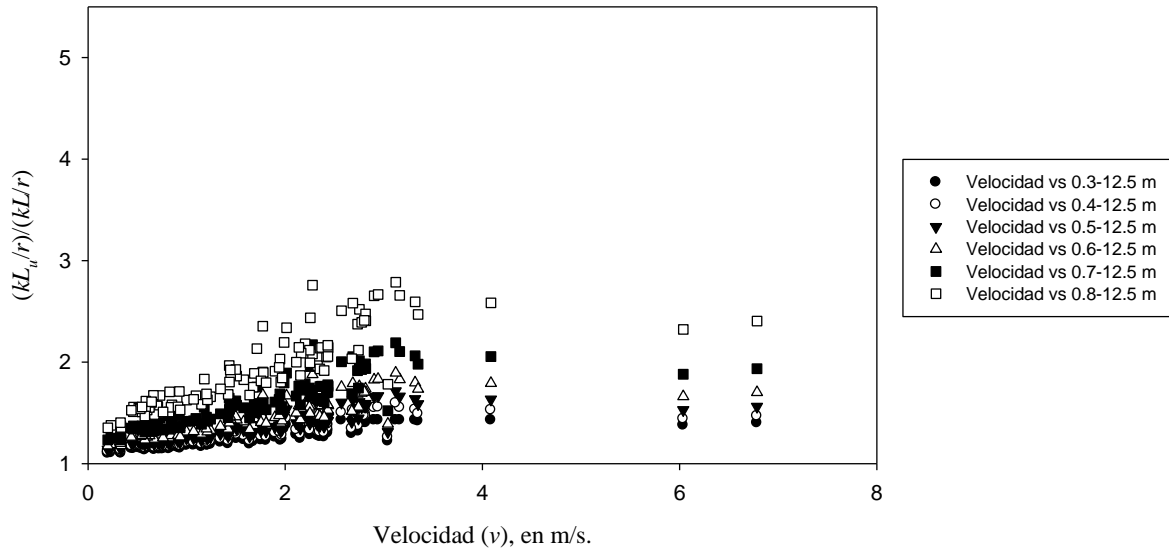


Figura G.14. Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=12.5$ m. Grupos de pilas circulares

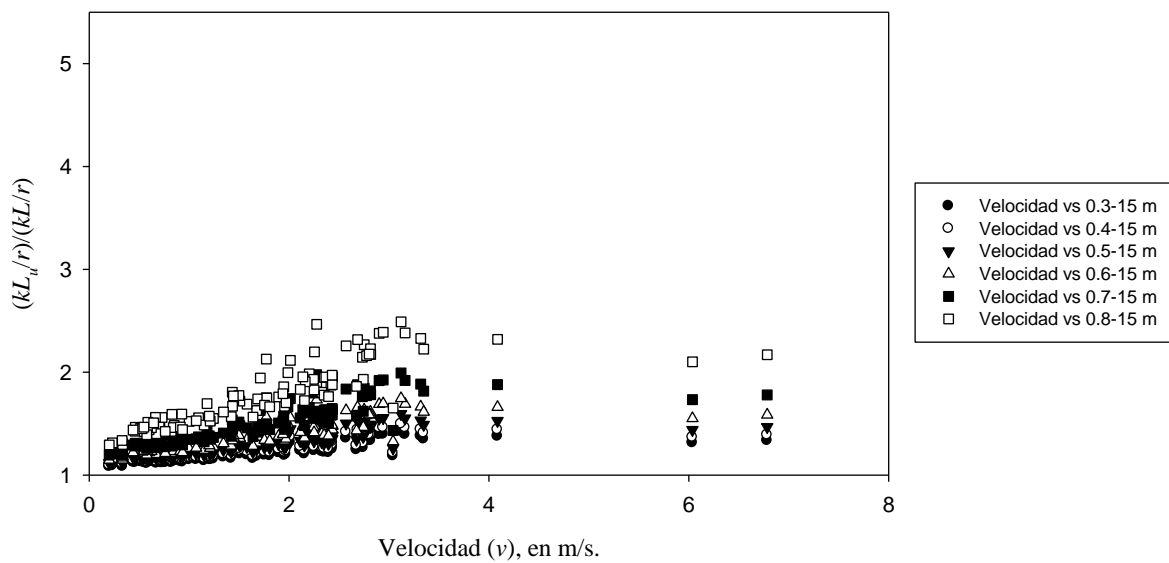


Figura G.15. Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=15$ m. Grupos de pilas circulares

