



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

SOCAVACIÓN EN PRESAS Y PUENTES

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
GEOVANI SAMUEL GARCÍA GUILLÉN

TUTOR PRINCIPAL:
ALBERTO JAIME PAREDES
INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. DE MÉXICO, ENERO DE 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Roberto Magaña del Toro

Secretario: Dra. Alexandra Ossa López

Vocal: Dr. Alberto Jaime Paredes

1 er. Suplente: M.I. Jaime Antonio Martínez Mier

2 do. Suplente: Dr. Osvaldo Flores Castellón

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: Ciudad Universitaria, Ciudad de México.

TUTOR DE TESIS:

Dr. Alberto Jaime Paredes.

FIRMA

DEDICATORIA

A mis padres, Bartolo García Suárez y María Magdalena Guillén Bautista, por ser el pilar fundamental en todo lo que soy, en toda mi educación, tanto académica, como de la vida, por su incondicional apoyo perfectamente mantenido durante mi desarrollo.

Al resto de mi familia por sus oraciones, consejos y palabras de aliento.

Todo este trabajo ha sido posible gracias a ellos, los amo.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México y al Instituto de Ingeniería de la UNAM por el apoyo institucional y académico para realizar los estudios de Maestría en Ingeniería Civil.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por su programa de becas para estudios de posgrado.

Al Dr. Alberto Jaime paredes por su paciencia y constante apoyo durante el desarrollo de este trabajo. Así mismo, por transmitirme parte de sus conocimientos y experiencias en el ámbito de la geotecnia y otras áreas del conocimiento.

A los sinodales, Dra. Alexandra Ossa López, Dr. Roberto Magaña del Toro, M.I. Jaime Antonio Martínez Mier y Dr. Osvaldo Flores Castrellón, por el tiempo invertido en la revisión de esta tesis.

A mis compañeros y amigos de la maestría por su apoyo y compañía durante mi estancia en la Ciudad de México.

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 OBJETIVOS.....	2
1.3 ALCANCES	2
2. ORIGEN DE LOS SUELOS	3
2.1 DESINTEGRACIÓN MECÁNICA.....	3
2.2 DESCOMPOSICIÓN QUÍMICA.....	4
2.3 CONDICIONES CLIMÁTICAS.....	5
2.4 PRODUCTO DE LA DESINTEGRACIÓN DE LAS ROCAS.....	5
2.5 FILTRACIÓN DE AGUA EN EL SUBSUELO.....	6
3. ASPECTOS HIDROLÓGICOS.....	7
4. ASPECTOS GEOLÓGICOS	9
4.1 CLASIFICACIÓN GENERAL DE ROCAS PARA USOS GEOTÉCNICOS.....	10
4.2 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA ROCA INTACTA	12
4.3 DISCONTINUIDADES	16
4.4 DESCRIPCIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES	18
4.4.1 Orientación	18
4.4.2 Número de familias	22
4.4.3 Espaciamiento.....	23
4.4.4 Abertura.....	23
4.4.5 Relleno.....	23
4.4.6 Persistencia	24
4.4.7 Rugosidad	24
4.4.8 Filtraciones	25
4.4.9 Tamaño de los bloques	26
4.5 MACRO Y MICRO DISCONTINUIDADES	27
5. ASPECTOS HIDRÁULICOS	29
5.1 MECÁNICA DE RÍOS	29
5.1.1 Teoría de la capa límite	29
5.1.2 Desprendimiento de la capa límite	31
5.1.3 Efecto de los vórtices.....	32
5.2 SOCAVACIÓN EN SUELOS GRANULARES.....	33
5.2.1 Condición laminar	33

5.2.2	Condición turbulenta	36
5.3	SOCAVACIÓN EN ROCAS	38
5.3.1	Degradación superficial de la roca	38
5.3.2	Desprendimiento de bloques de roca.....	39
5.4	SOCAVACIÓN EN SUELOS COHESIVOS	43
5.5	SOCAVACIÓN POR LLUVIAS	44
5.6	EFFECTO DE LA VEGETACIÓN EN LA SOCAVACIÓN.....	45
6.	ASPECTOS GEOTÉCNICOS.....	47
6.1	RESISTENCIA A LA EROSIÓN DE SUELOS Y ROCAS	47
6.2	EROSIÓN INTERNA EN SUELOS.....	50
6.2.1	Gradiente hidráulico	51
6.2.2	Permeabilidad de los suelos.....	52
6.2.3	Fuerzas de filtración	53
6.2.4	Condiciones de flujo.....	54
6.2.5	Suelos parcialmente saturados.....	56
6.2.6	Inicio de erosión	59
6.3	ARCILLAS DISPERSIVAS	59
6.3.1	Estructura mineral de las arcillas.....	59
6.3.2	Propiedades físico-químicas de las arcillas	62
6.3.3	Interacción arcilla-agua-electrolito.....	67
6.3.4	Minerales de arcillas potencialmente dispersivos	73
7.	SOCAVACIÓN EN PUENTES.....	75
7.1	GENERALIDADES.....	75
7.2	ELEMENTOS DE HIDRÁULICA FLUVIAL	76
7.3	SOCAVACIÓN EN LECHO MÓVIL O AGUAS CLARAS.....	78
7.3.1	Velocidad de corte crítica	79
7.3.2	Velocidad media crítica.....	79
7.3.3	Uniformidad de los sedimentos	80
7.4	SOCAVACIÓN GENERAL	82
7.4.1	Relaciones cualitativas	84
7.4.2	Evaluación cualitativa de depósito de sedimentos y de degradación	86
7.4.3	Evaluación cuantitativa de depósito y degradación.....	86
7.4.4	Métodos para el cálculo de la socavación general.....	87
7.4.5	Otros métodos para el cálculo de la socavación general	89
7.5	SOCAVACIÓN POR CONTRACCIÓN	91
7.5.1	Descripción del fenómeno	91

7.5.2	Cálculo de la socavación por contracción	93
7.6	SOCAVACIÓN LOCAL.....	113
7.6.1	Descripción del fenómeno	113
7.6.2	Cálculo de la profundidad de socavación local en pilas	114
7.7	TÉCNICAS DE PROTECCIÓN Y REHABILITACIÓN.....	136
7.8	MONITOREO DE LA SOCAVACIÓN EN PUENTES	139
7.8.1	Instrumentación portátil.....	140
7.8.2	Monitoreo mediante buceo	143
8.	SOCAVACIÓN EN PRESAS.....	145
8.1	GENERALIDADES	145
8.2	SOCAVACIÓN EN VERTEDORES.....	145
8.2.1	Descripción del fenómeno	145
8.2.2	Posibilidad de cavitación	146
8.2.3	Medidas de prevención y mitigación.....	147
8.3	SOCAVACIÓN EN TANQUES DE AMORTIGUACIÓN	148
8.3.1	Descripción del fenómeno	148
8.3.2	Cálculo de la profundidad de socavación	150
8.3.3	Medidas de prevención y mitigación.....	157
8.4	SOCAVACIÓN POR DESBORDAMIENTO	161
8.4.1	Descripción del fenómeno	161
8.4.2	Formas de flujo.....	162
8.4.3	Cálculo de la profundidad de socavación	163
8.4.4	Medidas de prevención y mitigación.....	165
8.5	SOCAVACIÓN POR OLEAJE.....	166
8.5.1	Descripción del fenómeno	166
8.5.2	Medidas de prevención y mitigación.....	167
8.5.3	Diseño de enrocamiento	169
8.6	SOCAVACIÓN POR LLUVIA	171
8.6.1	Descripción del fenómeno	171
8.6.2	Medidas de prevención y mitigación ante socavación por lluvia	172
8.7	SOCAVACIÓN INTERNA	173
8.7.1	Descripción del fenómeno	173
8.7.2	Evaluación de la socavación interna.....	175
8.7.3	Medidas de prevención y mitigación de la erosión interna	180
8.8	SOCAVACIÓN DEBIDO A MATERIALES DISPERSIVOS	182

8.8.1	Descripción del fenómeno	182
8.8.2	Identificación de los suelos dispersivos.....	183
8.9	OTROS TIPOS DE SOCAVACIÓN	188
9.	APLICACIÓN PRÁCTICA	189
9.1	ANÁLISIS DE SOCAVACIÓN EN UN PUENTE.....	189
9.1.1	Datos generales del puente en estudio.....	189
9.1.2	Socavación general	192
9.1.3	Nuevas variables de flujo	194
9.1.4	Socavación por contracción.....	194
9.1.5	Socavación local	195
9.1.6	Socavación total.....	198
9.2	ANÁLISIS DE SOCAVACIÓN EN UNA PRESA	199
9.2.1	Datos de la presa de estudio	199
9.2.2	Socavación en el canal vertedor	202
9.2.3	Socavación por oleaje	208
9.2.4	Socavación por lluvias.....	208
9.2.5	Socavación por desbordamiento.....	209
9.2.6	Socavación interna.....	210
10.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	213
11.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	217
	ANEXO A. VIBRACIÓN EN PILAS.....	223
	ANEXO B. PRUEBAS PARA MEDIR LA EROSIONABILIDAD DE SUELOS	226

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Desintegración mecánica en rocas (dominio público de internet)	3
Figura 2.2. Desintegración química en rocas (dominio público de internet).	5
Figura 2.3. Representación esquemática del ciclo hidrológico (Freeze y Cherry, 1979).	6
Figura 3.1. Desarrollo longitudinal de un cauce natural.	7
Figura 4.1. Estructura del macizo rocoso (Ramírez y Alejano, 2004).	9
Figura 4.2. Escalas dentro del macizo rocoso (Brady y Brown, 2006).	12
Figura 4.3. (a) Macizo rocoso y roca intacta, (b) curva esfuerzo de formación de un macizo rocoso y una roca intacta (Sivakugan et al., 2013).	13
Figura 4.4. Ensayo de carga puntual (Ramírez y Alejano, 2004)	15
Figura 4.5. Ensayo de tensión indirecto o prueba brasileña (Ramírez y Alejano, 2004).	15
Figura 4.6. Algunos tipos de discontinuidades en un macizo rocoso (Dominio público de internet).	17
Figura 4.7. Esquema representativo del buzamiento y la dirección de buzamiento de un plano de discontinuidad de un bloque de roca (Brady y Brown, 2006).	18
Figura 4.8. Representación de un plano de proyección estereográfica (Ramírez y Alejano, 2004).	19
Figura 4.9. (a) Representación de un plano de proyección estereográfica (Ramírez y Alejano, 2004), (b) Estereograma ecuatorial de Schmidt (Sivakugan et al., 2013).	19
Figura 4.10. Representación de un plano en una proyección estereográfica ecuatorial (Sivakugan et al., 2013).	20
Figura 4.11. Ejemplo de macizo rocoso con 4 familias de discontinuidades representadas en un estereograma (Ramírez y Alejano, 2004).	20
Figura 4.12. Tipos de fallas más comunes en taludes de roca en proyección estereográfica (ISRM, 1978).	21
Figura 4.13. Influencia del número de familias de discontinuidades en un macizo rocoso (ISRM, 1978).	22
Figura 4.14. Perfiles de rugosidades típicas en rocas (ISRM, 1978).	25
Figura 4.15. a) Macro-fisuras y b) micro-fisuras. (Michael, 2012).	27
Figura 5.1 Desarrollo de la capa límite en un canal abierto (modificada de Chow, 1994).	30
Figura 5.2. Efecto de la rugosidad en la subcapa viscosa en un flujo turbulento (Chow, 1994).	31
Figura 5.3. Formación de vórtices de herradura en flujo turbulento.	31
Figura 5.4. Efecto de la forma del obstáculo: b) con perfil hidrodinámico; c) con perfil no hidrodinámico.	32
Figura 5.5. Trayectoria de vórtices de estela marcadas en las nubes debido al impacto con la Isla Guadalupe, México. Fotografía tomada por la NASA (https://earthobservatory.nasa.gov).	32
Figura 5.6. Remolino generado por vórtice (Jackson, 1976).	33
Figura 5.7. Interacción de partículas granulares con flujo completamente laminar (a) y con la SL en flujo turbulento (b). Diagrama de cuerpo libre en condición laminar (c) (modificada de Annandale, 2006).	33
Figura 5.8. Curva de Shields para determinar el movimiento incipiente en suelos granulares (modificada de Annandale, 2006)	35
Figura 5.9. Socavación en flujo turbulento (a) y la fuerza resultante (b) (Modificada de Annandale, 2006).	36
Figura 5.10. Socavación en lechos rocosos de ríos de montaña (alta pendiente) y en estanques amortiguadores de presas labrados directamente en el macizo rocoso. (Bollaert y Lesleighter, 2014)	39
Figura 5.11. Modelo conceptual de socavación en lechos rocosos (Annandale, 1995).	40
Figura 5.12. Proceso de socavación en macizos rocosos (a) conformados por bloques de roca bien definidos y (b) conformados por discontinuidades superficiales (Bollaert, 2002).	40
Figura 5.13. Modelo conceptual de socavación en lechos rocoso de Bollaert (2002).	41
Figura 5.14. (a) Fractura del bloque de roca por falla frágil y (b) fractura frágil (Annandale, 2006).	41
Figura 5.15. Modelo de desprendimiento de bloques de roca propuesto por Bollaert (2002).	42
Figura 5.16. Evidencia de desprendimiento de terrones de arcilla por socavación aguas abajo de una pila y estribo de un modelo hidráulico. (Briaud et al, 2009).	43
Figura 5.17. Desprendimiento de terrones de arcilla debido a las fluctuaciones de presión en flujo turbulento (Croad, 1981; citado en Annandale, 2006).	44
Figura 5.18. Impacto de una gota de lluvia sobre un suelo o roca (Heibaum, 2016).	44

Figura 5.19. Comportamiento de las gotas de lluvia sobre un suelo. _____	44
Figura 5.20. Erosión en el terraplén aguas abajo de una presa producida por lluvias. _____	45
Figura 5.21. Tipos de raíces en vegetación pequeña (modificada de Annandale, 2006): a) con una raíz principal; b) raíz fibrosa. _____	46
Figura 6.1. Categorías de erosión para suelos y rocas en términos del (a) esfuerzo cortante y (b) la velocidad producido por una corriente de agua (Briaud, 2013). _____	48
Figura 6.2. (a) Velocidad crítica y (b) esfuerzo cortante crítico en función del tamaño de partícula de diversos materiales (Briaud, 2013). _____	49
Figura 6.3. Curva de erosionabilidad de un geomaterial (Briaud, 2013). _____	50
Figura 6.4. Representación general de las cargas hidráulicas que se presentan en un suelo. Fuente: (Harr, 1962). _____	51
Figura 6.5. Rango de validación de la ley de Darcy (Freeze y Cherry, 1979). _____	53
Figura 6.6. Fuerza de filtración que actúan en un elemento de suelo. _____	54
Figura 6.7. Elemento de una región porosa sujeta a flujo tridimensional. _____	55
Figura 6.8. Condiciones del agua de poro en condiciones saturadas y parcialmente saturadas. (a) Zonas saturadas y no saturadas; (b) Perfil del contenido de agua volumétrico vs profundidad; (c) Carga de presión vs carga hidráulica total: retención de agua bajo cargas de presión menores que (superior) y mayor que (inferior) la atmosférica; (d) Perfil de cargas de presión vs profundidad; (e) Perfil de cargas hidráulicas vs profundidad. (Freeze y Cherry, 1979). _____	57
Figura 6.9. Curvas características en arenas (Liakopoulos, 1965; citado en Freeze y Cherry, 1979). _____	58
Figura 6.10. Unidad tetraédrica (a) y lámina hexagonal de tetraedros (b) de silicio. (Grim, 1968). _____	60
Figura 6.11. a) Unidad octaédrica y b) lámina estructural octaédrica. Fuente: (Grim, 1968). _____	60
Figura 6.12. Esquema de las formas comunes de estructuras minerales de arcilla. Fuente: (Grim, 1968). _____	61
Figura 6.13. Dipolo de una molécula de agua _____	62
Figura 6.14. Capacidad de intercambio de cationes inter-laminares en minerales de arcilla (Grim, 1968). _____	63
Figura 6.15. Esquema de una partícula prismática. _____	63
Figura 6.16. Variación de la superficie específica (S_e) en diferentes tipos de suelo. _____	64
Figura 6.17. Tamaño de partículas de minerales de arcilla más comunes. _____	64
Figura 6.18. Posible mecanismo de adsorción de agua por las partículas de arcilla (Mitchell, 1976). _____	65
Figura 6.19. Influencia del pH en la carga eléctrica de superficie y borde de las partículas de arcilla. _____	66
Figura 6.20. Estructura de los minerales principales de arcilla (Modificada de Scott, 1965): a) caolinita; b) Illita; c) Montmorilonita. _____	67
Figura 6.21. Concepto esquemático de la estructura de un suelo. Modificado de Zeevaert (1986) _____	68
Figura 6.22. Distribución iónica de acuerdo con el concepto de la doble capa eléctrica (Mitchell, 1976). _____	69
Figura 6.23. Partes que componen a la doble capa difusa. _____	69
Figura 6.24. Espesor relativo de la capa de agua adsorbida por una montmorilonita y caolinita sódica (Lambe, 1958). _____	70
Figura 6.25. Variación del potencial eléctrico (modificada de Mitchell, 1976). _____	71
Figura 6.26. Efecto de la concentración de electrolitos en el potencial eléctrico de la doble capa difusa para una montmorilonita (Mitchell, 1976). _____	72
Figura 6.27. Variación de la energía de repulsión y atracción en partículas de arcilla en función de η_0 , v , λ , pH y T (Mitchell, 1976). _____	73
Figura 6.28. Casos de erosión por presencia de arcillas dispersivas (Carey, 2014). _____	74
Figura 7.1 Tipos de socavaciones que pueden ocurrir en un puente (Melville y Coleman, 2000). _____	75
Figura 7.2. Componentes y tipos de socavación que se involucran en el cálculo de socavación total de un puente (IHRB, 2006). _____	76
Figura 7.3. Elementos geométricos de un cauce, sección longitudinal. _____	76
Figura 7.4. Diagrama de Shields que define el inicio del movimiento de sedimentos granulares. _____	78
Figura 7.5. Distinción entre (a) la capa de acorazamiento en el lecho de un río y (b) el material debajo de la coraza (Lagasse et al., 2012). _____	80
Figura 7.6. Evolución de la velocidad de la corriente y movimiento de las partículas (SIPUCOL, 1996). _____	81

<i>Figura 7.7. Aumento del lecho del río en la zona del puente por depósito continuo de sedimentos (Melville y Coleman, 2000).</i>	83
<i>Figura 7.8. Daños en la estructura de puentes debido al arrastre de materiales pesados (Melville y Coleman, 2000).</i>	83
<i>Figura 7.9. Disminución de la pendiente, junto con la degradación que ocurre aguas abajo de una presa, que causa disminución en el aporte de sedimentos (Melville y Coleman, 2000).</i>	84
<i>Figura 7.10. Relación entre la forma del río (en planta) y su pendiente (Richardson et al., 1990).</i>	85
<i>Figura 7.11. Relación entre la forma del río (en planta), pendiente del fondo y gasto medio (Lane, 1957; citado en Melville y Coleman, 2000).</i>	85
<i>Figura 7.12. Esquema de la socavación general en un río.</i>	87
<i>Figura 7.13. Parámetros de la sección transversal para el método de la velocidad competente de Maza Álvarez y Echavarría Alfaro (1973) (citada en Melville y Coleman, 2000).</i>	89
<i>Figura 7.14. Esquema del volumen de control usado por programa HEC-RAS para el cálculo de transporte de sedimentos (Brunner y CEIWER-HEC, 2010).</i>	90
<i>Figura 7.15. Tres zonas comunes de socavación en estribos o terraplenes de acceso debido al estrechamiento (IHRB, 2006).</i>	92
<i>Figura 7.16. Características del campo de flujo a través de una contracción (IHRB, 2006).</i>	92
<i>Figura 7.17. Esquema general del proceso de socavación por contracción en un puente (IHRB, 2006).</i>	93
<i>Figura 7.18. Socavación en un estribo relativamente largo de un modelo de laboratorio (Melville y Coleman, 2000).</i>	93
<i>Figura 7.19. Localización de las secciones de contracción y expansión en un puente (Brunner y SEIWR-HEC, 2016)</i>	94
<i>Figura 7.20. Casos de socavación por contracción en puentes (Melville y Coleman 2000).</i>	97
<i>Figura 7.21. Flujo uniforme en una contracción rectangular larga (Melville y Coleman, 2000).</i>	98
<i>Figura 7.22. Esquema de las variables consideradas en la Ec. 7.32.</i>	99
<i>Figura 7.23. Velocidad de caída de partículas de arena con densidad específica de 2.65 tomando en cuenta la temperatura T en grados centígrados (Arneson et al., 2012).</i>	99
<i>Figura 7.24. Equipo EFA para medir la curva de erosionabilidad de suelos y rocas (Briaud, 2013).</i>	101
<i>Figura 7.25. Definición de los parámetros de socavación por contracción (Briaud, 2013).</i>	102
<i>Figura 7.26. Ejemplo de curvas de erosionabilidad de una arcilla de consistencia dura en función del esfuerzo cortante y de la velocidad del flujo (Briaud, 2013).</i>	103
<i>Figura 7.27. Ejemplo para determinar la tasa de erosión inicial de un material mediante su curva de erosionabilidad (Briaud, 2013).</i>	104
<i>Figura 7.28. Hidrograma de descargas en el río transformado a un hidrograma en función de las velocidades (Briaud, 2013).</i>	105
<i>Figura 7.29. Acumulación de la profundidad de socavación para dos inundaciones consecutivas (Briaud, 2013).</i>	106
<i>Figura 7.30. Profundidad de socavación en lechos con suelos estratificados (Briaud, 2013).</i>	106
<i>Figura 7.31. Método de socavación general por contracción de Lischvan-Lebediev (Maza, 1968).</i>	107
<i>Figura 7.32. Socavación local alrededor de una pila de un puente (Raudkivi, 1986).</i>	113
<i>Figura 7.33. Pilas de forma diversa (vista en planta).</i>	114
<i>Figura 7.34. Cálculo de socavación local para una pila circular (Maza, 1968).</i>	116
<i>Figura 7.35. Cálculo de socavación local para una pila con nariz circular (Maza, 1968).</i>	117
<i>Figura 7.36. Cálculo de socavación local para una pila rectangular (Maza, 1968).</i>	118
<i>Figura 7.37. Definición de los parámetros de la pila (Briaud, 2013).</i>	124
<i>Figura 7.38. Enfoque conceptual para el cálculo de la profundidad de socavación usando el método del Índice de Erosionabilidad (Annandale, 2006).</i>	125
<i>Figura 7.39. (a) Discontinuidades planas y (b) onduladas (Annandale, 2006).</i>	132
<i>Figura 7.40. Determinación de la tasa de espaciamiento, r (Annandale, 2006).</i>	132
<i>Figura 7.41. Influencia de la dirección del buzamiento de los bloques de roca y forma de estos en la resistencia a la socavación (Annandale, 2006).</i>	133

Figura 7.42. Protección de la margen de ríos con (Dominio público de internet): (a) espigones de bolsacreto, (b) paletas desviadoras y (c) enrocamiento.	138
Figura 7.43. Protección en pilas de puentes con elementos prefabricados de concreto del tipo (Lagasse et al., 2012): (a) Toskano y (b) Jack.	138
Figura 7.44. Protección en pilas de puentes con (dominio público de internet): (a) solo enrocamiento y (b) reforzado con concreto.	138
Figura 7.45. Protección de estribos en puentes mediante (IHRB, 2006): (a) enrocamiento y (b) pavimentos flexibles.	139
Figura 7.46. Presas de regulación para mitigar la degradación continua del lecho en donde se ubica el puente (IHRB, 2006), construidas con: (a) rocas y (b) de concreto.	139
Figura 7.47. (a) Barras y (b) torpedos metálicos para sondear ríos (Richardson, 2002).	141
Figura 7.48. Ecosondas o fatómetros portables instalados en: (a) una barra y; (b) tabla de surf. (Richardson, 2002).	142
Figura 8.1. Esquema de la generación de cavitación en un túnel o canal vertedor.	146
Figura 8.2. (a) Socavación en el canal de excedencias de la presa Oroville, California, USA. (b) Socavación en túnel de excedencias de la presa Infiernillo, entre Michocán y Guerrero, México (dominio público de internet).	146
Figura 8.3. Esquema de un aireador (Echávez, 1979).	147
Figura 8.4. Ejemplos de formación de turbulencia en el tanque de amortiguación: (a) por el impacto de un chorro de agua (Bollaert, 2002) y (b) por la generación de salto hidráulico.	148
Figura 8.5. Presa Wivenhoe, Australia. Desprendimiento y arrastre de grandes bloques de roca del tanque de amortiguación labrado en el macizo rocoso de cimentación (Stratford et al., 2013).	149
Figura 8.6. Presa Nezahualcóyotl (Malpaso), Chiapas, México. Losas del estanque amortiguador desplazadas hacia aguas abajo (Marsal y Reséndiz, 1975).	149
Figura 8.7. Presa Santa Luzia, Coimbra District, Portugal. Desprendimiento de bloques de roca en estanque de amortiguación (labrado en el macizo rocoso) (modificada de Annandale, 2006).	149
Figura 8.8. Determinación de la profundidad de socavación en pozas de amortiguación labradas en lechos de ríos (Annandale, 2006).	150
Figura 8.9. Variación de C_p en función de Y/D (Castillo, 2004; citado en Annandale, 2006).	152
Figura 8.10. Variación de C'_p en función de Y/D y la intensidad de turbulencia emitida por la inmersión del chorro de agua (Tu) (Bollaert, 2002).	153
Figura 8.11. Factor de amplificación en función de la profundidad adimensional (Bollaert, 2002).	154
Figura 8.12. Relación de C_p con L/L_b propuesta por (Ervine et al., 1997; citado en Annandale, 2006).	155
Figura 8.13. Características y nomenclatura de un chorro de agua al sumergirse en la poza de amortiguación (Ervine et al., 1997; Bollaert, 2002).	156
Figura 8.14. Coeficiente (C_t) en función de la profundidad adimensional del tanque amortiguador.	156
Figura 8.15. Tipos de saltos hidráulicos (Hagar, 1988; citado en Annandale, 1995).	157
Figura 8.16. disipación de energía de un chorro de agua en tanque amortiguador (Annandale, 2006).	158
Figura 8.17. Coeficiente de presión dinámica en función de Y/D y de L/L_b desarrollada por Ervine et al. (1987), Castillo (1998) y Castillo (2004) (citado en Annandale, 2006).	158
Figura 8.18. Uso de sistemas de anclajes postensados para aumentar la resistencia a la socavación de macizos rocosos.	159
Figura 8.19. Revestimiento de concreto de tanque amortiguador labrado en roca reforzado con anclas postensadas.	160
Figura 8.20. Socavación por desbordamiento en presas (a) de materiales térreos y (b) de tipo gravedad.	161
Figura 8.21. Regímenes de flujo y zonas de desbordamiento. (Clopper y Chen, 1988).	162
Figura 8.22. Zona de presión atmosférica (presión negativa) generada en el talud aguas abajo del terraplén. Fuente: (Clopper y Chen, 1988).	163
Figura 8.23. Esquema ejemplificado del cálculo de socavación por desbordamiento (NCHRP, 2016).	164
Figura 8.24. Clasificación de suelos respecto a su grado de erosionabilidad (Briaud, 2013)	165

Figura 8.25. Presa de concreto Gibson, Montana: (a) desbordamiento en 1964; (b) modificada para en 1984 para permitir el desbordamiento. (Annandale, 2006)	165
Figura 8.26. Esquema del mecanismo de erosión por oleaje y caracterización de las olas.	166
Figura 8.27. Formas de rompimiento de olas. Fuente: (Dewey, 2014).	167
Figura 8.28. Obras de protección contra oleaje (Dewey, 2014): a) enrocamiento; b) roca-mortero; c) enrocamiento con filtro de geotextil; d) bolas de mortero.	168
Figura 8.29. Roca superficial típica en una protección de enrocamiento (Marsal y Reséndiz, 1979)	169
Figura 8.30. Capas de filtros múltiples para cumplir con la condición de retención del material del terraplén (Dewey, 2014).	171
Figura 8.31. Factores que aceleran la socavación por lluvias (dominio público de internet).	172
Figura 8.32. Límites de velocidades de flujo sobre vegetación pequeña tipo zacate (Ingold, 1994).	173
Figura 8.33. Geosintéticos tipo: a) Geosteras; b) Geomallas y; Georedes. (Ingold, 1994).	173
Figura 8.34. Zonas comunes en presas donde suele presentarse erosión interna (Fell y Fry, 2005).	174
Figura 8.35. Mecanismos que generar erosión interna en una presa (Perlzmaier, 2005)	175
Figura 8.36. Suelos con potencial de ser internamente inestables (susceptibles a erosión por sufusión) (Fell y Fry, 2005).	177
Figura 8.37. Banda de Sherard de los materiales de las presas analizadas en su estudio (Sherard, 1979).	177
Figura 8.38. Línea 4x (USB, 2011) para determinar el potencial de inestabilidad interna de los suelos.	178
Figura 8.39. Comparación de gradientes hidráulicos críticos en flujo vertical y horizontal (Den Adel et al., 1988).	179
Figura 8.40. Clasificación de medidas de mitigación contra los efectos negativos del flujo de agua (Cedergren, 1977).	180
Figura 8.41. Banda de las curvas granulométricas donde debe ubicarse el filtro protector según el criterio de Terzaghi (1922).	181
Figura 8.42. Tubificación en una presa construida con suelos dispersivos en NWS, Australia (Fell et al., 2015).	182
Figura 8.43. Identificación aproximada de minerales de arcilla en la carta de plasticidad de Casagrande.	183
Figura 8.44. Interpretación de resultados de la prueba de inmersión.	185
Figura 8.45. Porcentaje de dispersión determinado de la prueba del doble hidrómetro.	185
Figura 8.46. Esquema de la prueba Pinhole (Sherard et al., 1976.b).	186
Figura 8.47. Relación entre dispersividad y contenido de sales disueltas en el agua de poro de una arcilla (Sherard et al., 1976).	187
Figura 9.1. Batimetría del río donde se proyectó el puente.	189
Figura 9.2. Modelo geotécnico de la zona de proyección del puente.	189
Figura 9.3. Vista en planta y sección transversal del río en donde se proyectó el puente.	190
Figura 9.4. Perfil hidráulico en el tramo de estudio sin la estructura del puente para periodos de retorno de 500 y 1000 años.	191
Figura 9.5. Perfil hidráulico en el tramo de estudio con la estructura del puente para periodos de retorno de 500 y 1000 años.	191
Figura 9.6. Tipos de pilas consideradas para el análisis de socavación.	192
Figura 9.7. Perfil de velocidades y nivel de las láminas de agua para Tr de 500 y 1000 años.	192
Figura 9.8. Esquema de la pila circular.	196
Figura 9.9. Esquema de la pila con nariz circular y esviajamiento de 15° con respecto a la corriente.	197
Figura 9.10. Vista en planta de la presa (Google Earth, versión 2018).	199
Figura 9.11. Sección transversal representativa de la presa.	200
Figura 9.12. Afloramientos de la formación rocosa en el sitio de la presa (tipo toba).	200
Figura 9.13. Curva granulométrica del material de la presa.	201
Figura 9.14. Clasificación de la fracción arcillosa del material de la presa.	201
Figura 9.15. Perfil estratigráfico representativo de la presa obtenido a partir de la corona.	202
Figura 9.16. Socavación en el lecho del canal vertedor de la presa.	203
Figura 9.17. Selección de la curva de erosionabilidad del material del lecho del canal vertedor	203
Figura 9.18. Comparación de niveles de la lámina de agua para diferentes periodos de retorno.	204

<i>Figura 9.19. Hidrograma de diseño del canal vertedor de la presa en función del gasto, para un $T_r = 500$ años.</i>	205
<i>Figura 9.20. (a) Transformación del hidrograma de gastos a un hidrograma de velocidades. (b) División del hidrograma de velocidades en etapas de tiempo.</i>	206
<i>Figura 9.21. Variación de la profundidad de socavación en el lecho del canal vertedor correspondiente al tránsito de la avenida de diseño con $T_r = 500$ años.</i>	206
<i>Figura 9.22. Socavación por oleaje en (a) la parte alta y (b) parte baja del talud aguas arriba de la presa.</i>	208
<i>Figura 9.23. Vista de la cortina de la presa con crecimiento de vegetación nativa en su talud aguas abajo.</i>	209
<i>Figura 9.24. Erosionabilidad del material de la cortina de la presa.</i>	210
<i>Figura 9.25. Geometría del modelo geotécnico de la presa.</i>	210
<i>Figura 9.26. Obtención de los gradientes en x.</i>	211
<i>Figura 9.27. Obtención de los gradientes en y.</i>	211
<i>Figura 9.28. Obtención de los gradientes en xy</i>	211
<i>Figura 9.29. Identificación de los materiales de la presa susceptibles a erosión.</i>	212
<i>Figura 11.1. Fuerzas de sustentación, de arrastre y resultante actuando en un cilindro debido al desprendimiento de vórtices (modificado de Journée y Massie, 2001).</i>	223
<i>Figura 11.2. Número de Strouhal en función del número de Reynolds (Lienhard, 1966; citado en Journée y Massie, 2001).</i>	224
<i>Figura 11.3. Prueba de chorro de agua sumergido (Arneson et al., 2012)</i>	226
<i>Figura 11.4. Prueba de chorro de agua (Arneson et al., 2012).</i>	227
<i>Figura 11.5. a) Dispositivo con pistón para medir la tasa de erosión; b) Equipo EFA (Erosion Function Apparatus).</i>	227
<i>Figura 11.6. Prueba con erodómetro de bolcillo (Briaud et al., 2011)</i>	228
<i>Figura 11.7. Categorías de erosión de acuerdo con el erodómetro de bolcillo (Briaud et al., 2011)</i>	228

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1. Clasificación de las rocas para usos geotécnicos (ISRM, en González de Vallejo et al., 2002)	11
Tabla 4.2. Clasificación de rocas según su resistencia a la compresión simple (ISRM, 1981).	13
Tabla 4.3. Correlaciones entre la resistencia a la compresión simple y el índice de carga puntual. (Sivakugan et al., 2013).	16
Tabla 4.4. Correlaciones entre la resistencia a la compresión simple y la resistencia a la tensión. (Sivakugan et al., 2013).	16
Tabla 4.5. Clasificación de familias de discontinuidades en un macizo rocoso (ISRM, 1978)	23
Tabla 4.6. Clasificación del espaciamiento de las discontinuidades en un macizo rocoso (ISRM, 1978).	23
Tabla 4.7. Clasificación de las aberturas de las discontinuidades en un macizo rocoso (ISRM, 1981).	24
Tabla 4.8. Clasificación de la persistencia en un macizo rocoso (ISRM, 1981).	24
Tabla 4.9. Clasificación de la rugosidad (ISRM, 1978).	25
Tabla 4.10. Descripción de las filtraciones en discontinuidades (ISRM, 1981).	25
Tabla 4.11. Tamaño de los bloques y valores de $J\nu$ (ISRM, 1978).	26
Tabla 4.12. Forma de los bloques (ISRM, 1978)	27
Tabla 5.1. Propiedades de los suelos cohesivos y del agua que influyen en su erosionabilidad (Briaud, 2013).	43
Tabla 6.1. Permeabilidad k de algunos suelos (Strack, 1989)	53
Tabla 6.2. Características de los tres principales minerales de arcilla (Mitchell, 1976).	67
Tabla 7.1. Factor f de Lacey en función del diámetro medio de sedimentos no cohesivos (Melville y Coleman, 2000).	87
Tabla 7.2. Métodos para el cálculo de socavación por contracción.	93
Tabla 7.3. Rangos de los coeficientes de razón de expansión (Brunner y SEIWR-HEC, 2016).	95
Tabla 7.4. Rango de coeficientes de razón de contracción (Brunner y SEIWR-HEC, 2016).	96
Tabla 7.5. Valores del coeficiente de k_1 (Arneson et al., 2012).	98
Tabla 7.6. Coeficiente de Manning n (Briaud, 2013).	103
Tabla 7.7. Valores del coeficiente β (Maza, 1968).	109
Tabla 7.8. Factor de corrección por la influencia del puente μ (Maza, 1968).	110
Tabla 7.9. Ventajas y desventajas de los métodos para el cálculo de socavación por contracción.	112
Tabla 7.10. Métodos para el cálculo de socavación local en pilas.	114
Tabla 7.11. Factor de corrección f_c . Fuente (Maza, 1968).	115
Tabla 7.12. Coeficiente de forma para pilas uniformes (Melville y Coleman, 2000).	121
Tabla 7.13. Factor de corrección por la forma de la nariz de la pila (K_{psh}) (Briaud et al., 2011).	122
Tabla 7.14. Determinación del coeficiente M_s para suelos granulares (Kirsten, 1982).	127
Tabla 7.15. Determinación del coeficiente M_s para suelos cohesivos (Kirsten, 1982).	128
Tabla 7.16. Determinación del coeficiente M_s para rocas (Kirsten, 1982).	128
Tabla 7.17. Determinación de J_n (Kirsten, 1982).	129
Tabla 7.18. Determinación de J_r (Kirsten, 1982).	130
Tabla 7.19. Determinación de J_a (Kirsten, 1982).	131
Tabla 7.20. Determinación del coeficiente J_s (Kirsten, 1982).	133
Tabla 7.21. Ventajas y desventajas de los métodos para el cálculo de la socavación local en pilas.	135
Tabla 7.22. Descripción de las técnicas de prevención y mitigación de socavación en puentes (Melville y Coleman (2000)	136
Tabla 7.23. Técnicas de prevención y mitigación de socavación en puentes según el tipo de socavación (Melville y Coleman, 2000).	137
Tabla 8.1. Parámetros para calcular el coeficiente C_p (Castillo, 2004: citado en Annandale, 2006).	153
Tabla 8.2. Relaciones entre la intensidad de turbulencia T_u y los coeficientes adimensionales a_i (Bollaert, 2002).	154
Tabla 8.3. Valores típicos de T_{ui} en la salida de varios tipos de estructuras vertedoras (Bollaert, 2002).	156
Tabla 8.4. Criterio de Sherard (1963) para el diseño de protecciones de enrocamiento contra oleaje en presas.	169

<i>Tabla 8.5. Relación empírica entre la resistencia a la tubificación y diversos tipos de suelos (Sherard et al., 1967).</i>	176
<i>Tabla 8.6. Resistencia a la erosión de suelos para generar erosión concentrada (ICOLD, 2013).</i>	176
<i>Tabla 8.7. Gradientes críticos por erosión interna en gravas arenosas (Skempton y Brogan, 1994).</i>	179
<i>Tabla 8.8. Gradientes hidráulicos críticos para iniciar erosión retrograda (Perzmaier et al., 2007).</i>	179
<i>Tabla 8.9. Rango de actividad de varios minerales (Holtz y Kovacs, 1981).</i>	184
<i>Tabla 9.1. Gastos de diseño para el tramo de estudio.</i>	190
<i>Tabla 9.2. Cálculo de socavación total considerando una pila circular.</i>	198
<i>Tabla 9.3. Cálculo de socavación total considerando una pila con nariz circular y esviajamiento.</i>	198
<i>Tabla 9.4. Otras características de la presa.</i>	199
<i>Tabla 9.5. Resumen de gastos, niveles y cargas sobre el vertedor.</i>	204
<i>Tabla 9.6. Cálculo de la profundidad de socavación por el método de Briaud.</i>	207
<i>Tabla 9.7. Modelo geotécnico de la presa.</i>	210
<i>Tabla 9.8. Gradientes críticos por erosión interna y sufusión en gravas arenosas (Skempton y Brogan, 1994).</i>	212

1. INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

La socavación es un término que se usa para describir la erosión que se presenta de forma localizada y significativa en los geomateriales. Es provocada por las fuerzas erosivas del agua en movimiento y se presenta tanto de forma interna como externa (ej., corriente o chorro de agua y filtraciones).

Expertos en el estudio del fenómeno de socavación que sucede de forma externa coinciden en que ésta se presenta cuando el comportamiento del agua es turbulento y que sus fuerzas erosivas dependen principalmente de las fluctuaciones de presión. En cambio, la socavación interna, que ocurre por la filtración de agua en una masa de suelo, inicia cuando el flujo es laminar y con velocidades muy pequeñas comparadas con la socavación externa. Las fuerzas erosivas en este caso dependen de los gradientes hidráulicos generados dentro de la masa del suelo.

La socavación en puentes que cruzan ríos es ocasionada por la acción erosiva del agua, que arranca y acarrea material del lecho y de las márgenes de un río, y que afecta directamente a las subestructuras del puente, por ejemplo: pilas, estribos y terraplenes de acceso. Se ha observado que este fenómeno ocurre especialmente durante épocas de crecientes en las cuales el caudal de los ríos se incrementa.

La socavación en presas y obras complementarias se presenta de forma externa e interna, por ejemplo: de forma externa, por corrientes de agua muy rápidas en canales de excedencias, impacto de corrientes o chorros de agua en tanques amortiguadores, por desbordamiento de excedencias en los taludes y suelo o roca de cimentación de la presa, por lluvias y oleaje en los taludes de la presa; de forma interna, por filtraciones a través del cuerpo de la presa o cimentación y empotramientos; o por la presencia de suelos dispersivos en los materiales de construcción de la presa.

En ingeniería civil el estudio de la socavación externa e interna suele hacerse por separado. La erosión externa se estudia con mayor frecuencia desde el punto de vista hidráulico y comúnmente utiliza el término socavación, mientras que el término erosión interna es comúnmente usado en geotecnia, refiriéndose a la erosión a través de suelos. Aunque ambas formas de socavación parezcan distintas, el fenómeno es el mismo. Se puede decir que se estudian bajo la misma ley; que es, la ley de conservación de la energía. Para solucionar adecuadamente los problemas ocasionados por la socavación en puentes y presas, es necesario conocer la física del problema, por lo cual se requiere no solo del conocimiento de hidráulica, geotecnia o estructuras, sino de otras ramas incluso fuera de la ingeniería civil para entender el fenómeno. La socavación en puentes y presas es un fenómeno que debe estudiarse como una interacción suelo-agua-estructura. En este trabajo socavación y erosión tienen el mismo significado y son usados indistintamente.

La consideración de todos los mecanismos de socavación posibles durante la vida útil de un puente o presa evita las catástrofes o grandes costos de reparación que pudieran presentarse.

1.2 OBJETIVOS

El objetivo de este trabajo es describir los conceptos básicos del fenómeno de socavación que se presenta en presas y puentes, desde los puntos de vista hidrológico, geológico, hidráulico y geotécnico.

Describir y comparar los métodos más comunes y recientes para el cálculo de la socavación externa puentes. En presas, describir los métodos más recientes para el cálculo de la socavación externa y criterios para evaluar la susceptibilidad de los suelos a ser erosionados internamente.

Evaluar todas las formas de socavación para un caso práctico de un puente y una presa de materiales térreos mediante los métodos y criterios descritos en este trabajo.

1.3 ALCANCES

En el capítulo 2 se estudian los conceptos básicos del fenómeno de socavación desde el punto de vista del origen de los suelos.

El fenómeno de socavación en ríos, desde el punto de vista de su equilibrio hidrológico se trata en el capítulo 3, mientras que en el capítulo 4 se revisan algunos criterios geológicos para estudiar al fenómeno en macizos rocosos.

En los capítulos 5 y 6 se estudian, respectivamente, el fenómeno de socavación externa desde el punto de vista hidráulico y la socavación interna desde el punto de vista geotécnico. En ambos capítulos se discute el comportamiento de los suelos y rocas ante dichos fenómenos. Las formas de socavación que afectan a puentes y presas se aborda en los capítulos 7 y 8.

El capítulo 9 contiene los cálculos de socavación para una presa y un puente, como ejemplos de aplicación. Finalmente, en el capítulo 10 se presentan las conclusiones.