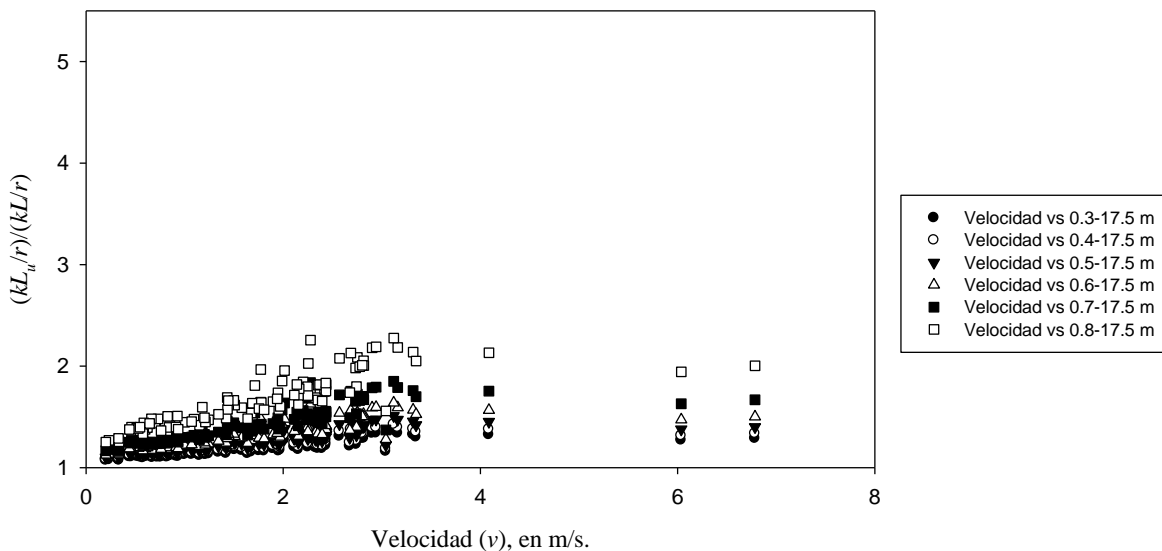


Figura G.16. Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=17.5$ m. Grupos de pilas circulares

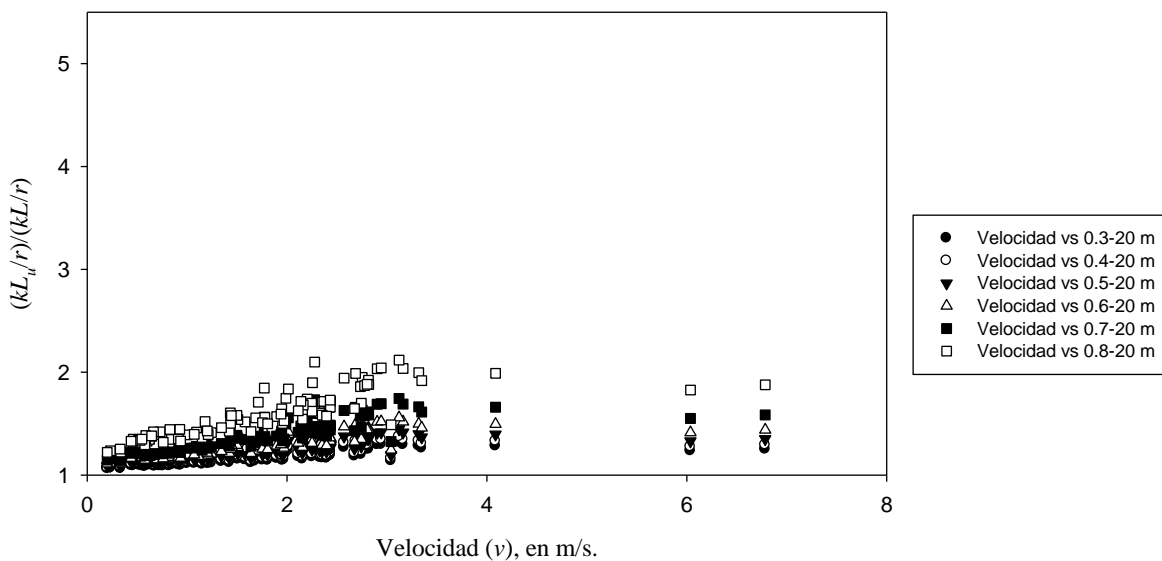


Figura G.17. Variación de la esbeltez para distintas relaciones de ρ y $H=20$ m. Grupos de pilas circulares