2. ORIGEN DE LOS SUELOS

La superficie de la tierra es atacada principalmente por dos agentes atmosféricos: el aire y el agua. Estos agentes activan los diversos procesos físicos y químicos que destruyen y transforman las rocas (García y Maza, 1998).

Los procesos de intemperización de las rocas pueden integrarse en dos grupos: los que causan la desintegración mecánica y los que originan su descomposición química.

2.1 DESINTEGRACIÓN MECÁNICA

Comprende las intemperizaciones de las rocas por agentes o procesos físicos, por ejemplo:

- Cambios periódicos de temperatura. La repetición alternada de calentamiento y enfriamiento en rocas debido a cambios de temperatura diurnos o estacionales, provocan la variación de esfuerzos dentro de ésta, lo que provoca la falla por fatiga (Figura 2.1.a).
- Congelación. Cuando el agua atrapada en los poros y fisuras de rocas se congela, puede provocar la fractura de ésta debido a los altos esfuerzos de presión provocados por el aumento de volumen del agua congelada (Figura 2.1.b).
- Efectos físicos de la flora y fauna. Las raíces de ciertos árboles pueden fracturar un gran bloque de piedra y, en menor grado, las actividades perforantes y excavadoras de pequeños animales (Figura 2.1.c).
- Cuña de presión de agua. Ocurre cuando el agua atrapada en grietas o fisuras de macizos rocosos genera grandes presiones que propagan las fisuras de la roca. Un ejemplo de este efecto es el deslizamiento de grandes bloques de roca en zonas montañosas debido a lluvias intensas.
- Otros. El efecto que produce el impacto de agua en macizos rocosos, por ejemplo, provocado por una cascada u olas del mar, también provocan el intemperismo de las rocas.

Los productos finales de la destrucción de las rocas por agentes físicos son en general gravas y arenas, en algunos casos limos y más extremos, arcillas.

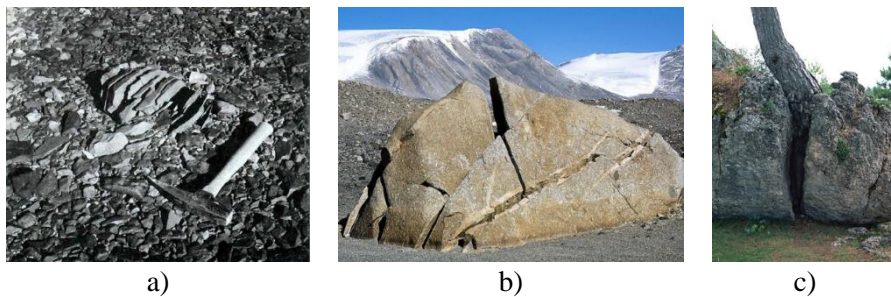
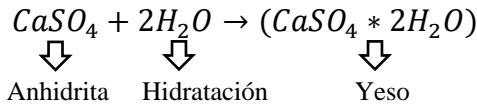


Figura 2.1. Desintegración mecánica en rocas (dominio público de internet)

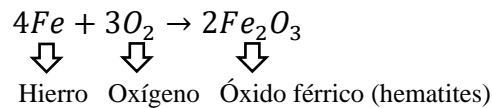
2.2 DESCOMPOSICIÓN QUÍMICA

Abarca los diversos procesos que modifican la constitución mineralógica o química de las rocas, donde el agua es el principal agente. Los procesos más importantes que contribuyen a la descomposición química son:

- **Hidratación.** Es la adición de moléculas de agua a la estructura mineral de la roca, lo que provoca el cambio de volumen en ésta. En algunas rocas, la hidratación provoca el cambio de estructura de la roca (Figura 2.2.a), por ejemplo:

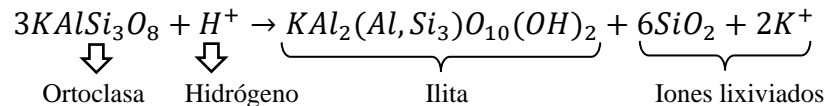


- **Oxidación.** Proceso por el cual una molécula, átomo o ion pierde electrones. La oxidación en rocas ocurre principalmente en aquellas con altos contenidos de hierro, principalmente en el grupo mineral de los olivinos, piroxenos y hornblendas (Figura 2.2.b). El proceso se produce cuando el oxígeno, generalmente liberado en el agua, se combina con el hierro para formar el óxido férrico de color marrón (Fe_2O_3), o, en otros casos, una herrumbre de color amarillento [$\text{FeO}(\text{OH})$], por ejemplo:



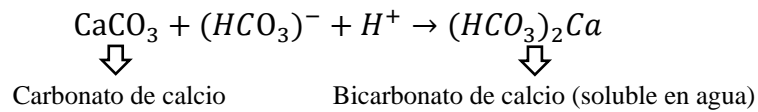
En este caso, el hierro se oxidó porque cedió electrones al oxígeno. Estos productos son responsables del color herrumbroso que aparece en las superficies de las rocas ígneas oscuras, como el basalto, cuando empiezan a experimentar meteorización. Sin embargo, la oxidación solo puede ocurrir después de que el hierro es liberado de la estructura del silicato por otro proceso denominado hidrólisis.

- **Hidrólisis.** Ocurre cuando las moléculas del agua se disocian en iones de hidrógeno (H^+) e hidroxilo (OH^-) y sustituyen a otros iones de la estructura del mineral de roca, principalmente el ion H^+ . La introducción de nuevos iones a la estructura mineral de la roca provoca la descomposición de ésta (Figura 2.2.c). Una vez liberados los iones de la roca, éstos son transportados disueltos en el agua, los cuales pueden servir de nutrientes para plantas, incorporarse a otros minerales o ser transportados al océano. Un ejemplo de este proceso es la hidrólisis del mineral ortoclasa (roca ígnea) que produce arcilla ilita:



- **Carbonatación.** Se produce cuando el dióxido de carbono (CO_2) se disuelve en agua (H_2O), formando ácido carbónico (H_2CO_3), el cual tiene la capacidad de reaccionar con minerales predominantes en calcio, magnesio, sodio o potasio. El agua suele adquirir CO_2 en la atmósfera o bien al infiltrarse en el suelo debido a la descomposición de materia orgánica. Un ejemplo de este tipo de meteorización son los ambientes kársticos (Figura 2.2.d); en

ellas, el H_2CO_3 se disocia y se forma el ion bicarbonato $(\text{HCO}_3)^- + \text{H}^+$. En estas condiciones el agua es ácida y puede reaccionar con la roca caliza (CaCO_3).



- Efectos químicos de la vegetación: El decaimiento de la vegetación puede producir ácidos orgánicos y/o fermentaciones. Cuando éstos son arrastrados por el agua tienden a incrementar su poder de disolución, y pueden contribuir a disolver a los minerales de las rocas que se encuentran en el recorrido del agua. Sin embargo, cuando estos ácidos no son transportados pueden afectar de manera directa a la roca sobre la que se encuentran.

Los productos finales de la descomposición de las rocas por estos procesos de naturaleza química son arcillas.

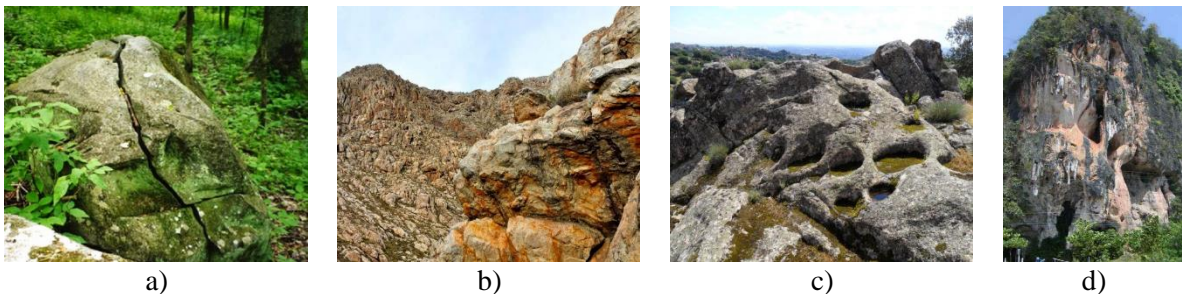


Figura 2.2. Desintegración química en rocas (dominio público de internet).

2.3 CONDICIONES CLIMÁTICAS

Las condiciones climáticas acentúan algunos procesos de desintegración mecánica y descomposición química de las rocas. Las rocas se intemperizan químicamente en climas cálidos y húmedos, donde es frecuente encontrar formaciones arcillosas de importancia y de forma mecánica en climas cálidos y secos, como en desiertos, y climas secos y fríos, como en el Ártico y Antártico. Aunque algunos de los procesos de intemperización son más lentos que otros, son constantes e incontrolables, y todas las rocas, de cualquier clase que sean, acaban siendo intemperizadas.

2.4 PRODUCTO DE LA DESINTEGRACIÓN DE LAS ROCAS

El producto de la intemperización de las rocas puede clasificarse en suelos residuales o transportados. Los suelos residuales permanecen en el lugar en que se formaron, o yacen directamente sobre la roca. Los suelos transportados han sido llevados lejos del lecho original de la roca de la cual proceden. Se generan así suelos que yacen sobre otros estratos sin relación directa con ellos. Los agentes de transporte pueden ser el agua (suelos aluviales o fluviales), el hielo o glaciación (suelos glaciares o acarreos glaciales), el viento (suelos eólicos, tales como loes y dunas de arena) y la fuerza de gravedad (suelos coluviales, como los de talud o depósitos de ladera).

El efecto de la gravedad hace que el agua fluya hacia abajo, siendo el principal responsable de la mayor parte del desgaste de la superficie terrestre, además de contribuir al movimiento lento de todo material que se afloja por su efecto, como ocurre en los suelos, rocas y fragmentos rocosos, que cubren las laderas de cualquier elevación.

Durante una lluvia el agua que no logra evaporarse alimenta los torrentes y los ríos, siguiendo caminos bien definidos por las pendientes o declives del terreno. El modelado de una región por el conjunto de ríos (Figura 2.3) es lo que determina la geomorfología del lugar por el arrastre continuo de los suelos y rocas.

2.5 FILTRACIÓN DE AGUA EN EL SUBSUELO

En un relieve montañoso o cuenca hidrográfica, el agua que logra infiltrarse en los suelos y rocas por la acción de la gravedad también contribuye al desgaste de los materiales (Figura 2.3).

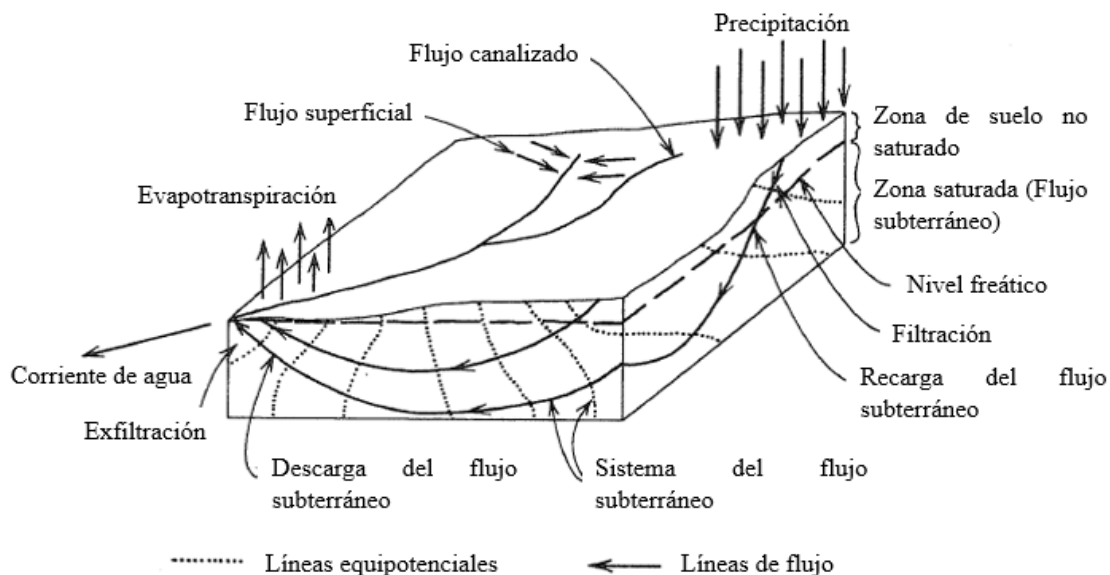


Figura 2.3. Representación esquemática del ciclo hidrológico (Freeze y Cherry, 1979).

En ocasiones el agua infiltrada transporta partículas de suelo finas, creando conductos dentro del suelo. Esto genera la pérdida de grandes cantidades de suelo o sedimento transportados lejos de su matriz inicial. Por ejemplo, el movimiento del agua subterránea es el factor más importante en el desarrollo de ambientes kársticos (Freeze y Cherry, 1979).

Todos los fenómenos expuestos anteriormente, que dan origen de forma natural a los suelos, también suelen involucrarse en los problemas de socavación de suelos y rocas en los que se desplantan obras civiles.

3. ASPECTOS HIDROLÓGICOS

A lo largo de su trayectoria los ríos suelen estar sujetos a cambios constantes de su sección transversal y trayectoria. Este efecto se produce a lo largo del tiempo, pero puede ser más pronunciado en ciertas estaciones del año, principalmente en temporadas de lluvias o por la acción antropogénica. La variación geomorfológica de los ríos está en función de la combinación de variables hidrológicas (caudal líquido) y del transporte de material (caudal sólido, tipo y granulometría del mismo). La combinación de estas variables provoca la disminución (socavación) o el aumento (sedimentación) de los materiales que conforma el lecho de los ríos.

El material del lecho de los ríos puede ser transportado de dos formas: en suspensión o por el fondo, rodando, saltando o deslizándose. Cuando una corriente de agua comienza a mover a una partícula de material del lecho, es decir cuando se produce el movimiento incipiente, recibe el nombre de condición hidrodinámica crítica. Tal condición es expresada a través del esfuerzo cortante, velocidad o potencia hidráulica, los cuales dan una idea de la capacidad erosiva de la corriente. La magnitud de esta capacidad depende de las características de la corriente de agua (velocidad y régimen) y del tipo de material en el lecho.

En hidráulica fluvial, un río se define como un flujo que aporta agua y sedimento. Éste se encuentra en equilibrio cuando la cota del cauce no sufre modificación, aún en presencia de transporte de sedimentos. Con base en ello, Lane (1955) estableció cualitativamente que la estabilidad de los materiales del lecho dependen de la relación entre el caudal líquido unitario (Q), el gasto sólido de fondo unitario (Q_s), la pendiente del cauce (i) y el tamaño del sedimento (D_s).

$$Q i \propto Q_s D_s \quad 3.1$$

Un cambio en cualquiera de las variables de la ecuación 3.1 puede provocar un desequilibrio que produzca erosión o sedimentación en el río. En la Figura 3.1 se muestra la tendencia del perfil longitudinal de un cauce natural a lo largo del tiempo. En el tramo superior (zona de montaña) las pendientes son altas y predomina la erosión del lecho debido a las altas velocidades de la corriente. Al llegar al tramo inferior y desembocadura (zonas de planicies) las pendientes son bajas y favorecen la sedimentación.

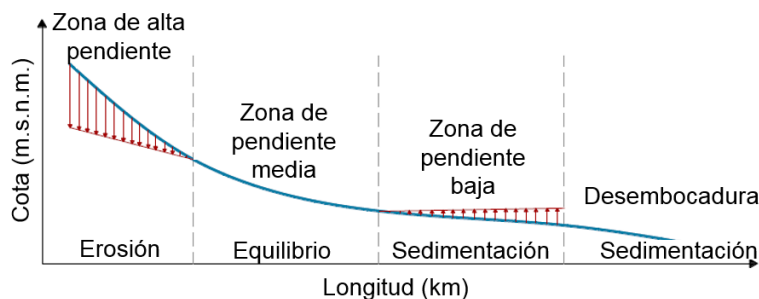


Figura 3.1. Desarrollo longitudinal de un cauce natural.

Durante el paso de una crecida se incrementa la velocidad de la corriente y por tanto la capacidad de arrastre de los materiales del cauce. Cuando la velocidad disminuye, puede suceder que en

algunos tramos del río el nivel del cauce se recupere debido al depósito del material, pero en otros no.

Como puede apreciarse, un desequilibrio temporal o espacial implica variaciones en la cota de los cauces de los ríos y puede afectar a obras que se cimientan en éstos, como son los puentes y presas.

4. ASPECTOS GEOLÓGICOS

Para conocer y describir, el comportamiento de las formaciones o macizos rocosos ante el fenómeno de socavación es importante definir las características mecánicas de su estructura y las discontinuidades (o de la estructura) y las propiedades de resistencia de los bloques de roca; es decir, la caracterización del macizo rocoso.

La roca es un agregado sólido formado por uno o varios minerales que se encuentran en la corteza terrestre. En mecánica de rocas se habla en muchas ocasiones de *roca*, *roca intacta* o *matriz de roca intacta*, para referirse a un elemento (trozo, bloque, fragmento) que no presenta discontinuidades observables y que se encuentra o proviene de un macizo rocoso (Ramírez y Alejano, 2004).

Desde el punto de vista mineralógico, un mineral es una sustancia de origen natural, con una estructura interna característica determinada por un arreglo de átomos o iones, y de composición química y propiedades físicas definidas (Gilluly et al., 1968).

La forma en la que se presentan las rocas en el medio natural se conoce como macizo rocoso, definido por discontinuidades, comúnmente agrupadas en familias, que separan bloques de roca intacta.

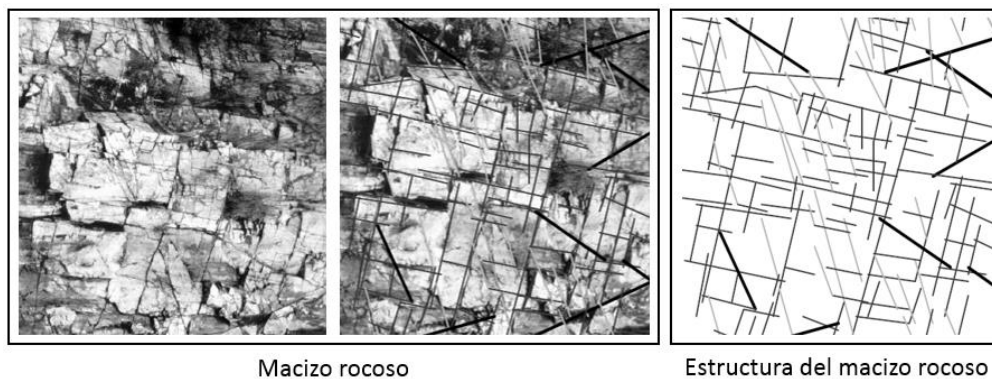


Figura 4.1. Estructura del macizo rocoso (Ramírez y Alejano, 2004).

Las discontinuidades pueden definirse por cambios en la estratigrafía, esquistosidad, pliegues, fallas y juntas o diaclasas. Al conjunto de estas discontinuidades que atraviesan a la roca se les denomina “estructura” del macizo rocoso (Figura 4.1). Hay que tener en cuenta que la estructura del macizo rocoso es en tres dimensiones y que se desarrolla en un medio discontinuo.

Desde el punto de vista de la mecánica de rocas, un macizo rocoso se describe por medio de las propiedades mecánicas de la roca intacta y de las discontinuidades, el cual cumple un papel muy importante desde el punto de vista de la estabilidad en las obras civiles. Con respecto a la socavación, la descripción del macizo rocoso es muy importante en el diseño de presas y puentes cimentados en lechos rocosos.

Los factores geológicos que dominan el comportamiento y las propiedades mecánicas de los macizos rocosos son (Jaime et al., 2015):

- La litología y propiedades de la matriz rocosa (composición mineralógica, densidad, estructura interna, porosidad, permeabilidad y alterabilidad).
- La estructura geológica y las discontinuidades.
- El estado de esfuerzos a que está sometido el material.
- El grado de alteración o meteorización.
- Las condiciones geohidrológicas.

La caracterización de la roca intacta y del macizo rocoso se realiza a través de varios parámetros o índices que se pueden cuantificar por medio de ensayos de laboratorio o de campo. Una adecuada caracterización del macizo rocoso involucra tanto descripciones cuantitativas como cualitativas.

4.1 CLASIFICACIÓN GENERAL DE ROCAS PARA USOS GEOTÉCNICOS

De acuerdo con su origen geológico, las rocas pueden clasificarse como ígneas, sedimentarias y metamórficas.

Las rocas ígneas se forman por el enfriamiento de un material fundido (magma o lava) y son también conocidas como rocas primarias. Cuando éstas son formadas por un enfriamiento rápido de la lava en la superficie de la corteza terrestre se conocen como extrusivas, mientras que aquellas formadas dentro de la corteza terrestre con enfriamiento lento de magma son conocidas como intrusivas. Según la profundidad y velocidad de enfriamiento se dividen en rocas plutónicas, diques (o chimeneas) y volcánicas.

Las rocas sedimentarias se forman principalmente por el transporte, sedimentación y posterior cementación de rocas intemperizadas mecánica o químicamente de los tres grupos principales (ígneas, metamórficas y de otras sedimentarias).

Las rocas que han sufrido cambios físicos y químicos posteriores a su forma original se llaman rocas metamórficas. Su origen puede ser ocasionado cuando rocas (ígneas o sedimentarias) son sometidas a altas presiones, o altas temperaturas, o a interacciones químicas con fluidos reactivos.

Las rocas son definidas y nombradas según la abundancia, textura y tipos de materiales involucrados, además del modo de formación y el grado de metamorfismo, entre otros factores. Para usos geotécnicos las rocas se pueden clasificar mediante la Tabla 4.1 propuesta por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM, por sus siglas en inglés).

Tabla 4.1. Clasificación de las rocas para usos geotécnicos (ISRM, en González de Vallejo *et al.*, 2002)

Tamaño de grano (mm)	Rocas estratificadas (principalmente sedimentarias)					Rocas foliadas (laminadas) (principalmente metamórficas)		Rocas con estructura masiva y textura cristalina (principalmente ígneas)						
	Descripción por tamaño de grano		>50% de los granos son carbonatos	>50% de los granos provienen de rocas volcánicas de grano fino		Descripción por tamaño de grano	GENEISS Foliación desarrollada frecuentemente muy espaciada.		Descripción por tamaño de grano					
Mayor de 20	CONGLOMERADO Cantos rodados y gravas cementadas por una matriz fina. BRECHA Fragmentos irregulares de roca en una matriz fina.	C A L I C I N O S	Calceduria	Fragmentos volcánicos en una matriz fina. Granos redondeados. Granos angulosos. BRECHA VOLCANICA	ROCAS SALINAS	GRUESO	MIGMATITA Foliación irregular. Esquistos y gneiss mezclados.	MARMOL	GRUESO	Estas rocas a veces son porfíricas y se describen como granitos porfíricos	PIROXENITA	Pegmatita Granito Diorita		
20													ARENISCA Granos angulosos no redondeados, cementados por minerales de arcilla, carbonatos o de hierro. Cuarzo: granos de cuarzo y cemento silíceo. Arcosa: mayoría de gravas feldespáticas. Grauvaca: diversos fragmentos de roca	Calcarenita
0,6	ARENISCA Grueso													
0,2	ARENISCA Medio													
0,2	ARENISCA Fino													
0,06	MASIVAS	LIMOLITA	Limolita calcica	TOBA de grano grueso										
0,002	LAMINADAS	LUTITA	Calclutita	TOBA de grano fino										
Menor de 0,002	Silt: aparece como bandas o nodulos en la creta Chert: aparece como nodulos y bandas en limolitas y calcarenitas					CARBON LIGNITO								
Amorfo o Cripto-cristalino	Cementante granular, excepto rocas amorfas					CRISTALINAS								
	SILÍCEAS			SILÍCEAS										
	ROCAS SEDIMENTARIAS Las rocas con cementante granular presentan gran variación de resistencia, algunas areniscas son más resistentes que muchas ígneas. La estratificación puede no observarse en muestras de mano sino en afloramientos. Sólo las rocas sedimentarias y algunas rocas metamórficas derivadas de ellas contienen fósiles. Las rocas calcáreas contienen calclita (CaCO ₂) que se reconoce por su efervescencia con ácido clorhídrico diluido.					ROCAS METAMÓRFICAS Se distinguen por su foliación. La foliación en los gneiss se observa mejor en el afloramiento. Las rocas metamórficas sin foliación son muy difíciles de reconocer. Cualquier roca generada por metamorfismo de contacto se describe como corneanas y generalmente son algo más resistentes que la roca original		ROCAS ÍGNEAS Constituidas por granos minerales fuertemente unidos. Elevada resistencia cuando aparecen sanos; no porosas. Aparecen como: 1. Batolitos; 2. Lacolitos; 3. Sills; 4. Diaques; 5. Flujos de lava; 6. Filones.						

4.2 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA ROCA INTACTA

La determinación de las propiedades mecánicas de la roca intacta es uno de los factores importantes en el proceso de la caracterización del macizo rocoso. Como se mencionó anteriormente, la roca intacta es un elemento que no presenta discontinuidades observables y que se encuentra o proviene de un macizo rocoso.

Para diferenciar el macizo rocoso y la roca intacta hay que tener en cuenta que es un tema simplemente de escala, como se aprecia en la Figura 4.2.

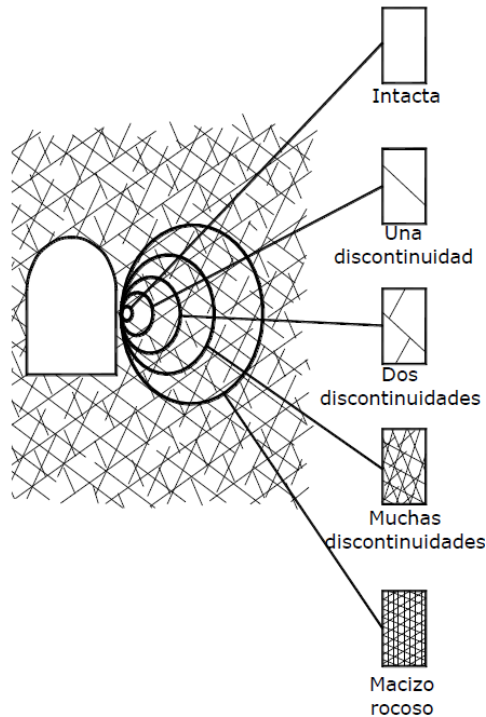


Figura 4.2. Escalas dentro del macizo rocoso (Brady y Brown, 2006).

Al hablar de resistencia del macizo rocoso hay que tener en cuenta que ésta no es la resistencia que caracteriza a la roca intacta; son aspectos muy diferentes. Dependiendo del grado de discontinuidad que tenga el macizo rocoso éste va a presentar una resistencia normalmente menor y una deformación distinta al de la roca intacta (Figura 4.3).

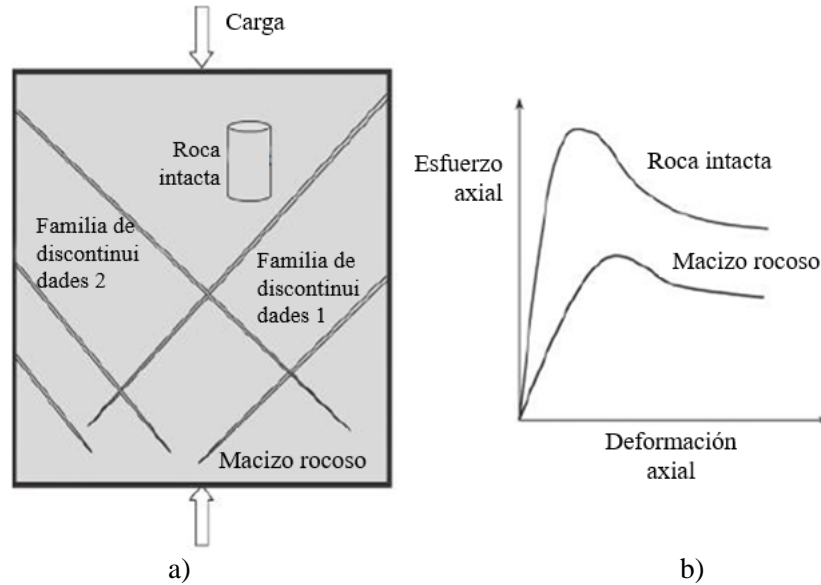


Figura 4.3. (a) Macizo rocoso y roca intacta, (b) curva esfuerzo de formación de un macizo rocoso y una roca intacta (Sivakugan et al., 2013).

Las propiedades mecánicas de las rocas intactas se obtienen comúnmente de las siguientes pruebas.

a) Ensayo de compresión simple

Consiste en determinar la resistencia a la compresión uniaxial (q_u) de una probeta cilíndrica de roca, de altura entre el doble y triple del diámetro. La obtención de la resistencia a la compresión simple permite clasificar a la roca según su resistencia y utilizar los criterios de rotura más utilizados (Mohr-Coulomb y Hoek-Brown). La clasificación de las rocas según su resistencia a compresión uniaxial se muestra en la Tabla 4.2.

Se puede demostrar mediante los círculos de Mohr que la resistencia a la compresión no confinada es:

$$\sigma_c = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \tag{4.1}$$

donde c y ϕ es la cohesión y el ángulo de fricción de la roca, respectivamente.

Tabla 4.2. Clasificación de rocas según su resistencia a la compresión simple (ISRM, 1981).

Resistencia (Mpa)	Clasificación
>250	Extremadamente alta
100 - 250	Muy alta
50 - 100	Alta
25 - 50	Media
5 - 25	Baja
1 - 5	Muy baja
0.25 - 1	Extremadamente baja

b) Ensayo triaxial

Se lleva a cabo en probetas cilíndricas que se preparan de manera similar a las utilizadas en los ensayos de compresión simple. Esta prueba es similar a las pruebas triaxiales que se realizan en suelos, con la diferencia de que no se suele medir la presión de poro, ya que la mayor parte de las rocas son poco porosas, por lo que las presiones intersticiales suelen tener poca importancia en ellas. La resistencia al esfuerzo cortante (τ_f) utilizando el criterio de falla de Mohr-Coulomb es:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad 4.2$$

donde σ es el esfuerzo normal en el plano de falla, c y ϕ son la cohesión y el ángulo de fricción. En términos de los esfuerzos principales en la falla, la ecuación 4.2 se puede expresar como:

$$\sigma_1 = \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) \sigma_3 + 2c \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right)^{0.5} \quad 4.3$$

c) Ensayo de carga puntual

Algunas veces no se dispone de material para preparar probetas adecuadas para los ensayos de compresión simple, por lo que se suele recurrir a ensayos in situ por medio del ensayo de carga puntual. Este ensayo consiste en romper un trozo de roca entre dos puntas cónicas de acero. Las muestras que se colocan entre dichas puntas pueden ser de cualquier forma. El índice de carga puntual I_s se calcula mediante la siguiente expresión:

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} \quad 4.4$$

donde, P es la fuerza necesaria para romper la muestra, D_e es el diámetro equivalente de la probeta.

El diámetro equivalente se puede calcular mediante la expresión:

$$D_e^2 = \frac{4}{\pi} WD \quad 4.5$$

donde, W es el ancho medio de la muestra y D la distancia entre las puntas de los conos en el momento de la rotura.

Cuando el valor de D_e es distinto de 50 mm, es conveniente hacer una corrección para eliminar la influencia del tamaño en la resistencia de la probeta. Esta corrección, que permite obtener el $I_{s(50)}$, se puede efectuar utilizando la siguiente fórmula:

$$I_{s(50)} = \left(\frac{D}{50} \right)^{0.45} I_s \quad 4.6$$

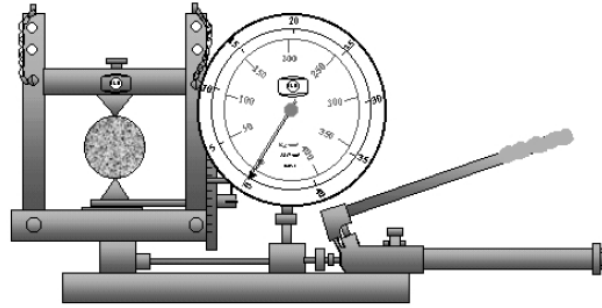


Figura 4.4. Ensayo de carga puntual (Ramírez y Alejano, 2004)

d) Ensayo brasileño

Para determinar indirectamente la resistencia a la tensión se utiliza el llamado ensayo brasileño, el cual se practica comprimiendo una probeta cilíndrica de roca. La probeta falla a lo largo de su diámetro como consecuencia de los esfuerzos de tensión que se generan en dirección perpendicular al mismo (Figura 4.5). El esfuerzo de tensión horizontal uniforme en la probeta se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi Dt} \quad 4.7$$

donde, P es la fuerza de compresión ejercida sobre el disco, D es el diámetro del disco y t el espesor del disco, es decir, la altura del cilindro.

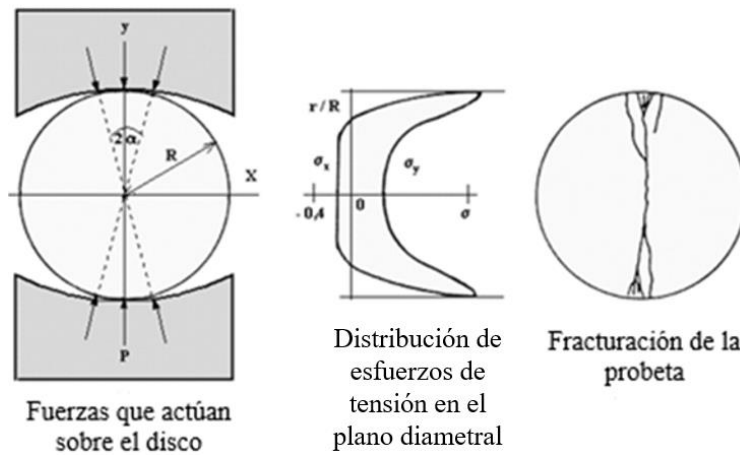


Figura 4.5. Ensayo de tensión indirecto o prueba brasileña (Ramírez y Alejano, 2004).

e) Correlaciones

Para estimaciones preliminares de la resistencia de rocas intactas puede emplearse algunas de las correlaciones siguientes:

Tabla 4.3. Correlaciones entre la resistencia a la compresión simple y el índice de carga puntual. (Sivakugan et al., 2013).

Correlación	Referencia	Comentarios
$\sigma_c = 10.5\sigma_t + 1.2$	Hassani et al. (1979)	
$\sigma_c = 3.6\sigma_t + 15.2$	Szlavin (1974)	Reino Unido (229 pruebas)
$\sigma_c = 2.84\sigma_t - 3.34$	Hobbs ((1964)	Arcilla, arenisca y caliza
$\sigma_c = 12.4\sigma_t - 9.0$	Gunsallus y Kulhawy (1984)	Dolomita, arenisca, caliza de Estados Unidos
$\sigma_c = 10\sigma_t$	Broch y Franklin (1972)	

Tabla 4.4. Correlaciones entre la resistencia a la compresión simple y la resistencia a la tensión. (Sivakugan et al., 2013).

Correlación	Referencia	Comentarios
$\sigma_c = 24I_{s(50)}$	Broch y Franklin (1972)	
$\sigma_c = 24I_{s(50)}$	Bieniawski (1975)	Arenisca, Sudafrica
$\sigma_c = 29I_{s(50)}$	Hassani et al. (1980)	Rocas sedimentarias, Reino Unido
$\sigma_c = 14.5I_{s(50)}$	Forster (1983)	Dolerita y areniscas
$\sigma_c = 12.5I_{s(50)}$	Chau y Wong (1996)	Rocas de Hong Kong
$\sigma_c = 16I_{s(50)}$	Read et al. (1980)	Basalto
$\sigma_c = 20I_{s(50)}$	Read et al. (1980)	Rocas sedimentarias, Australia
$\sigma_c = 23.4I_{s(50)}$	Singh y Singh (1993)	Cuarzita, India
$\sigma_c = 15.3I_{s(50)} + 16.3$	D'Andrea et al. (1964)	Rangos de tipos de rocas
$\sigma_c = 16.5I_{s(50)} + 51.0$	Gunsallus y Kulhawy (1984)	Dolomita, arenisca, caliza de Estados Unidos
$\sigma_c = 9.3I_{s(50)} + 20.04$	Grasso et al. (1992)	
$\sigma_c = 23I_{s(50)} + 13$	Cargill y Shakoore (1990)	

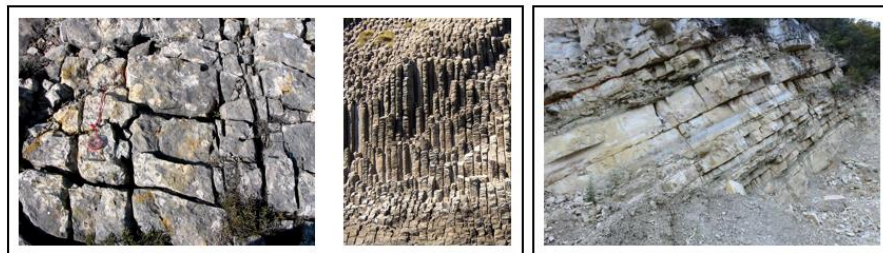
4.3 DISCONTINUIDADES

El término discontinuidad se usa para referirse a planos de debilidad dentro del macizo rocoso, a través del cual el material que constituye a la roca se vuelve esencialmente discontinuo y presenta una resistencia a la tensión nula o menor comparado con la matriz rocosa, a los niveles de esfuerzo generalmente aplicables en ingeniería.

El comportamiento de un macizo rocoso se rige por la resistencia y orientación de las discontinuidades más que por las propiedades de la roca intacta.

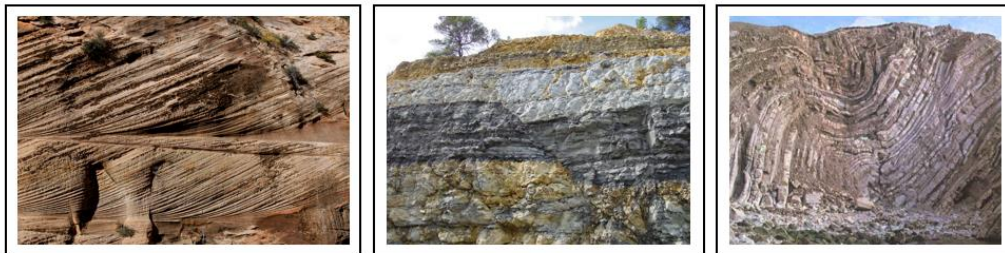
Las discontinuidades se pueden producir por movimientos telúricos, como sismos o movimientos tectónicos y por factores de meteorización. Algunos tipos de discontinuidades son:

- Diaclasas o juntas. Son comunes en los macizos rocosos y no van acompañadas de deslizamiento de los bloques que delimita; se distinguen así de las fallas o fracturas en las que sí hay deslizamiento de los bloques. Su origen puede ser tectónico o por factores de meteorización. Por ejemplo, se presentan en rocas volcánicas al enfriarse la lava o en pliegues sometidos a tensión. Aquí los procesos de circulación de agua y los rellenos arcillosos son más frecuentes (Figura 4.6.a).
- Planos de estratificación. Conocidas también como superficies de estratificación, son discontinuidades características de depósitos de rocas sedimentarias. Son superficies que limitan los estratos y se producen durante la interrupción de la sedimentación, cuya duración puede ser muy variable, o por un cambio brusco en las propias condiciones de sedimentación (Figura 4.6.b).
- Superficies de laminación. Son discontinuidades que aparecen en las rocas sedimentarias, limitadas por estratos muy delgados en forma de láminas (Figura 4.6.c).
- Fallas. Corresponden a planos de rotura o fracturación con desplazamiento relativo entre bloques. La extensión de ésta puede variar entre algunos metros y centenares de kilómetros. Pueden ser producidos por sismos o movimientos tectónicos (Figura 4.6.d), en cuyo caso los esfuerzos cortantes en las discontinuidades son importantes.
- Planos de esquistosidad. Se presentan en rocas metamórficas que en un principio pudieron ser rocas sedimentarias, las cuales debido a una fuerte compresión horizontal, producto de algún movimiento telúrico, las convirtió en rocas metamórficas con minerales en formas de láminas y con forma alabeada (Figura 4.6.e).



a) Diaclasas o juntas

b) Planos de estratificación



c) Superficies de laminación

d) Fallas

e) Planos de esquistosidad

Figura 4.6. Algunos tipos de discontinuidades en un macizo rocoso (Dominio público de internet).

4.4 DESCRIPCIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES

Los factores que intervienen en el comportamiento mecánico de una discontinuidad frente a un esfuerzo cortante son (ISRM, 1978): orientación, número de familias, espaciamiento, abertura, relleno, persistencia, rugosidad, filtraciones, tamaño y forma de los bloques.

4.4.1 Orientación

Definiciones

La orientación de una discontinuidad que delimita el plano de un bloque de roca en el espacio se describe en términos del *rumbo* y el *buzamiento* (ψ), o bien por medio del *buzamiento* y de la *dirección del buzamiento* (α).

El rumbo es el ángulo respecto al norte que forma el plano geológico con el plano horizontal.

El buzamiento es la máxima inclinación vertical o el ángulo que forma el plano geológico con el plano horizontal y se mide perpendicularmente al rumbo. Para un plano horizontal, la inclinación es 0° y para un plano vertical es 90° .

La dirección del buzamiento es la dirección de la traza horizontal del plano (o plano de buzamiento) expresada como un ángulo α medido en el sentido de las manecillas del reloj desde el norte (varía de 0° a 360°).

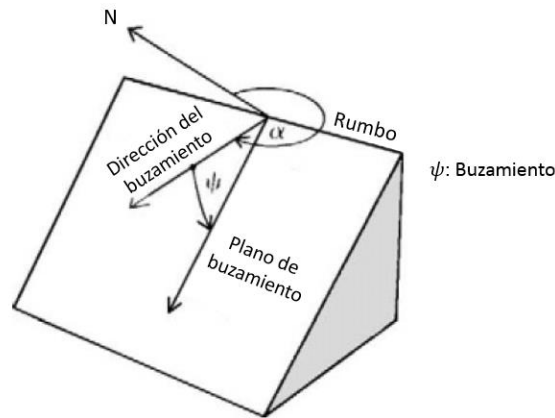


Figura 4.7. Esquema representativo del buzamiento y la dirección de buzamiento de un plano de discontinuidad de un bloque de roca (Brady y Brown, 2006).

Después de la recopilación de la orientación de varias discontinuidades para un determinado macizo rocoso, éstos se interpretan mediante proyecciones estereográficas o esféricas, conocidas como estereogramas. Dicha representación se suele hacer mediante la plantilla de Schmidt. La interpretación por medio del uso de estereogramas ayuda a determinar el número de familias de discontinuidades, la forma de los bloques de roca y posibles zonas de inestabilidad dentro del macizo.

Proyección estereográfica

En la proyección estereográfica, un plano queda representado por un círculo máximo en la esfera de proyección, definido por la intersección del plano y la esfera de proyección, haciendo pasar el plano por el centro de la esfera. El plano también queda definido por la localización de su polo, que es el punto de intersección con la esfera de la recta perpendicular al plano que pasa por el centro de la esfera. En la evaluación de estabilidad de macizos rocosos normalmente se utiliza el hemisferio inferior de la esfera para la proyección estereográfica (Figura 4.8).

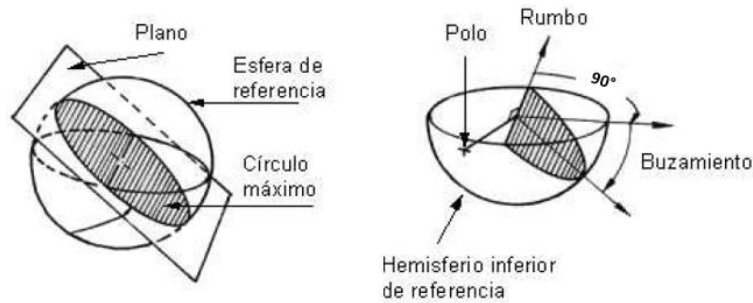


Figura 4.8. Representación de un plano de proyección estereográfica (Ramírez y Alejano, 2004).