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante AvenidasTabla H.2. Factores de seguridad para pilas circulares. $b = 1.6 \text{ m}$. Arena limosa

Modelo	Capacidad de carga			Momento de volteo			S_0
	P_{falla}	$P_{actuante}$	$F. S.$	M_{falla}	$M_{actuante}$	$F. S.$	
16R0	367.20	493.35	0.74	434.84	440.26	0.99	5.48
16R1	346.80	494.23	0.70	346.80	421.96	0.82	5.52
16R2	326.40	498.10	0.66	268.80	397.11	0.68	5.74
16R3	306.00	501.11	0.61	200.81	363.57	0.55	5.95
16R4	285.60	504.18	0.57	142.80	320.78	0.45	6.18
16R5	265.20	506.52	0.52	94.71	267.04	0.35	6.37
16R6	244.80	508.81	0.48	56.49	203.09	0.28	6.57
16R7	193.80	511.10	0.38	27.54	132.32	0.21	6.78
16R8	137.70	513.45	0.27	8.85	62.57	0.14	7.01
16R9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.16

Tabla H.3. Factores de seguridad para pilas circulares. $b = 2.4 \text{ m}$. Arena limosa

Modelo	Capacidad de carga			Momento de volteo			S_0
	P_{falla}	$P_{actuante}$	$F. S.$	M_{falla}	$M_{actuante}$	$F. S.$	
24R0	367.20	560.46	0.66	434.84	503.93	0.86	5.49
24R1	346.80	561.56	0.62	346.80	483.03	0.72	5.53
24R2	326.40	566.14	0.58	268.80	455.07	0.59	5.74
24R3	306.00	570.78	0.54	200.81	417.30	0.48	5.96
24R4	285.60	575.25	0.50	142.80	368.00	0.39	6.14
24R5	265.20	577.72	0.46	94.71	306.83	0.31	6.33
24R6	244.80	582.36	0.42	56.49	234.32	0.24	6.60
24R7	193.80	585.78	0.33	27.54	153.21	0.18	6.81
24R8	137.70	588.13	0.23	9.11	72.71	0.13	6.96
24R9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.19

Tabla H.4. Factores de seguridad para pilas circulares. $b = 0.8 \text{ m}$. Arcilla con arena

Modelo	Capacidad de carga			Momento de volteo			S_0
	P_{falla}	$P_{actuante}$	$F. S.$	M_{falla}	$M_{actuante}$	$F. S.$	
08R0	771.12	425.03	1.81	913.17	350.84	2.60	5.48
08R1	728.28	425.30	1.71	728.28	342.41	2.13	5.50
08R2	685.44	428.78	1.60	564.48	325.32	1.74	5.84
08R3	642.60	431.11	1.49	421.71	300.04	1.41	6.17
08R4	599.76	432.99	1.39	299.88	266.39	1.13	6.49
08R5	556.92	434.57	1.28	198.90	222.99	0.89	6.79
08R6	514.08	436.13	1.18	118.63	170.64	0.70	7.13
08R7	412.34	435.11	0.95	58.59	111.62	0.52	7.49
08R8	289.17	439.13	0.66	18.59	52.54	0.35	7.82
08R9	0.00	0.00	0.00	9.00	0.00	0.00	8.13

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante AvenidasTabla H.5. Factores de seguridad para pilas circulares. $b = 1.6 \text{ m}$. Arcilla con arena

Modelo	Capacidad de carga			Momento de volteo			S_0
	P_{falla}	$P_{actuante}$	$F. S.$	M_{falla}	$M_{actuante}$	$F. S.$	
16R0	771.12	494.03	1.56	913.17	407.83	2.24	5.50
16R1	728.28	495.02	1.47	728.28	398.82	1.83	5.54
16R2	685.44	500.40	1.37	564.48	380.13	1.48	5.87
16R3	642.60	504.23	1.27	421.71	352.16	1.20	6.15
16R4	599.76	508.83	1.18	299.88	314.22	0.95	6.53
16R5	556.92	511.56	1.09	198.90	263.46	0.75	6.81
16R6	514.08	514.99	1.00	118.63	202.39	0.59	7.12
16R7	412.34	518.08	0.80	58.59	132.89	0.44	7.45
16R8	289.17	521.10	0.55	18.59	62.90	0.30	7.80
16R9	0.00	0.00	0.00	9.00	0.00	0.00	8.09

Tabla H.6. Factores de seguridad para pilas circulares. $b = 2.4 \text{ m}$. Arcilla con arena

Modelo	Capacidad de carga			Momento de volteo			S_0
	P_{falla}	$P_{actuante}$	$F. S.$	M_{falla}	$M_{actuante}$	$F. S.$	
24R0	771.12	560.46	1.38	913.17	464.17	1.97	5.46
24R1	728.28	561.56	1.30	728.28	455.18	1.60	5.51
24R2	685.44	569.66	1.20	564.48	436.31	1.29	5.87
24R3	642.60	575.39	1.12	421.71	404.91	1.04	6.17
24R4	599.76	581.22	1.03	299.88	361.79	0.83	6.49
24R5	556.92	606.96	0.92	198.90	305.60	0.65	6.85
24R6	514.08	591.55	0.87	118.63	234.60	0.51	7.15
24R7	406.98	596.17	0.68	57.83	154.65	0.37	7.47
24R8	283.82	600.74	0.47	18.51	73.82	0.25	7.82
24R9	0.00	0.00	0.00	9.00	0.00	0.00	8.11

Tabla H.7. Factores de seguridad para pilas circulares. $b = 0.8 \text{ m}$. Arena y grava densa

Modelo	Capacidad de carga			Momento de volteo			S_0
	P_{falla}	$P_{actuante}$	$F. S.$	M_{falla}	$M_{actuante}$	$F. S.$	
08R0	1101.60	436.78	2.52	1304.53	290.06	4.50	5.37
08R1	1040.40	437.23	2.38	1040.40	297.83	3.49	5.51
08R2	979.20	438.74	2.23	806.40	288.20	2.80	6.05
08R3	918.00	443.05	2.07	602.44	270.94	2.22	6.46
08R4	856.80	446.87	1.92	428.40	245.07	1.75	7.00
08R5	795.60	449.20	1.77	284.14	209.05	1.36	7.43
08R6	734.40	451.44	1.63	169.48	157.16	1.08	7.95
08R7	619.65	453.32	1.37	83.65	106.89	0.78	8.46
08R8	459.00	454.87	1.01	26.82	49.49	0.54	8.89
08R9	0.00	0.00	0.00	9.00	0.00	0.00	9.61

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante AvenidasTabla H.8. Factores de seguridad para pilas circulares. $b = 1.6 \text{ m}$. Arena y grava densa

Modelo	Capacidad de carga			Momento de volteo			S_0
	P_{falla}	$P_{actuante}$	$F. S.$	M_{falla}	$M_{actuante}$	$F. S.$	
16R0	1101.60	505.77	2.18	1304.53	341.42	3.82	5.50
16R1	1040.40	506.58	2.05	1040.40	348.44	2.99	5.52
16R2	979.20	519.34	1.89	806.40	342.08	2.36	6.00
16R3	918.00	529.59	1.73	602.44	324.75	1.86	6.49
16R4	856.80	535.69	1.60	428.40	295.40	1.45	6.95
16R5	795.60	541.89	1.47	284.14	253.32	1.12	7.49
16R6	734.40	546.46	1.34	169.48	197.72	0.86	7.97
16R7	627.30	550.29	1.14	83.85	128.09	0.65	8.43
16R8	451.35	545.14	0.83	26.72	60.98	0.44	8.89
16R9	0.00	0.00	0.00	9.00	0.00	0.00	9.63

Tabla H.9 Factores de seguridad para pilas circulares. $b = 2.4 \text{ m}$. Arena y grava densa