Según el modo de proyección de la esfera, se puede obtener la proyección ecuatorial o polar. Para los casos de estabilidad normalmente se utiliza la ecuatorial, Figura 4.9.a. La plantilla de Schmidt utiliza la proyección ecuatorial y se presenta como muestra la Figura 4.9.b.

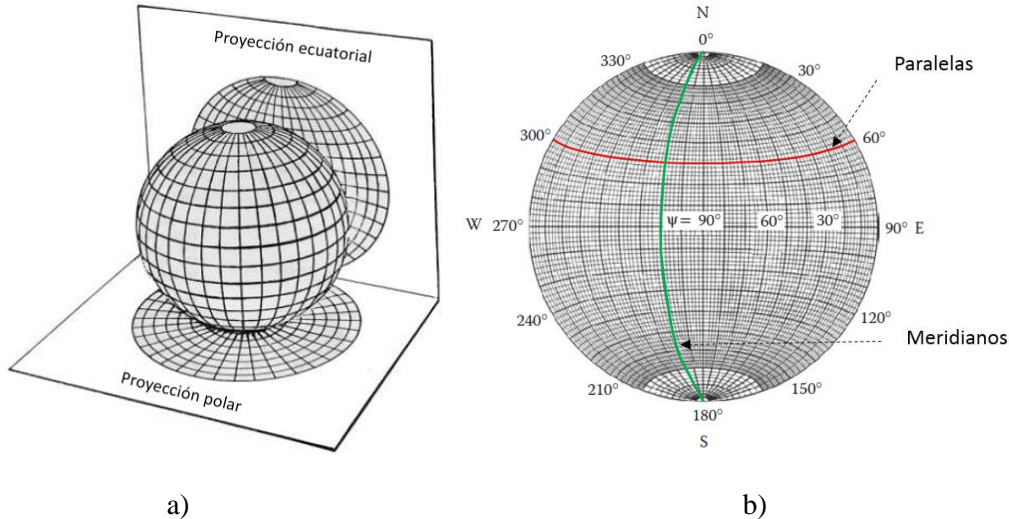


Figura 4.9. (a) Representación de un plano de proyección estereográfica (Ramírez y Alejano, 2004), (b) Estereograma ecuatorial de Schmidt (Sivakugan et al., 2013).

Procedimiento manual para la proyección estereográfica de discontinuidades

- Se debe disponer de dos hojas: una transparente y la otra con la plantilla de Schmidt.
- En la hoja transparente se marca la circunferencia de la esfera ecuatorial, su centro y los puntos cardinales.

- Se mide la dirección del buzamiento desde el norte en sentido de las manecillas del reloj y se ubica el punto X. De forma ilustrativa se considera una discontinuidad con buzamiento $\psi = 35^\circ$ y dirección del buzamiento $\alpha = 135^\circ$ (nomenclatura común $135^\circ/35^\circ$).
- Se gira el papel transparente hasta hacer coincidir el punto X con el eje E-O del estereograma de Schmidt. En esa posición se mide el buzamiento desde el exterior al interior de la circunferencia de la esfera y se marca el punto Y, y se traza el círculo máximo que pasa por dicho punto.
- Sin mover el papel transparente, el polo se sitúa a 90° en sentido opuesto a partir del punto Y.
- Una vez trazado los puntos, la hoja transparente se regresa a su posición original y se tiene la proyección estereográfica de dicho plano de discontinuidad (Figura 4.10).

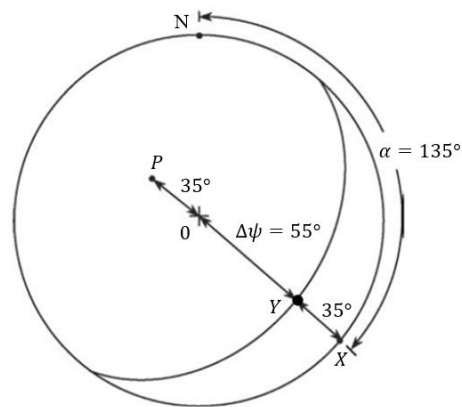


Figura 4.10. Representación de un plano en una proyección estereográfica ecuatorial (Sivakugan et al., 2013).

En la Figura 4.11 se aprecia un ejemplo de la localización de 4 familias de discontinuidades en un macizo rocoso. Las nubes oscuras representan la concentración de polos de todas las familias de discontinuidades levantadas (J).

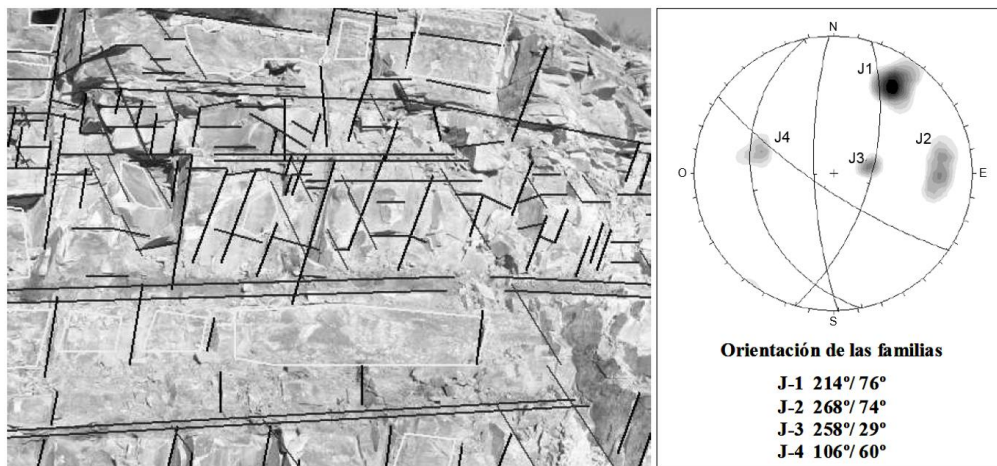


Figura 4.11. Ejemplo de macizo rocoso con 4 familias de discontinuidades representadas en un estereograma (Ramírez y Alejano, 2004).

Interpretación de estereogramas

Las posibles fallas o deslizamiento que pueden presentarse en taludes rocosos se pueden ver a través de los estereogramas. En la Figura 4.12 se aprecian algunos tipos de fallas comunes.

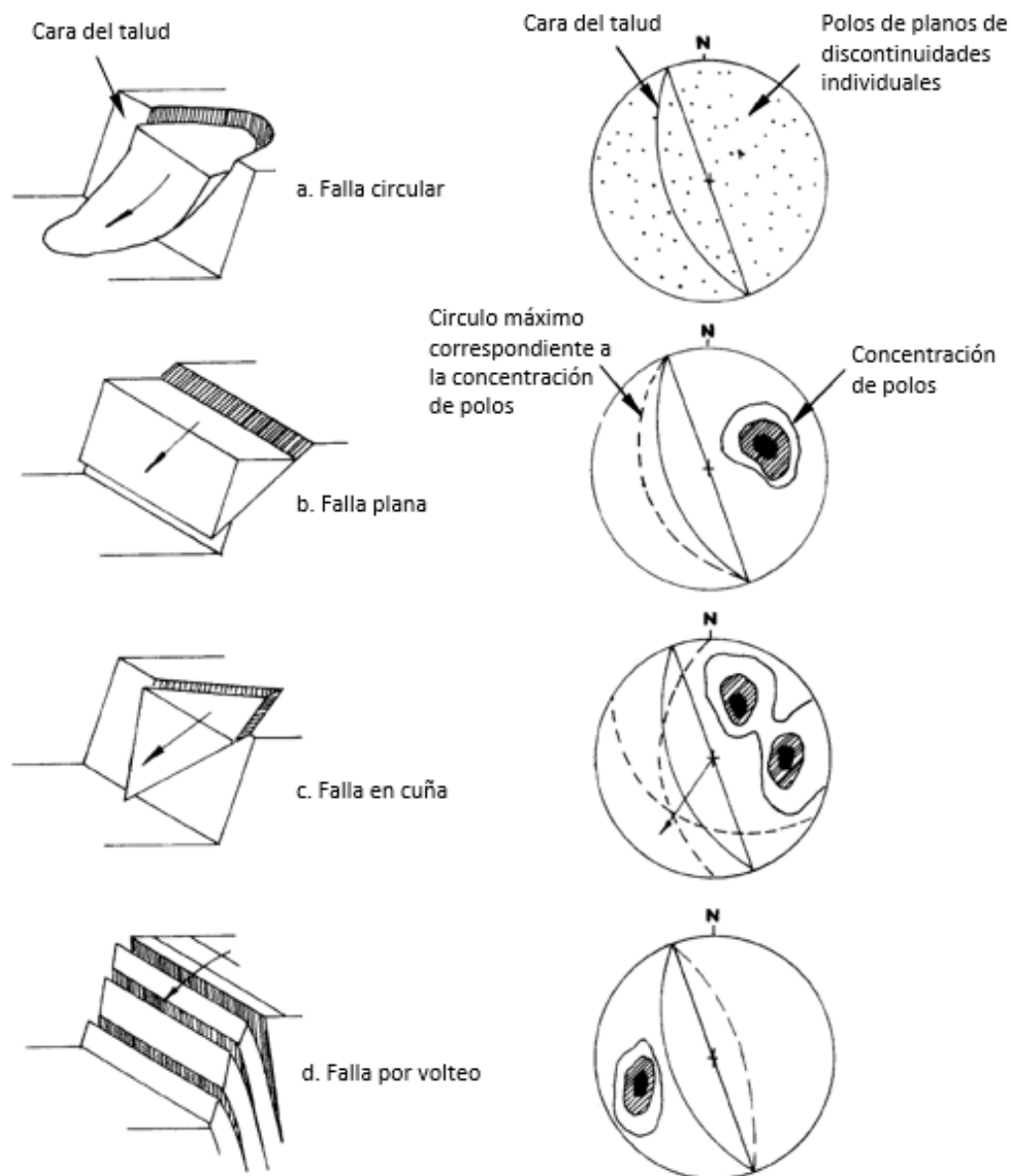


Figura 4.12. Tipos de fallas más comunes en taludes de roca en proyección estereográfica (ISRM, 1978).

Las fallas de taludes en macizos rocosos de la Figura 4.12 se describen a continuación:

- La falla tipo circular (Figura 4.12.a), corresponde a un macizo rocoso altamente fracturado debido a que no se aprecia una concentración de polos; en este caso, debido al alto fracturamiento del macizo la falla se asimila más a la que comúnmente ocurre en suelos.

- En la falla plana (Figura 4.12.b) se observa que la discontinuidad está en la misma dirección de buzamiento del talud y que el buzamiento de la discontinuidad es mayor que la del talud.
- La falla en cuña ocurre cuando dos discontinuidades se cruzan entre sí para formar una cuña y ésta tiene prácticamente la misma dirección de buzamiento del talud, tal como se muestra en la Figura 4.12.c.
- La falla por volteo que se presenta en la Figura 4.12.d ocurre debido a dos factores: el primero es porque el talud tiene un buzamiento casi perpendicular y el segundo porque el macizo rocoso exhibe varias familias de discontinuidades con espaciamiento relativamente corto que, además se encuentran con dirección de buzamiento y buzamiento contrario al del talud. Si solo se presentaran dos familias de discontinuidades con la misma orientación, pero con espaciamiento muy grande, la falla podría no presentarse.

El uso de la proyección estereográfica es una herramienta útil para identificar la orientación de las familias de discontinuidades de un macizo rocoso y que puede ayudar a identificar las posibles zonas con potencial de inestabilidad. Por ejemplo, desde el punto de vista de la estabilidad de taludes en macizos rocosos, esta herramienta es útil para identificar los bloques de roca que puedan deslizarse. En ríos con lechos rocosos, la definición de la orientación de bloques de roca mediante el uso de proyecciones estereográficas ha sido una herramienta valiosa para identificar las zonas o puntos susceptibles de socavación (Annandale, 2006; Michael, 2012).

Actualmente, el trazo de las proyecciones estereográficas se simplifica con el uso de programas de cómputo, por ejemplo, el programa Dips de la paquetería RockScience.

4.4.2 Número de familias

Se le llama familia de discontinuidades a un grupo de discontinuidades que están orientadas aproximadamente en la misma dirección, dando la impresión de que fueran paralelas entre sí (Figura 4.13). Normalmente se define un espaciamiento promedio para una familia de discontinuidades. A medida que aumenta el número de familias, el macizo rocoso se fragmenta más, lo que provoca que los tamaños de los bloques de roca disminuyan y aumenten sus grados de libertad para moverse.

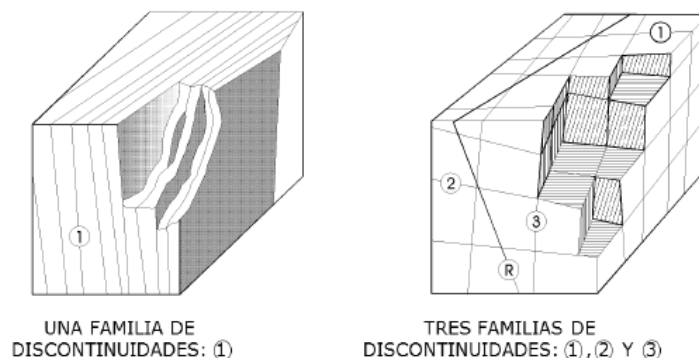


Figura 4.13. Influencia del número de familias de discontinuidades en un macizo rocoso (ISRM, 1978).

El número de familias de discontinuidades también ha sido utilizado para clasificar a los macizos rocosos como se muestra en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5. Clasificación de familias de discontinuidades en un macizo rocoso (ISRM, 1978)

Grupo	Familias de discontinuidades
I	Masivo, discontinuidades aisladas
II	Una familia
III	Una familia y discontinuidades aisladas
IV	Dos familias
V	Dos familias y discontinuidades aisladas
VI	Tres familias
VII	Tres familias y discontinuidades aisladas
VIII	Cuatro o más familias
IX	Roca triturada, similar a un suelo

4.4.3 *Espaciamiento*

El espaciamiento medio es la distancia que existe entre las discontinuidades sucesivas de una misma familia, según la perpendicularidad al plano de esta familia. El espaciamiento entre los planos de discontinuidades condiciona el tamaño de los bloques de matriz rocosa y, por tanto, define el papel que ésta tendrá en el comportamiento mecánico del macizo rocoso, y su importancia con respecto a la influencia de las discontinuidades. En la Tabla 4.6 se presenta la descripción del espaciamiento. Discontinuidades con espaciamientos muy cercanos implican tamaños de bloques muy pequeños. El espaciamiento de las discontinuidades también influye en la permeabilidad de un macizo rocoso y los mecanismos de falla.

Tabla 4.6. Clasificación del espaciamiento de las discontinuidades en un macizo rocoso (ISRM, 1978).

Descripción	Espaciado en mm
Extremadamente cerrado	< 20
Muy cerrado	20-60
Cerrado	60-200
Moderado	200-600
Abierto	600-2000
Muy abierto	2000-6000
Extremadamente abierto	>6000

4.4.4 *Abertura*

La abertura es la distancia perpendicular que separa las caras de una discontinuidad. Este factor juega un papel importante en la permeabilidad de los macizos rocosos y durante el fenómeno de socavación marca el grado de la facilidad con la que se pueden desprender los bloques de roca. A mayor abertura mayor facilidad de remoción de un bloque que cuando las juntas se encuentran muy apretadas.

4.4.5 *Relleno*

Cuando las aberturas de las discontinuidades son grandes, éstas suelen estar ocupadas por otros tipos de materiales. El material dentro de la discontinuidad tiene gran efecto en la resistencia al esfuerzo cortante de la misma y, por tanto, en la resistencia a la socavación. Cuando el material es derivado de precipitados o residuos de minerales de roca, como carbonatos, silicatos y cuarzo, los bloques de los macizos rocosos presentarán mayor estabilidad que cuando son compuestos por

arcillas, limos, arena, brecha o milonita. Por tanto, es importante especificar la naturaleza, el espesor, la alteración y la resistencia del material de relleno.

Tabla 4.7. Clasificación de las aberturas de las discontinuidades en un macizo rocoso (ISRM, 1981).

Abertura	Descripción	Rasgo
< 0.1 mm	Muy cerrada	
0.1 - 0.25 mm	Cerrada	Cerradas
0.25 - 0.5 mm	Parcialmente abierta	
0.5 - 2.5 mm	Abierta	
2.5 - 10 mm	Moderadamente	Abiertas
> 10 mm	Amplia	
1 - 10 cm	Muy amplia	
10 - 100 cm	Extremadamente	Extremadamente Abiertas
> 1 m	Cavernosa	

4.4.6 Persistencia

La persistencia indica cuanto una discontinuidad o familia de discontinuidades puede penetrar dentro del macizo rocoso. Se caracteriza por medio de la longitud, el cual se obtiene con la dirección y rumbo de ésta.

El espaciamiento y la persistencia son dos parámetros que controlan el tamaño de los bloques de roca intacta que componen el macizo rocoso.

Tabla 4.8. Clasificación de la persistencia en un macizo rocoso (ISRM, 1981).

Persistencia	Longitud
Muy baja	< 1 m
Baja	1- 3 m
Media	3 - 10 m
Alta	10 - 20 m
Muy alta	> 20 m

4.4.7 Rugosidad

La clasificación y medida de la rugosidad tienen como principal finalidad la evaluación de la resistencia al corte en las discontinuidades. En discontinuidades limpias, la resistencia al corte puede ser estimada a partir de datos de campo y de expresiones empíricas. La rugosidad aumenta la resistencia al corte, pero decrece con el aumento de la abertura y, por lo general, también con el espesor del relleno.

De acuerdo con la ISRM (1978) la rugosidad que presentan las caras de las discontinuidades se puede evaluar por medio de la Figura 4.14, la Tabla 4.9 y las siguientes escalas:

- Gran escala, para observaciones de varios metros de longitud comprenden tres grados de rugosidad: escalonada, ondulada y plana.
- Pequeña escala, para observaciones de varios centímetros comprende los siguientes grados de rugosidad: rugosa, lisa o suave y pulida.

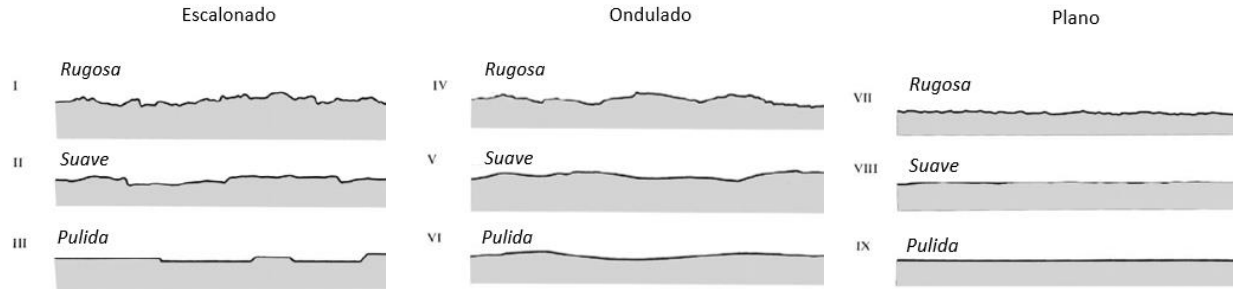


Figura 4.14. Perfiles de rugosidades típicas en rocas (ISRM, 1978).

Tabla 4.9. Clasificación de la rugosidad (ISRM, 1978).

Clase	Irregularidades y ondulaciones
I	Áspero, escalonado
II	Liso, escalonado
III	Pulido y estriado, escalonado
IV	Áspero, ondulado
V	Liso, ondulado
VI	Pulido y estriado, ondulado
VII	Áspero, plano
VIII	Liso, plano
IX	Pulido y estriado, plano

4.4.8 Filtraciones

El agua en el interior de un macizo rocoso circula principalmente por las discontinuidades (permeabilidad secundaria). Aunque en ciertas rocas permeables las filtraciones de agua a través de la matriz rocosa (permeabilidad primaria) pueden ser importantes. En la Tabla 4.10 se presenta la descripción de las filtraciones en discontinuidades.

Tabla 4.10. Descripción de las filtraciones en discontinuidades (ISRM, 1981).

Clase	Discontinuidades sin relleno	Discontinuidades con relleno
I	Junta muy plana y cerrada. Seca, y no parece posible que circule agua	Relleno muy consolidado y seco. No es posible el flujo de agua
II	Junta seca sin evidencia de flujo de agua	Relleno húmedo pero sin agua libre
III	Junta seca pero con evidencia de haber circulado agua	Relleno mojado con goteo ocasional
IV	Junta húmeda pero sin agua libre	Relleno que muestra señales de lavado, flujo de agua continuo (estimar el caudal en l/min)
V	Junta muy húmeda, ocasionalmente goteo, pero sin flujo continuo	Relleno localmente lavado, flujo considerable según canales preferentes (estimar caudal y presión)
VI	Junta con flujo continuo de agua (estimar el caudal en l/min y la presión)	Rellenos completamente lavados, presiones de agua elevada

4.4.9 Tamaño de los bloques

El tamaño del bloque en un macizo rocoso depende del número de familias de la discontinuidad y del espaciamiento y persistencia que separa los bloques. Los bloques pueden ser en forma de cubos, tetraedros, láminas, entre otras, y su tamaño se mide comúnmente al igual que los suelos granulares, por medio de un diámetro promedio (esfera equivalente con el mismo volumen del bloque).