Modelo	Capacidad de carga			Momento de volteo			S_0
	P_{falla}	$P_{actuante}$	$F. S.$	M_{falla}	$M_{actuante}$	$F. S.$	
24R0	1101.60	577.73	1.91	1304.53	391.55	3.33	5.49
24R1	1040.40	578.87	1.80	1040.40	400.43	2.60	5.51
24R2	979.20	603.10	1.62	806.40	399.39	2.02	6.00
24R3	918.00	614.61	1.49	602.44	380.98	1.58	6.51
24R4	856.80	622.58	1.38	428.40	347.61	1.23	6.95
24R5	795.60	630.67	1.26	284.14	299.82	0.95	7.42
24R6	734.40	638.75	1.15	169.48	235.32	0.72	7.96
24R7	596.70	644.52	0.93	83.05	156.76	0.53	8.40
24R8	489.60	650.33	0.75	30.60	73.62	0.42	8.87
24R9	0.00	0.00	0.00	9.00	0.00	0.00	9.35

Tabla H.10. Factores de seguridad para pilas con tajamar triangular. $b = 0.8 \text{ m}$. Arena limosa

Modelo	Capacidad de carga			Momento de volteo			S_0
	P_{falla}	$P_{actuante}$	$F. S.$	M_{falla}	$M_{actuante}$	$F. S.$	
08R0	367.20	432.98	0.85	434.84	418.90	1.04	5.43
08R1	346.80	433.37	0.80	346.80	396.89	0.87	5.51
08R2	326.40	434.52	0.75	268.80	369.70	0.73	5.74
08R3	306.00	435.67	0.70	200.81	335.52	0.60	6.00
08R4	285.60	436.44	0.65	142.80	293.15	0.49	6.19
08R5	265.20	437.21	0.61	94.71	242.36	0.39	6.39
08R6	244.80	438.10	0.56	56.49	183.05	0.31	6.61
08R7	183.60	438.74	0.42	27.24	119.79	0.23	6.85
08R8	122.40	439.13	0.28	8.61	57.63	0.15	6.98
08R9	0.00	0.00	0.00	9.00	0.00	0.00	7.25

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante AvenidasTabla H.11. Factores de seguridad para pilas con tajamar triangular. $b = 1.6 \text{ m}$. Arena limosa

Modelo	Capacidad de carga			Momento de volteo			S_0
	P_{falla}	$P_{actuante}$	$F. S.$	M_{falla}	$M_{actuante}$	$F. S.$	
16R0	367.20	507.23	0.72	434.84	489.86	0.89	5.48
16R1	346.80	508.00	0.68	346.80	464.42	0.75	5.53
16R2	326.40	511.07	0.64	268.80	433.84	0.62	5.74
16R3	306.00	513.37	0.60	200.81	394.43	0.51	5.93
16R4	285.60	515.68	0.55	142.80	345.52	0.41	6.15
16R5	265.20	517.98	0.51	94.71	286.26	0.33	6.39
16R6	244.80	519.52	0.47	56.49	216.43	0.26	6.56
16R7	186.15	521.82	0.36	27.32	141.85	0.19	6.83
16R8	122.40	523.36	0.23	8.61	68.17	0.13	7.03
16R9	0.00	0.00	0.00	9.00	0.00	0.00	7.24

Tabla H.12. Factores de seguridad para pilas con tajamar triangular. $b = 2.4 \text{ m}$. Arena limosa

Modelo	Capacidad de carga			Momento de volteo			S_0
	P_{falla}	$P_{actuante}$	$F. S.$	M_{falla}	$M_{actuante}$	$F. S.$	
24R0	367.20	577.63	0.64	434.84	556.26	0.78	5.47
24R1	346.80	578.79	0.60	346.80	527.58	0.66	5.52
24R2	326.40	583.39	0.56	268.80	493.98	0.54	5.73
24R3	306.00	588.00	0.52	200.81	450.82	0.45	5.98
24R4	285.60	591.46	0.48	142.80	395.45	0.36	6.18
24R5	265.20	594.91	0.45	94.71	328.07	0.29	6.40
24R6	244.80	597.22	0.41	56.49	248.26	0.23	6.55
24R7	186.15	600.67	0.31	27.32	162.63	0.17	6.80
24R8	122.40	602.98	0.20	8.61	78.17	0.11	6.98
24R9	0.00	0.00	0.00	9.00	0.00	0.00	7.25

Tabla H.13. Factores de seguridad para pilas con tajamar triangular. $b = 0.8 \text{ m}$. Arcilla con arena