Según el ISRM (1978) el tamaño de los bloques se puede cuantificar por medio del índice de tamaño de bloque (I_b), la dimensión promedio de un bloque típico, o por el número volumétrico de discontinuidades (J_v) y el número total de discontinuidades intersecando un macizo rocoso de volumen unitario. El RQD también es una medida del tamaño de los bloques. Para el caso de un sistema ortogonal de discontinuidades de tres familias con espaciamiento S_1 , S_2 y S_3 , el índice de tamaño de los bloques se define como:

$$I_b = \frac{S_1 + S_2 + S_3}{3} \quad 4.8$$

Existen las discontinuidades $\frac{1}{S_1}$, $\frac{1}{S_2}$, $\frac{1}{S_3}$ por metro a lo largo de las tres direcciones ortogonales, donde S_1 , S_2 y S_3 están medidos en metros. El número volumétrico de discontinuidades (en discontinuidades / m³) es la suma del número de discontinuidades por metro para cada familia de discontinuidades, y se expresa como:

$$J_v = \frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} + \dots + \frac{1}{S_n} \quad 4.9$$

El ISRM (1978) sugiere que el RQD y el J_v se relacionan de la forma siguiente:

$$RQD = 115 - 3.3J_v \quad 4.10$$

Para el caso de $J_v < 4.5$, el RQD se toma como 100% y para $J_v > 30$, el RQD se toma como 0%. Las descripciones para el tamaño de los bloques con base en el J_v que se presentan en la Tabla 4.11. En la Tabla 4.12 se presenta la descripción de la forma de los bloques.

Tabla 4.11. Tamaño de los bloques y valores de J_v (ISRM, 1978).

J_v (discontinuidades/m ³)	Descripción
<1	Bloques muy grandes
1-3	Bloques grandes
3-10	Bloques medianos
10-30	Bloques pequeños
30-60	Bloques muy pequeños
>60	Roca triturada

Tabla 4.12. Forma de los bloques (ISRM, 1978)

Descripción	Características
Masiva	Rocas juntas o espaciamiento muy amplio
Cúbica	Aproximadamente equidimensional
Tabular	Una dimensión considerablemente más pequeña que las otras dos
Columna	Una dimensión considerablemente más grande que las otras dos
Irregular	Variación amplia en la forma y tamaño de los bloques
Fragmentada	Gran cantidad de discontinuidades

4.5 MACRO Y MICRO DISCONTINUIDADES

En el estudio de socavación en rocas se debe tomar en cuenta que existen dos tipos de discontinuidades: nivel macro y micro. Las *macro-discontinuidades* son las que delimitan a los bloques de roca intacta, como juntas y fallas. Las *micro-discontinuidades* son atribuidas a las imperfecciones que presentan los bloques de roca intacta a nivel superficial como fisuras y microfisuras. La única diferencia entre los dos tipos de micro-discontinuidades es que las microfisuras solo pueden ser identificadas con microscopio y las fisuras a simple vista, por ejemplo, del tamaño de un cabello.

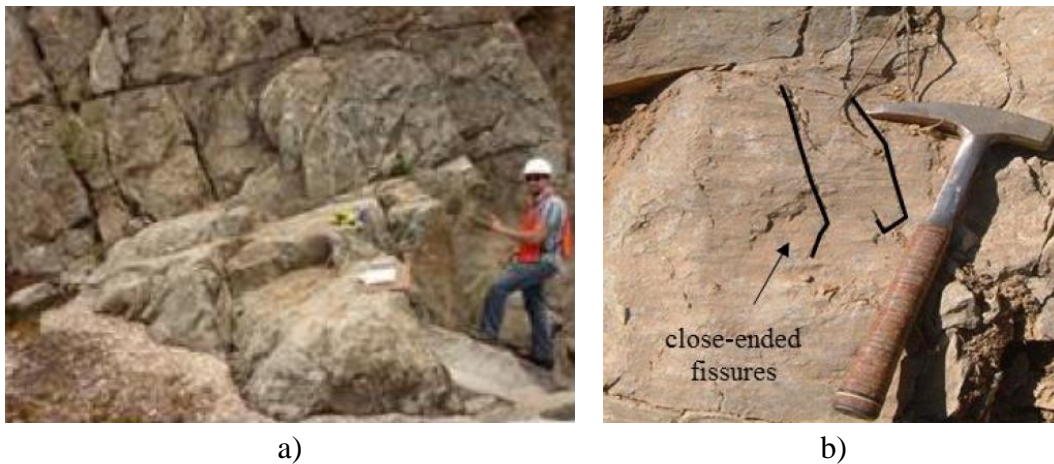


Figura 4.15. a) Macro-fisuras y b) micro-fisuras. (Michael, 2012).

5. ASPECTOS HIDRÁULICOS

5.1 MECÁNICA DE RÍOS

Los mayores efectos provocados por el fenómeno de socavación se presentan durante la crecida de un río, en el cual existen altas velocidades de flujo y comportamiento turbulento. Por ello, en esta sección se describe el origen del fenómeno de socavación desde el punto de vista de la mecánica de fluidos, considerando el efecto de la capa límite en la formación de vórtices y las fluctuaciones de presión que se generan en flujo turbulento.

Aunque muchos de los conceptos son para el estudio de socavación en puentes (pilas, estribos y terraplenes de acceso), también son útiles para comprender la socavación en presas (superficie de terraplenes y obras vertedoras).

5.1.1 Teoría de la capa límite

Una corriente de agua durante su recorrido experimenta pérdidas de energía por fricción por el simple hecho de fluir sobre un cuerpo u obstáculo. Prandtl (1904) explica mediante su teoría de la capa límite que todas estas pérdidas tienen lugar en una zona adyacente al contorno del cuerpo, debido a la viscosidad del agua llamada capa límite (CL), y que el flujo exterior a dicha capa puede considerarse como carente de viscosidad.

Se considera la formación de la capa límite a través de un canal como se muestra en la Figura 5.1, en el cual se supone lo siguiente: la corriente de agua inicialmente es laminar y posteriormente cambia a turbulenta; la geometría y rugosidad del canal es constante; justo antes de iniciar su recorrido sobre el canal, el fluido tiene un perfil de velocidades uniforme. Así, cuando el agua entra al canal, a partir del punto A, la distribución de velocidades a través de éste debido a la rugosidad del contorno variará con la distancia a lo largo de su recorrido. El efecto sobre la variación de velocidades debido a la rugosidad de contorno se indica con la línea ABC. La región dentro de ABC es la que se conoce como capa límite y es el lugar donde tiene lugar todo gradiente de velocidad; su espesor se designa mediante δ . Según la ley de Newton para fluidos viscosos, la corriente de agua generará esfuerzos cortantes (τ) únicamente en donde existan gradientes de velocidad.

Si el fondo del canal es de superficie plana (Figura 5.1), el número de Reynolds se expresa como:

$$R_e(x) = \frac{\rho vx}{\mu} \quad 5.1$$

Donde $R_e(x)$ es el número de Reynolds, ρ es la densidad del agua, x representa la posición en el eje de las abscisas y μ es la viscosidad dinámica o molecular del agua.

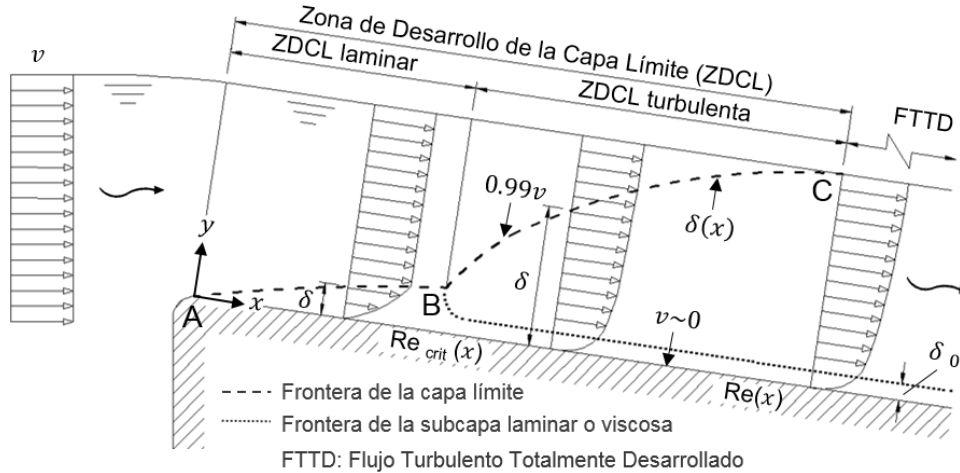


Figura 5.1 Desarrollo de la capa límite en un canal abierto (modificada de Chow, 1994).

Con base en lo anterior, a valores de $Re(x)$ pequeños, el flujo es laminar y δ se representa por el tramo A-B (Figura 5.1). En esta región las láminas de agua que se idealizan en el fluido se encontrarán sometidas a esfuerzo cortante (τ) laminar. Las láminas de agua son también conocidas como líneas de flujo y delimitan la trayectoria de las partículas de agua. De acuerdo con la Ley de Newton para fluidos viscosos τ se calcula como:

$$\tau = \mu \frac{dv}{dy} \quad 5.2$$

donde dv/dy es el gradiente de velocidad. El aumento de δ en el tramo A-B se debe a que conforme v aumenta, las láminas de agua deslizan entre ellas cada vez menos y, por tanto, los esfuerzos cortantes son cada vez más pequeños. A medida que la velocidad del flujo aumenta, se llega a una distancia donde los esfuerzos cortantes disminuyen tanto que el flujo en la CL cambia a turbulento. El punto donde ocurre esto se indica mediante B, definido por un $Re(x)$ crítico.

Hacia aguas abajo de B, en el tramo B-C (Figura 5.1), se desarrolla la CL turbulenta. El aumento pronunciado de δ se debe a que, en el movimiento caótico, surge una viscosidad turbulenta η que contribuye aún más a la disminución del deslizamiento entre capas. Esto explica el porqué de los gradientes pronunciados en el perfil de velocidades para este flujo; entonces, τ se modifica como:

$$\tau = (\mu + \eta) \frac{dv}{dy} \quad 5.3$$

Finalmente, cuando la frontera de la CL turbulenta alcanza la superficie libre del flujo se dice que el flujo turbulento es totalmente desarrollado.

Como la CL no sigue una trayectoria definida, el espesor δ se puede definir como la distancia normal desde la superficie del contorno del canal, donde la velocidad del flujo es nula, hasta donde la velocidad del flujo es igual al 99% de la velocidad del flujo no perturbado (v).

5.1.2 Desprendimiento de la capa límite

Continuando con el esquema de la Figura 5.1, si el contorno de éste es relativamente liso y de rugosidad pequeña, en la zona de flujo turbulento se genera una sub-capa laminar o viscosa de espesor δ_0 debido a que las velocidades cercanas al canal son bajas. Por tanto, en la subcapa laminar el esfuerzo cortante se representa por la Ecuación 5.2.

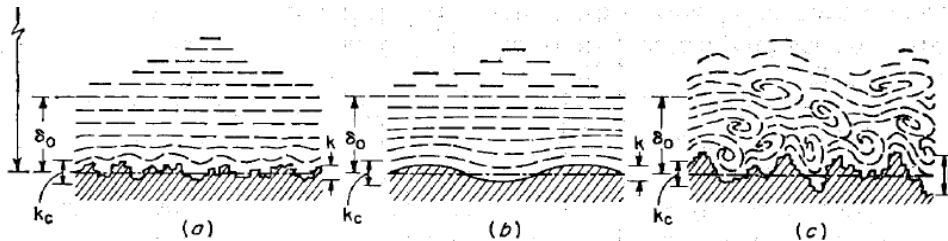


Figura 5.2. Efecto de la rugosidad en la subcapa viscosa en un flujo turbulento (Chow, 1994).

No obstante, si la rugosidad del canal tiende a ser mayor que el espesor δ_0 , entonces el material de éste interactúa directamente con la turbulencia del flujo (Figura 5.2.c). Debido a que las velocidades en flujo turbulento son mayores que en el caso laminar, se generan caídas de presión en la superficie del canal para mantener la conservación de la energía, según el principio de Bernoulli. Si las caídas de presión son negativas se genera el desprendimiento de la CL.

En la naturaleza los ríos suelen tener lechos irregulares, con granulometría variada y formas de fondo diversas. Cuando la corriente es turbulenta, provocado por una avenida, es común que se genere el desprendimiento de la CL, el cual es intermitente a lo largo del recorrido de la corriente ya que su propio peso la vuelve a unir con el fondo del cauce. Este efecto provoca fluctuaciones de presión en el fondo (positivas y negativas) y en consecuencia el desprendimiento de vórtices, los cuales para este caso suelen adquirir formas de herraduras, de allí que se conocen como vórtices de herradura (Figura 5.3).

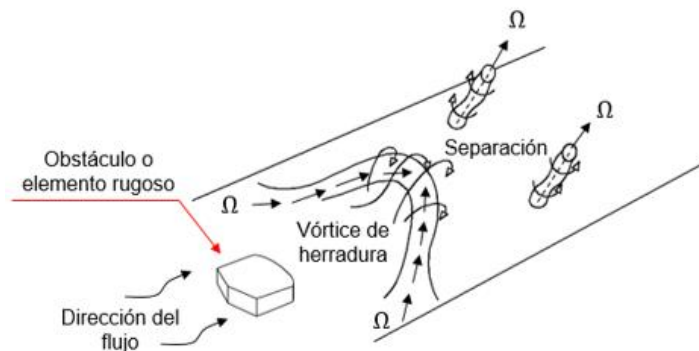


Figura 5.3. Formación de vórtices de herradura en flujo turbulento.

El desprendimiento de la CL también puede presentarse debido a un obstáculo, como el que sucede en pilas de puentes que obstruyen la corriente de ríos. A diferencia del caso anterior, en éste el desprendimiento puede presentarse tanto en flujo laminar como flujo turbulento. En flujo laminar, depende de la forma del obstáculo y de la velocidad del flujo. Si el obstáculo tiene forma

hidrodinámica (Figura 5.4.b) las líneas de flujo tienden a adaptarse fácilmente al obstáculo y entonces la CL no se separa. En caso contrario el desprendimiento de la CL es casi inevitable (Figura 5.4.c). El desprendimiento de la CL debido a un obstáculo también genera vórtices, los cuales debido a la forma de su trayectoria son denominados vórtices de estela (Figura 5.5).

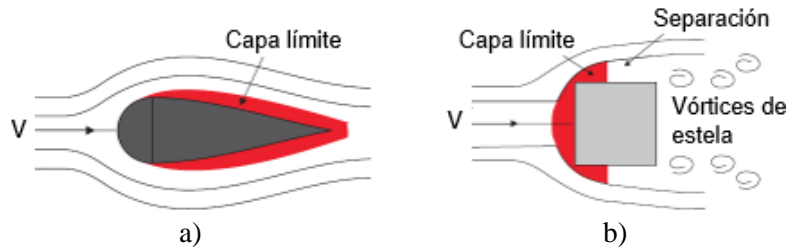


Figura 5.4. Efecto de la forma del obstáculo: b) con perfil hidrodinámico; c) con perfil no hidrodinámico.

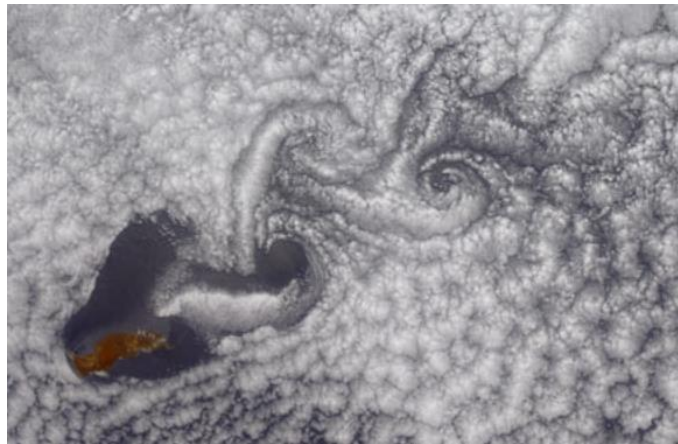


Figura 5.5. Trayectoria de vórtices de estela marcadas en las nubes debido al impacto con la Isla Guadalupe, México. Fotografía tomada por la NASA (<https://earthobservatory.nasa.gov>).

5.1.3 Efecto de los vórtices

Los vórtices de herradura y de estela, derivados del desprendimiento de la capa límite, son una especie de remolinos que presentan presión negativa dentro de sus cuerpos. Éstos, conforme se desprenden y avanzan en dirección de una corriente, provocan fuerzas de succión Ω (Figura 5.3) al pasar sobre el material por el cual fluye. En ríos, las fuerzas de succión o fuerzas de ascensión vertical pueden provocar el desprendimiento de los materiales del lecho, principalmente de limos no plásticos o de baja plasticidad, arenas y gravas (Figura 5.6). En ríos con lechos de arcilla y roca sana, se produce la vibración de éstos por las fluctuaciones de presión, y eventualmente su falla por fatiga o por falla frágil. En canales con losas de concreto, la vibración puede provocar el mismo efecto. En la mayoría de los casos, las fluctuaciones de presión o la succión generada por los vórtices son el principal factor que origina la socavación en obras hidráulicas durante una creciente. El efecto de las fluctuaciones de presión en el proceso de erosión ha sido estudiado por diversos autores como Croad (1981), Raudkivi (1998), Bollaert (2002), Hofland et al. (2005) y Annandale (2006).

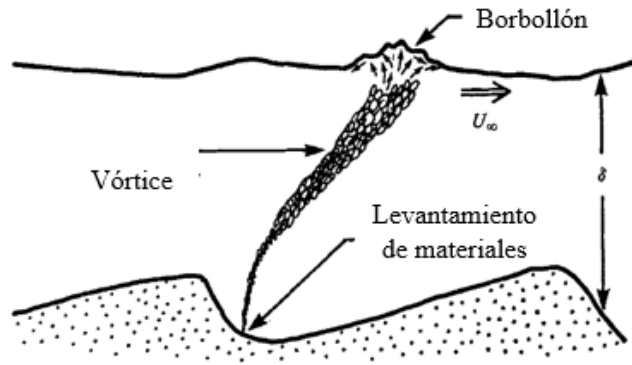


Figura 5.6. Remolino generado por vórtice (Jackson, 1976).

5.2 SOCAVACIÓN EN SUELOS GRANULARES

La socavación en ríos con lechos de suelos granulares inicia de forma inmediata cuando se alcanza su resistencia a la erosión (o su condición hidrodinámica crítica), ya que su resistencia está directamente relacionada con el tamaño de partícula y las fuerzas de cuerpo. Aunque la condición más crítica de socavación es en flujo turbulento, en esta sección también se muestra la forma de socavación en flujo laminar.

5.2.1 Condición laminar

Para este caso se consideran las dos formas posibles de flujo laminar en un río; es decir, cuando éste tiene una velocidad baja y el flujo es completamente laminar (**Figura 5.7.a**) o cuando en el flujo turbulento se desarrolla una subcapa laminar debido a que las partículas no rebasan su espesor δ_0 (**Figura 5.7.b**). En ambos casos los esfuerzos cortantes (o fuerzas de arrastre) que genera la corriente sobre el conjunto de partículas son debidos a la viscosidad dinámica. Para estudiar su efecto se consideran las fuerzas que actúan en una partícula como se aprecia en el diagrama de cuerpo libre de la **Figura 5.7.c**, las cuales son: F la fuerza del flujo (depende de la viscosidad y la velocidad del agua), la fuerza resistente F_R que opone la partícula a ser movida, la fuerza debida al peso sumergido de la partícula W_g , y el ángulo ϕ que representa el ángulo fricción entre la partícula y las partículas adyacentes.

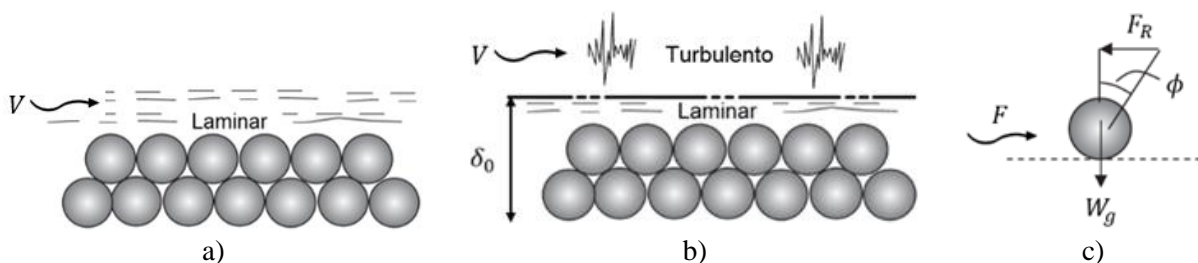


Figura 5.7. Interacción de partículas granulares con flujo completamente laminar (a) y con la SL en flujo turbulento (b). Diagrama de cuerpo libre en condición laminar (c) (modificada de Annandale, 2006).

El esfuerzo cortante por la acción del flujo en la partícula se obtiene como:

$$\tau_0 = \frac{F}{A} \quad 5.4$$

donde A es el área superficial de la partícula.

El esfuerzo cortante resistente de la partícula τ_R por la reacción al esfuerzo cortante aplicado por el agua es:

$$\tau_R = \frac{F_R}{A} \quad 5.5$$

Debido a que la resistencia de la partícula está en función de W_g y ϕ , F_R se expresa como:

$$F_R = W_g \tan \phi = \frac{\pi d^3}{6} (\rho_s - \rho_w) g \tan \phi \quad 5.6$$

donde d es el diámetro de la partícula de suelo, ρ_s la densidad de masa del suelo, ρ_w la densidad de masa del agua (1000 kg/m³) y g la aceleración de la gravedad.

El movimiento incipiente se presenta cuando $\tau_0 = \tau_R$. A esta condición suele denominarse como condición hidrodinámica crítica, que para este caso se representará por el esfuerzo cortante crítico generado por la corriente en el lecho, τ_c :

$$\tau_c = \frac{4F_R}{\pi d^2} = \frac{2}{3} g d (\rho_s - \rho_w) \tan \phi \quad 5.7$$

Reordenando la ecuación 5.7 como el cociente de las fuerzas críticas de movimiento incipiente entre las fuerzas estabilizadoras de la partícula, se obtiene el parametro adimensional de Shields para la condición hidrodinámica crítica:

$$\theta = \frac{\tau_c}{(\rho_s - \rho_w) g d} = \frac{2}{3} \tan \phi \quad 5.8$$

Shields (1936) demostró de forma experimental, en lechos uniformes y artificialmente aplanados, que el parámetro adimensional θ (ecuación 5.8) es función del número de Reynolds de la partícula (Re_*), que a su vez está determinado por el espesor relativo de la subcapa límite laminar de la capa límite (Annandale, 2006).

$$Re_* = \frac{\rho_w V_* d}{\mu} = \frac{V_* d}{\nu} \quad 5.9$$

donde V_* es la velocidad media en el lecho del cauce (o de corte), d el diámetro de la partícula y ν la viscosidad cinemática del agua ($\nu = \mu/\rho_w$) y μ es la viscosidad dinámica.

El resultado de los experimentos de Shields (1936) fue una curva conocida como la curva de Shields, la cual define el inicio de movimiento incipiente para una gran variedad de tamaños de partículas de grano grueso y diferentes condiciones de flujo (laminar, transición y turbulento),

Figura 5.8. En la curva de Shields, el número de Reynolds Re_* refleja la relación entre las fuerzas de inercia y las debidas a la viscosidad en torno a los granos, los valores situados en la parte superior de la curva indican que existe movimiento de las partículas, mientras que los valores por debajo de ésta indican su reposo.

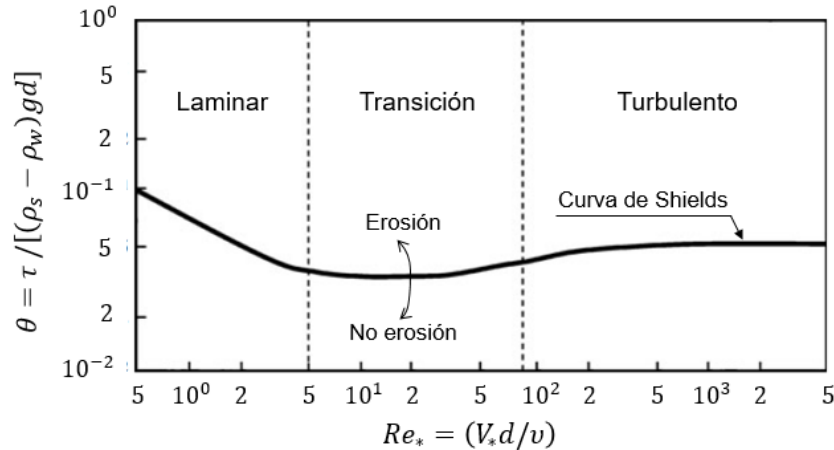


Figura 5.8. Curva de Shields para determinar el movimiento incipiente en suelos granulares (modificada de Annandale, 2006)

Como ejemplo, para una arena con ángulo de fricción $\phi = 30^\circ$, el valor del esfuerzo cortante adimensional de Shields (Ec. 5.8) es:

$$\theta = 0.4 \quad 5.10$$

Experimentalmente, según Mantz (1973) y White (1970), el valor de θ calculado tiende a ser el valor límite máximo del parámetro θ para condiciones de flujo laminar (Annandale, 2006). De acuerdo con esto y la curva de Shields (Figura 5.8), puede observarse que el esfuerzo cortante en el lecho, provocado por una corriente de agua requerido para el movimiento incipiente en condiciones de flujo laminar, es mayor que el que se requiere para condiciones de flujo turbulento. Esto se debe al hecho de que, en condición laminar, el flujo interactúa directamente con un conjunto de partículas en lugar de con partículas individuales, como es en el caso de flujo turbulento.

Es importante notar que hay una relación entre el número de Reynolds en la partícula y el diámetro de ésta con el espesor de la capa límite (δ), es decir:

$$\frac{d}{\delta} = \frac{V_* d}{\nu} \quad 5.11$$

A medida que el número de Reynolds aumenta, la capa límite se incrementa y cambia de flujo laminar a flujo turbulento. Colebrook y White (1937) encontraron experimentalmente que partículas granulares individuales que componen el fondo de un cauce, comienzan a desprender vórtices cuando (Annadale, 2006):

$$\frac{V_* d}{\nu} > 5 \quad 5.12$$

Esto es aproximadamente igual al espesor de la subcapa viscosa y confirma que cuando el diámetro de la partícula es igual al espesor de la subcapa límite viscosa (δ_0), la turbulencia comienza a desarrollarse (Annandale, 2006).

Así, según Colebrook y White (1937) para valores de $Re_* < 5$ el flujo se puede considerar como laminar. Schlichting y Gersten (2000) definen que la transición a flujo turbulento se encuentra en un rango de $5 \leq Re_* \leq 70$ y la turbulenta a partir de $Re_* \geq 70$ (Annadale, 2006), Figura 5.8.

5.2.2 Condición turbulenta

Como se vio en la sección 5.2.1, la magnitud de la capacidad erosiva del agua que conduce al movimiento incipiente de suelos granulares en flujo turbulento es más baja que en el caso de flujo laminar. Esto se debe a que las fluctuaciones de presión desarrolladas en flujo turbulento interactúan con partículas individuales del suelo y, por tanto, se requiere de menos capacidad erosiva del agua para mover partículas individuales que la que es requerida para mover un conjunto de partículas en flujo laminar.

Además de los esfuerzos cortantes aplicados en la superficie de un material, la carga cíclica y las fuerzas de succión fluctuantes introducidas cuando el flujo es turbulento son, probablemente, los procesos dominantes en la erosión de los diversos geomateriales (Briaud et al., 1999).

Las fuerzas que se involucran en el proceso de erosión en una partícula de un suelo granular se aprecian en la Figura 5.9 (Annandale, 2006): de corte (F) y de succión (F_L) fluctuantes, debido al peso sumergido de la partícula (W_g) y de fricción ejercidas por las partículas que la rodean (F_1, F_2 y F_3), dando como resultado a la fuerza F_R .

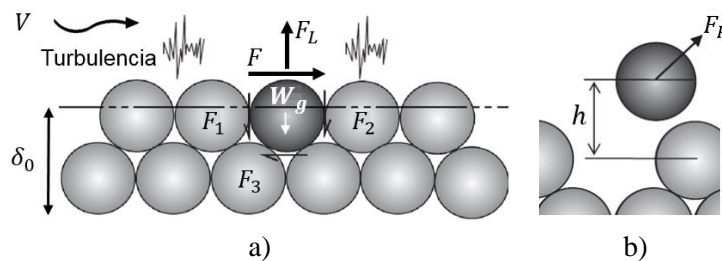


Figura 5.9. Socavación en flujo turbulento (a) y la fuerza resultante (b) (Modificada de Annandale, 2006).

Las fuerzas de succión F_L que actúan en una partícula se derivan de la suma de dos fuerzas. La primera proviene de una diferencia de presión que se desarrolla considerando un flujo establecido (o permanente) sobre la partícula, es decir, sin efecto de la turbulencia; solo se considera la magnitud de la velocidad del flujo invariable. La segunda surge de las fluctuaciones de presión desarrolladas por el flujo turbulento (Annandale, 2006).

Cuando el agua fluye sobre la matriz de partículas considerando un flujo establecido conduce a la generación de un diferencial de presión sobre las partículas. Esto se debe a que el agua que está dentro de los intersticios o poros del suelo se puede considerar estacionaria, mientras que el agua fluyendo sobre las partículas se mueve. Basándose en el principio de Bernoulli (Ley de conservación de energía) se tiene que la presión por debajo de la partícula será más alta que la

presión sobre la partícula. La magnitud de la diferencia de presión depende de la velocidad del flujo.

La aplicación del principio de Bernoulli en este caso se reduce esencialmente a relacionar la energía cinética y de presión. Si la energía cinética incrementa la energía de presión disminuirá y viceversa. La presión en el agua que fluye sobre la partícula será por tanto más baja que la presión en el agua estacionaria que se encuentra por debajo de las partículas. Esto conduce a un diferencial de presión sobre las partículas, en dirección ascendente.

Además de la diferencia de presión inducida por el flujo establecido, las presiones fluctuantes adicionales son inducidas por los vórtices que se desarrollan en el flujo turbulento. Booij y Hofland (2004) investigaron la causa del movimiento incipiente en gravas y demostraron experimentalmente que, durante el recorrido de un vórtice, las fuerzas de succión solo actúan en una sola partícula. Cuando un vórtice se encuentra por encima de la partícula, la resistencia al movimiento de ésta solo se atribuye a las fuerzas de fricción proporcionada por las partículas que las rodean y su peso sumergido. Los vórtices son los encargados de generar las fluctuaciones de presión en el fondo del cauce. A mayor velocidad del flujo mayor frecuencia de desprendimiento y, por tanto, mayor fluctuación de presión.

La socavación en suelos granulares y en flujo turbulento ocurre cuando las fuerzas fluctuantes de succión rebasan la fuerza resistente de la partícula. Cuando esto no sucede, la partícula permanecería en su lugar, pero posiblemente vibrando.

Debido a que las fuerzas provocadas por las fluctuaciones de presión no son constantes y varían en el tiempo, el movimiento de una partícula puede ser evaluado por el impulso (*Impulso = Fuerza que actúa sobre un cuerpo en un intervalo de tiempo*). El impulso de una partícula se obtiene mediante la integración de todas las fuerzas que actúan sobre ésta de la siguiente manera:

$$I = \int_0^{\Delta t} (F_L - W_g - F_1 - F_2 - F_3) dt = F_{\Delta t} = mV_{\Delta t} \quad 5.13$$

donde

Δt : Intervalo de tiempo en el que actúa la fuerza sobre la partícula.

$F_{\Delta t}$: Impulso neto en la partícula durante el intervalo de tiempo Δt .

m : Masa de la partícula de sedimento.

$V_{\Delta t}$: Velocidad media alcanzada por la partícula durante el intervalo de tiempo Δt .

La energía cinética de la partícula para dicho Δt es:

$$E_{\Delta t} = \frac{1}{2} mV_{\Delta t}^2 \quad 5.14$$

Si se iguala la energía cinética con la energía potencial durante ese mismo Δt , entonces:

$$\frac{1}{2} mV_{\Delta t}^2 = mgh \quad 5.15$$

lo que a su vez da que la altura a la cual puede ser elevada la partícula:

$$h = \frac{V_{\Delta t}^2}{2g} \quad 5.16$$

Por tanto, la altura h para la cual una partícula puede ser elevada puede representarse por medio de la potencia hidráulica como:

$$P = \frac{Ih}{\Delta t} = \frac{\left[\int_0^{\Delta t} (F_L - W_g - F_1 - F_2 - F_3) dt \right] h}{\Delta t} = F_{\Delta t} \frac{h}{\Delta t} = F_{\Delta t} V_{\Delta t} \quad 5.17$$

De acuerdo con la ecuación 5.17, la potencia hidráulica también es un parámetro adecuado para medir la condición crítica en suelos granulares, siempre y cuando, el flujo sea turbulento (Annandale, 2006).

5.3 SOCAVACIÓN EN ROCAS

Aunque pareciera que las rocas, por su alta resistencia, no tienen riesgo de erosionarse, muchas obras hidráulicas han presentado problemas de inestabilidad e incluso fallas por problemas de socavación en éstas. La socavación en rocas puede presentarse de dos formas: debido a la degradación superficial continua o por el desprendimiento de bloques.

5.3.1 *Degradación superficial de la roca*

La degradación superficial de la roca incluye tres sub-mecanismos: erosión por los esfuerzos cortantes generados por la corriente de agua, erosión debida a la abrasión causada por los materiales transportados por la corriente y erosión causada por el fenómeno de cavitación.

La erosión por cavitación es un fenómeno que suele presentarse en vertedores de presas, bombas y turbinas donde se alcanzan velocidades de flujo de agua altas (Echávez, 1979). En ríos, este fenómeno suele presentarse principalmente en ríos de montaña, donde las altas velocidades provocadas por las pendientes pronunciadas y la irregularidad del fondo provocan el desprendimiento constante de la capa límite. En algunas zonas este hecho puede provocar caídas de presión (negativas) que al ser menor o igual a la presión de vaporización del agua genera el fenómeno de cavitación; es decir, una cavidad llena de vapor de agua dentro del seno de la corriente. Cuando estas cavidades en forma de burbujas de vapor son arrastradas por la corriente a zonas de mayor presión, se condensan súbitamente produciéndose una implosión, o sea una reducción violenta de volumen del orden de 100 a 1000 veces, en milésimas de segundo, al pasar la burbuja del estado gaseoso al líquido. Si esto sucede en la superficie de la roca, inducirá esfuerzos muy altos que al repetirse continuamente pueden provocar el desprendimiento del material de la roca.

Otro mecanismo de erosión de la roca es el ocasionado por la desintegración química debida a la reacción con el agua. Este proceso se atribuye a la formación de arcillas y ya ha sido comentado en el capítulo 2.

Por lo general, la socavación en macizos rocosos producida por una corriente de agua, ya sea por esfuerzos cortantes, abrasión, o desintegración química, suele producirse lentamente.

5.3.2 *Desprendimiento de bloques de roca*

Este tipo de socavación suele observarse en ríos de alta pendiente, ya sea aguas abajo de una cascada o por el paso de una avenida. En obras hidráulicas, el desprendimiento de bloques de roca se observa en presas de gran altura, con descarga de excedencias directamente al río o en puentes situados en zonas montañosas.



Figura 5.10. Socavación en lechos rocosos de ríos de montaña (alta pendiente) y en estanques amortiguadores de presas labrados directamente en el macizo rocoso. (Bollaert y Lesleighter, 2014)

Annandale (1995) explica que la socavación en lechos rocosos fracturados, conformados por bloques de roca bien definidos, ocurre mediante tres etapas, aflojamiento, desprendimiento y transporte (Figura 5.11), en donde las fluctuaciones de presión cumplen un papel importante. El proceso comienza cuando una corriente de agua turbulenta fluye sobre el macizo rocoso, en el cual se supone que el agua que se introduce en las discontinuidades tiene una presión hidrostática, determinada por la diferencia de elevaciones entre la discontinuidad y la superficie del agua. Las fluctuaciones de presión generadas en la interfaz entre la roca y el agua, y la presión hidrostática dentro de las discontinuidades dan como resultado fuerzas netas fluctuantes que actúan sobre los bloques de roca. Con base en el principio de conservación de la energía de Bernoulli, la presión en las discontinuidades es más alta que la presión que se presenta en la superficie de los bloques. Es decir, si la energía cinética o su velocidad incrementa, la presión disminuirá y viceversa. La diferencia de presiones conduce a la generación de fuerzas de succión sobre las partículas en dirección ascendente. El desprendimiento de bloques ocurre cuando las fuerzas de succión fluctuantes rebasan la fuerza resistente a su movimiento, la cual está directamente relacionada con las características de las discontinuidades del macizo rocoso mencionadas en la sección 4.4.

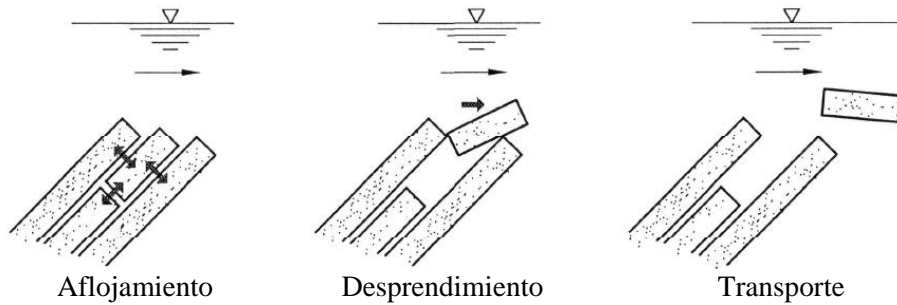


Figura 5.11. Modelo conceptual de socavación en lechos rocosos (Annandale, 1995).

Cuando las fuerzas de succión no son lo suficientemente grandes como para desprender los bloques de roca, solo podrían provocar su aflojamiento.

Bollaert (2002) demostró en sus experimentos que el proceso de aflojamiento y desprendimiento descrito por Annandale es un proceso complejo. Hay una interacción roca-agua-aire, el cual se presenta durante el impacto de corrientes de agua. En la interacción las fluctuaciones de presión, provocadas por el agua, generan ondas que interactúan con las discontinuidades del macizo rocoso. La magnitud de las variaciones de presión en la discontinuidad depende de la cantidad de aire atrapado y de la energía del impacto del agua, las cuales se producen con una frecuencia variable. De este modo, cuando la frecuencia de la onda de presión coincide con la frecuencia de resonancia de la estructura de la roca, se generan amplificaciones de presión en estas discontinuidades y pueden provocar el desprendimiento de bloques. Además, cuando las discontinuidades son pequeñas y superficiales, las ondas provocan que se agranden y propaguen hacia el interior del macizo. De esta manera se pueden fracturar grandes bloques de roca, generando la formación de bloques más pequeños. Este proceso puede repetirse hasta que los bloques de roca alcancen un cierto tamaño para poder ser arrastrados por la corriente.

La frecuencia de resonancia de la estructura de la roca depende de la geometría y del mineral constitutivo.

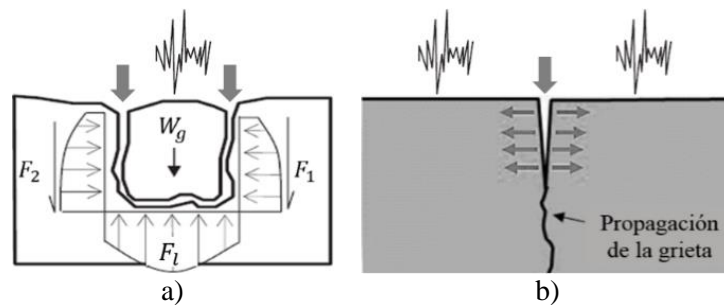


Figura 5.12. Proceso de socavación en macizos rocosos (a) conformados por bloques de roca bien definidos y (b) conformados por discontinuidades superficiales (Bollaert, 2002).

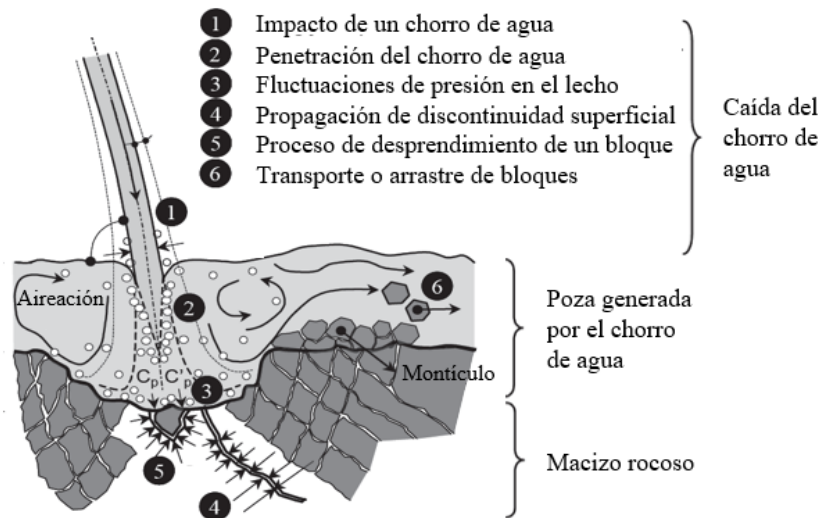


Figura 5.13. Modelo conceptual de socavación en lechos rocoso de Bollaert (2002).

La resistencia al fracturamiento que exhiben los macizos rocosos sanos depende de las fuerzas producidas por los enlaces químicos que se dan en la estructura molecular de la roca, la cual define su grado de cohesión. Según Bollaert (2002), la fractura puede ocurrir debido a una falla frágil o por fatiga (Figura 5.14), donde la falla frágil suele ser de forma explosiva.

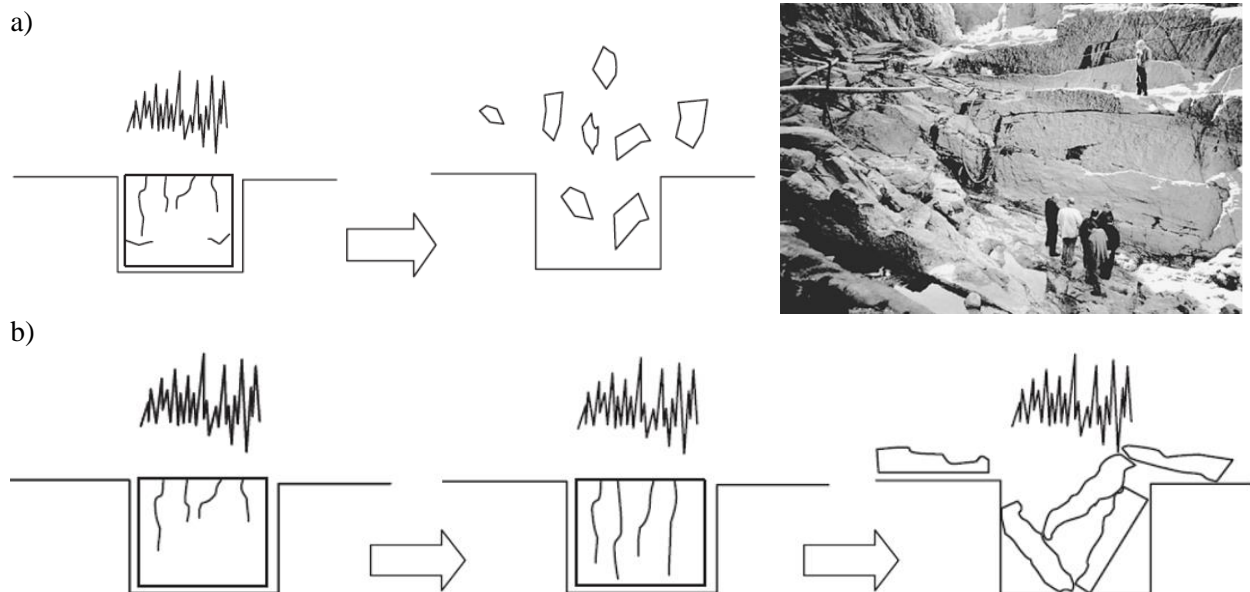


Figura 5.14. (a) Fractura del bloque de roca por falla frágil y (b) fractura frágil (Annandale, 2006).

Bollaert (2002) evalúa el desprendimiento de bloques de roca simplificando su geometría a formas de bloques cúbicos bien definidos (Figura 5.15). Las fluctuaciones de presión pueden desarrollarse a través de las discontinuidades abiertas que rodean al bloque y provocar el desprendimiento de éstos debido a impulsos dinámicos.