Modelo	Capacidad de carga			Momento de volteo			S_0
	P_{falla}	$P_{actuante}$	$F. S.$	M_{falla}	$M_{actuante}$	$F. S.$	
08R0	771.12	433.37	1.78	913.17	423.07	2.16	5.46
08R1	728.28	433.75	1.68	728.28	400.68	1.82	5.54
08R2	685.44	435.29	1.57	564.48	373.67	1.51	5.86
08R3	642.60	436.82	1.47	421.71	339.55	1.24	6.22
08R4	599.76	467.93	1.28	299.88	320.73	0.93	6.54
08R5	556.92	439.13	1.27	198.90	245.58	0.81	6.90
08R6	514.08	439.90	1.17	118.63	185.41	0.64	7.17
08R7	385.56	440.66	0.87	57.20	121.14	0.47	7.45
08R8	257.04	441.82	0.58	18.45	58.13	0.32	7.81
08R9	0.00	0.00	0.00	9.00	0.00	0.00	8.08

Vulnerabilidad por Socavación de Puentes Carreteros ante Avenidas

Tabla H.14. Factores de seguridad para pilas con tajamar triangular. $b = 1.6 \text{ m}$. Arcilla con arena

Modelo	Capacidad de carga			Momento de volteo			S_0
	P_{falla}	$P_{actuante}$	$F. S.$	M_{falla}	$M_{actuante}$	$F. S.$	
16R0	771.12	507.23	1.52	913.17	496.36	1.84	5.46
16R1	728.28	508.00	1.43	728.28	469.96	1.55	5.50
16R2	685.44	512.60	1.34	564.48	440.47	1.28	5.83
16R3	642.60	516.44	1.24	421.71	401.40	1.05	6.18
16R4	599.76	519.52	1.15	299.88	352.03	0.85	6.51
16R5	556.92	522.59	1.07	198.90	291.68	0.68	6.87
16R6	514.08	524.89	0.98	118.63	220.65	0.54	7.18
16R7	390.92	527.20	0.74	57.36	144.10	0.40	7.50
16R8	262.40	529.50	0.50	18.17	69.00	0.26	7.75
16R9	0.00	0.00	0.00	9.00	0.00	0.00	8.10

Tabla H.15. Factores de seguridad para pilas con tajamar triangular. $b = 2.4 \text{ m}$. Arcilla con arena

Modelo	Capacidad de carga			Momento de volteo			S_0
	P_{falla}	$P_{actuante}$	$F. S.$	M_{falla}	$M_{actuante}$	$F. S.$	
24R0	771.12	578.79	1.33	913.17	566.63	1.61	5.49
24R1	728.28	579.94	1.26	728.28	535.95	1.36	5.54
24R2	685.44	586.85	1.17	564.48	503.87	1.12	5.88
24R3	642.60	592.61	1.08	421.71	460.38	0.92	6.21
24R4	599.76	597.22	1.00	299.88	404.06	0.74	6.51
24R5	556.92	601.83	0.93	198.90	335.51	0.59	6.84
24R6	514.08	605.28	0.85	118.63	254.07	0.47	7.11
24R7	390.92	609.89	0.64	57.36	166.19	0.35	7.49
24R8	262.40	614.50	0.43	18.17	79.54	0.23	7.82
24R9	0.00	0.00	0.00	9.00	0.00	0.00	8.14

Tabla H.16. Factores de seguridad para pilas con tajamar triangular. $b = 0.8 \text{ m}$. Arena y grava densa

Modelo	Capacidad de carga			Momento de volteo			S_0
	P_{falla}	$P_{actuante}$	$F. S.$	M_{falla}	$M_{actuante}$	$F. S.$	
08R0	1101.60	444.89	2.48	1304.53	440.19	2.96	5.50
08R1	1040.40	445.27	2.34	1040.40	417.28	2.49	5.57
08R2	979.20	447.58	2.19	806.40	390.11	2.07	5.99
08R3	918.00	449.88	2.04	602.44	354.85	1.70	6.47
08R4	856.80	451.80	1.90	428.40	310.36	1.38	6.95
08R5	795.60	453.72	1.75	284.14	256.13	1.11	7.53
08R6	734.40	454.87	1.61	169.48	193.05	0.88	7.93
08R7	589.05	456.02	1.29	83.71	124.70	0.67	8.40
08R8	397.80	457.18	0.87	26.33	58.24	0.45	8.92
08R9	0.00	0.00	0.00	9.00	0.00	0.00	9.65