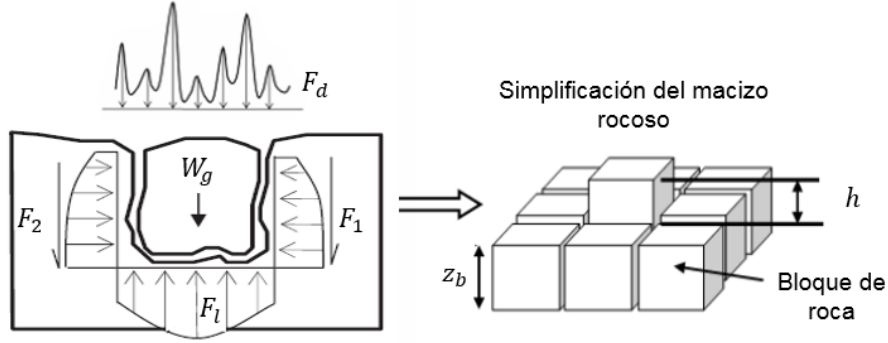


Figura 5.15. Modelo de desprendimiento de bloques de roca propuesto por Bollaert (2002).

El movimiento de un bloque de roca en un intervalo de tiempo corto, provocado por las fluctuaciones de presión, se evalúa mediante el impulso de la siguiente forma:

$$I = \int_0^{\Delta t} (F_l - F_d - W_g - F_1 - F_2) dt = F_{\Delta t} = mV_{\Delta t} \quad 5.18$$

donde:

F_l : Impulso total ascendente causado por la presión de agua en la discontinuidad en un instante Δt .

F_d : Impulso total descendente causado por la presión de agua en la discontinuidad en un instante Δt .

W_g : Peso sumergido del bloque de roca.

F_1 y F_2 : Esfuerzos cortantes generados en las discontinuidades por el impulso.

$F_{\Delta t}$: Impulso neto.

m : Masa del bloque de roca.

$V_{\Delta t}$: Velocidad del bloque de roca alcanzada durante el impulso.

En el mismo procedimiento de análisis de socavación para suelos granulares y en flujo turbulento, se obtiene la altura a la cual el bloque de roca puede ser levantado por el impulso:

$$h = \frac{V_{\Delta t}^2}{2g} \quad 5.19$$

Así mismo, la potencia hidráulica requerida para levantar el bloque de roca a una altura h es:

$$P = \frac{E}{\Delta t} = \frac{\left[\int_0^{\Delta t} (F_l - F_d - W_g - F_1 - F_2) dt \right] h}{\Delta t} = F_{\Delta t} \frac{h}{\Delta t} = F_{\Delta t} V_{\Delta t} \quad 5.20$$

De lo anterior puede concluirse que el modelo de socavación de Annandale (1995) para lechos rocosos, es similar al proceso de socavación en suelos granulares propuesto por el mismo autor; por tanto, podría decirse que es solo aplicable a lechos rocosos conformados por bloques de roca relativamente pequeños. Sin embargo, el modelo de Bollaert (2002) es aplicable tanto a macizos rocosos sanos como a macizos rocosos conformados por bloques.

5.4 SOCAVACIÓN EN SUELOS COHESIVOS

Al igual que las rocas, la erosión en suelos cohesivos puede presentarse debido a la degradación superficial continua partícula por partícula (transportada en suspensión) o por el desprendimiento de bloques de estos materiales comúnmente denominados terrones (Figura 5.17). Estos terrones están formados por la aparición de micro-fisuras en la matriz del suelo generadas por los procesos de expansión y contracción a los que son sometidos. Su resistencia a la erosión está influenciada por su peso sumergido y, más importante, por las fuerzas electromagnéticas y electrostáticas que generan la unión de sus partículas minerales, las cuales son la fuente de las propiedades cohesivas de estos materiales.



Figura 5.16. Evidencia de desprendimiento de terrones de arcilla por socavación aguas abajo de una pila y estribo de un modelo hidráulico. (Briaud et al, 2009).

La erosionabilidad de los suelos cohesivos varía significativamente de uno a otro ya que, debido al tamaño de sus partículas (menor a 2 micras), son vulnerables a sus propiedades físico-químicas. A diferencia de las rocas, la reducción de la resistencia a la erosión de una arcilla puede suceder inmediatamente al interactuar con el agua. Por ejemplo, la concentración de sal en el agua de poro de una arcilla, puede definir la resistencia a la erosión que ésta tendrá; a mayor contenido de sales mayor resistencia y viceversa. Las propiedades que influyen en la resistencia a la erosión de los suelos cohesivos se presentan en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1. Propiedades de los suelos cohesivos y del agua que influyen en su erosionabilidad (Briaud, 2013).

1. Contenido de agua	10. Tipos de minerales de arcilla
2. Peso volumétrico	11. Tasa de dispersividad
3. Plasticidad	12. Capacidad de intercambio catiónico
4. Resistencia al esfuerzo cortante	13. Tasa de absorción de sodio en arcillas
5. Relación de vacíos	14. pH en el suelo
6. Dilatancia	15. Temperatura del suelo
7. Minerales constitutivos	16. Temperatura del agua
8. Tamaño de partículas	17. Salinidad del agua
9. Porcentaje que pasa la malla No. 200.	18. pH del agua

La erosión en suelos cohesivos mediante el desprendimiento de terrones se presenta cuando la corriente de agua es turbulenta. El proceso comienza cuando las fuerzas fluctuantes generan la propagación de las fisuras en el suelo hasta formar terrones, similar al fracturamiento de rocas por

fatiga, Figura 5.17. De acuerdo con esto, la erosión en suelos cohesivos también puede evaluarse por medio de la potencia hidráulica (Ec. 5.20).

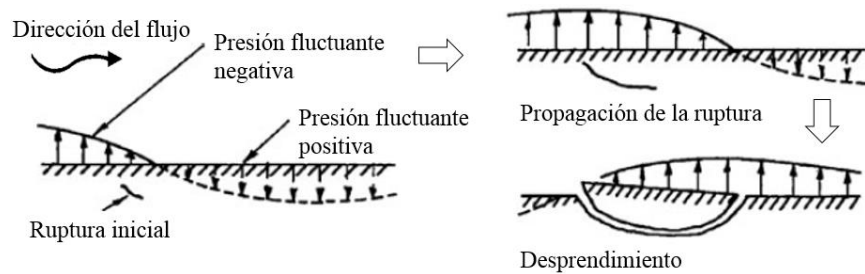


Figura 5.17. Desprendimiento de terrones de arcilla debido a las fluctuaciones de presión en flujo turbulento (Croad, 1981; citado en Annandale, 2006).

5.5 SOCAVACIÓN POR LLUVIAS

Las gotas de lluvia golpean la superficie terrestre generando una especie de estallido que puede desprender partículas de suelo o roca lejos de su matriz inicial. La erosión inicia cuando los esfuerzos cortantes rebasan la resistencia a la erosión del material (Figura 5.18).

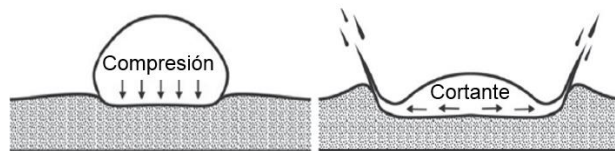


Figura 5.18. Impacto de una gota de lluvia sobre un suelo o roca (Heibaum, 2016).

Si la superficie sobre la que llueve tiene cierta pendiente y está sin vegetación, el material desprendido será arrastrado inicialmente en finas láminas de agua y posteriormente se concentran en una escorrentía que se dirige a lugares con mayor pendiente. Si la pendiente es lo suficientemente larga, puede generar pequeños surcos debido a las fuerzas erosivas del agua. Conforme estos surcos aumentan de tamaño debido al desprendimiento de material, se crean incisiones más profundas, generando grandes desmoronamientos conocidos como cárcavas.

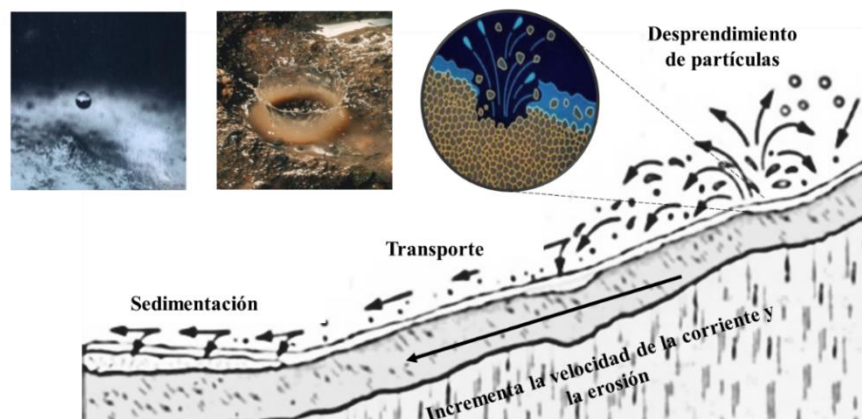


Figura 5.19. Comportamiento de las gotas de lluvia sobre un suelo.

El material arrastrado pendiente abajo se deposita en zonas donde la velocidad de la corriente disminuye. En ocasiones estos materiales terminan abriéndose paso en ríos.

El impacto de las gotas de lluvia puede generar un sellado en la superficie del suelo o costra superficial. Esta costra es una capa delgada en la superficie del suelo que se caracteriza por una mayor densidad, mayor resistencia al corte y menor permeabilidad en comparación con el suelo debajo de ésta. La costra puede reducir significativamente la velocidad de infiltración y posteriormente aumentar la escorrentía superficial, lo que resulta en la generación de erosión (Zejun et al., 2002).

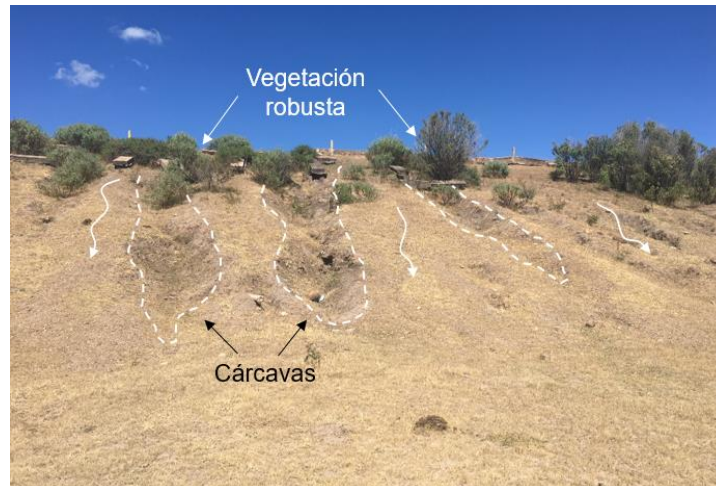


Figura 5.20. Erosión en el terraplén aguas abajo de una presa producida por lluvias.

5.6 EFECTO DE LA VEGETACIÓN EN LA SOCAVACIÓN

El crecimiento de vegetación en suelos que interactúan con corrientes de agua o con el impacto de gotas de lluvias suelen aumentar la resistencia a la erosión de estos. Algunas de las ventajas de la vegetación son las siguientes: (1) contribuye a la formación de bloques de suelo o terrones por medio de sus raíces y por tanto el aumento de tamaño de partícula; (2) incrementa la rugosidad superficial, por lo que disminuye la velocidad del fluido; y (3) minimiza la velocidad de impacto de las gotas de lluvia con el suelo.

Sin embargo, el aumento de resistencia a la erosión en los suelos debido al crecimiento de vegetación solo se logra en ciertas clases de ésta. En el lecho de ríos y laderas, así como en algunas estructuras hechas por el hombre como terraplenes, se ha visto que el crecimiento de vegetación pequeña, tipo zacate, es la que tiende a aumentar la resistencia a la erosión de los suelos. Esto se debe a que debido a su tamaño, no suelen disminuir el área hidráulica de la corriente de agua o concentrarlas como lo hace la vegetación grande, como árboles y arbustos (Figura 5.20) .

En la vegetación pequeña tipo zacate se pueden identificar dos tipos de raíces (Annandale, 2006): las que tienen una raíz principal (Figura 5.21a), la cual en ocasiones se acompaña por raíces pequeñas; y las fibrosas, que no tienen una raíz principal sino que se dividen en muchas raíces pequeñas generalmente del mismo tamaño (Figura 5.21b).

La vegetación con raíces fibrosas, finas, y con poco espacio entre ellas tienen la capacidad de formar bloques de suelo, por lo que contribuyen aún más en aumentar su resistencia a la erosión. En cambio, las de una sola raíz principal no suelen contribuir mucho al aumento de la resistencia a la erosión del suelo, ya que no favorecen la formación de bloques de éste. Así, los suelos que tienen baja cohesión, con vegetación pequeña tipo zacate y con raíces fibrosas, pueden exhibir un comportamiento similar al de suelos cohesivos por la formación de bloques.

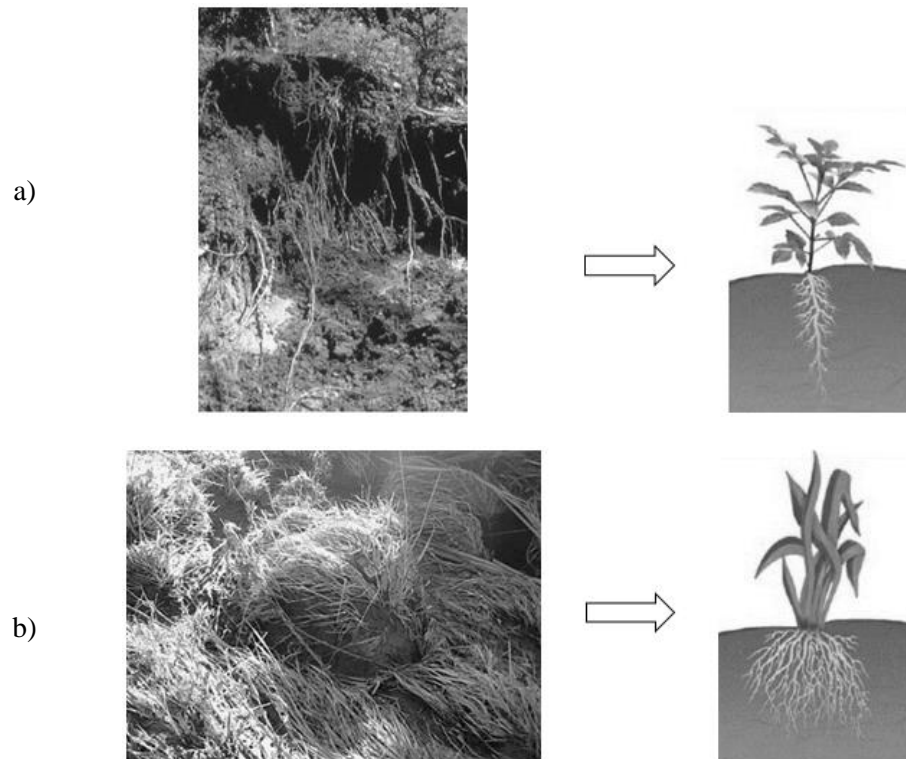


Figura 5.21. Tipos de raíces en vegetación pequeña (modificada de Annandale, 2006): a) con una raíz principal; b) raíz fibrosa.

6. ASPECTOS GEOTÉCNICOS

6.1 RESISTENCIA A LA EROSIÓN DE SUELOS Y ROCAS

En ríos, los efectos causados por el fenómeno de socavación suelen ser más pronunciados durante épocas de crecientes, ya que tienden a aumentar su velocidad y a tener comportamiento turbulento. El comportamiento de los materiales del lecho ante esta condición, depende de las características de la corriente de agua (velocidad y régimen) y del tipo de material en el lecho. Cuando éste se conforma por material granular (arenas y gravas) o por un macizo rocoso altamente fracturado, los materiales tienden a resistir su movimiento por medio de fuerzas de cuerpo (fricción y peso propio). En suelos cohesivos y lechos rocosos sanos, o con bloques de roca muy grandes, la resistencia a la erosión que éstos exhiben se debe al grado de cohesión. Con base en ello, se pueden diferenciar dos tipos de comportamiento en los suelos y rocas: fricciantes (limos no plásticos, arenas, gravas y bloques de roca pequeños) y cohesivos (arcillas, limos plásticos y roca sana).

Una diferencia importante entre los materiales cohesivos y fricciantes es la tasa de erosión que presenta cada uno de ellos, es decir, la cantidad de material erosionado con respecto al tiempo. En suelos cohesivos la tasa de erosión se incrementa lentamente en comparación con los suelos fricciantes, haciendo evidente que el proceso de socavación de los materiales cohesivos depende del tiempo.

Recientemente se ha propuesto un sistema de clasificación que define la tasa de erosionabilidad de los suelos y de macizos rocosos sanos y alterados, Figura 6.1 (Briaud, 2013). Dicho sistema de clasificación es el resultado de pruebas de erosionabilidad en diversos materiales, complementado con resultados de otros autores.

En la Figura 6.1 se observa que los sistemas de clasificación de erosionabilidad de los geomateriales están en términos del esfuerzo cortante y velocidad generado por una corriente de agua. De acuerdo con lo discutido, estos parámetros no suelen representar adecuadamente el fenómeno de socavación como lo hace la potencia hidráulica. Sin embargo, en la actualidad la velocidad y el esfuerzo cortante son los parámetros que comúnmente se usan en los métodos para el cálculo de socavación en ríos, principalmente, por la facilidad de obtención de estas variables. Así mismo, se ha observado que el uso del esfuerzo cortante y la velocidad suelen dar profundidades de socavación mayores que la potencia hidráulica, por lo cual son más recomendables por su conservadurismo.

Uno de los parámetros importantes para el estudio de la erosión en suelos y rocas, es el que representa la condición hidrodinámica crítica de movimiento incipiente. Por debajo de esta condición, la erosión no ocurre; por encima de ésta, la erosión ocurre. Briaud (2013) proporciona unos gráficos que definen la velocidad y el esfuerzo cortante crítico de movimiento incipiente para diversos materiales (Figura 6.2).

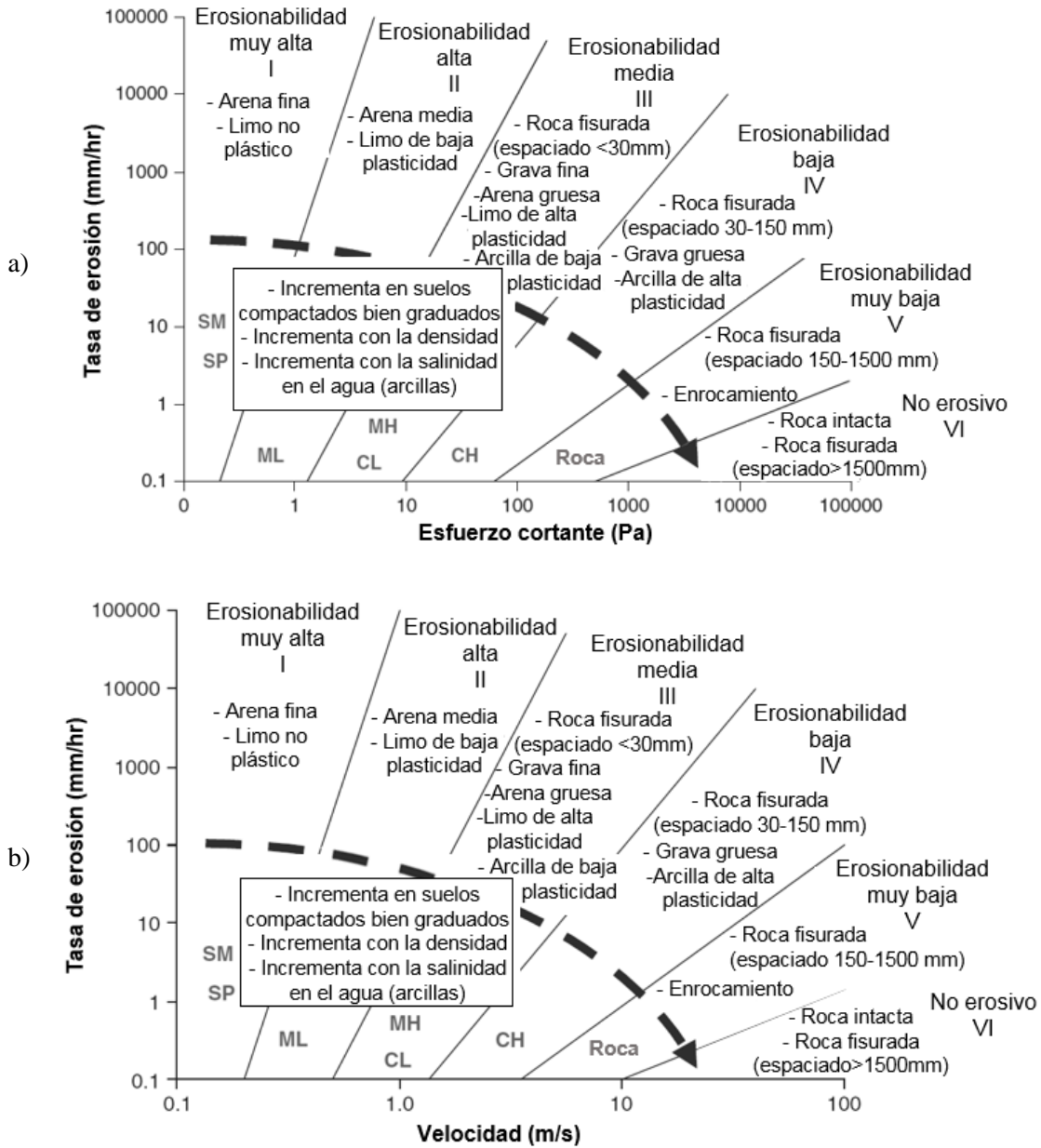


Figura 6.1. Categorías de erosión para suelos y rocas en términos del (a) esfuerzo cortante y (b) la velocidad producido por una corriente de agua (Briaud, 2013).

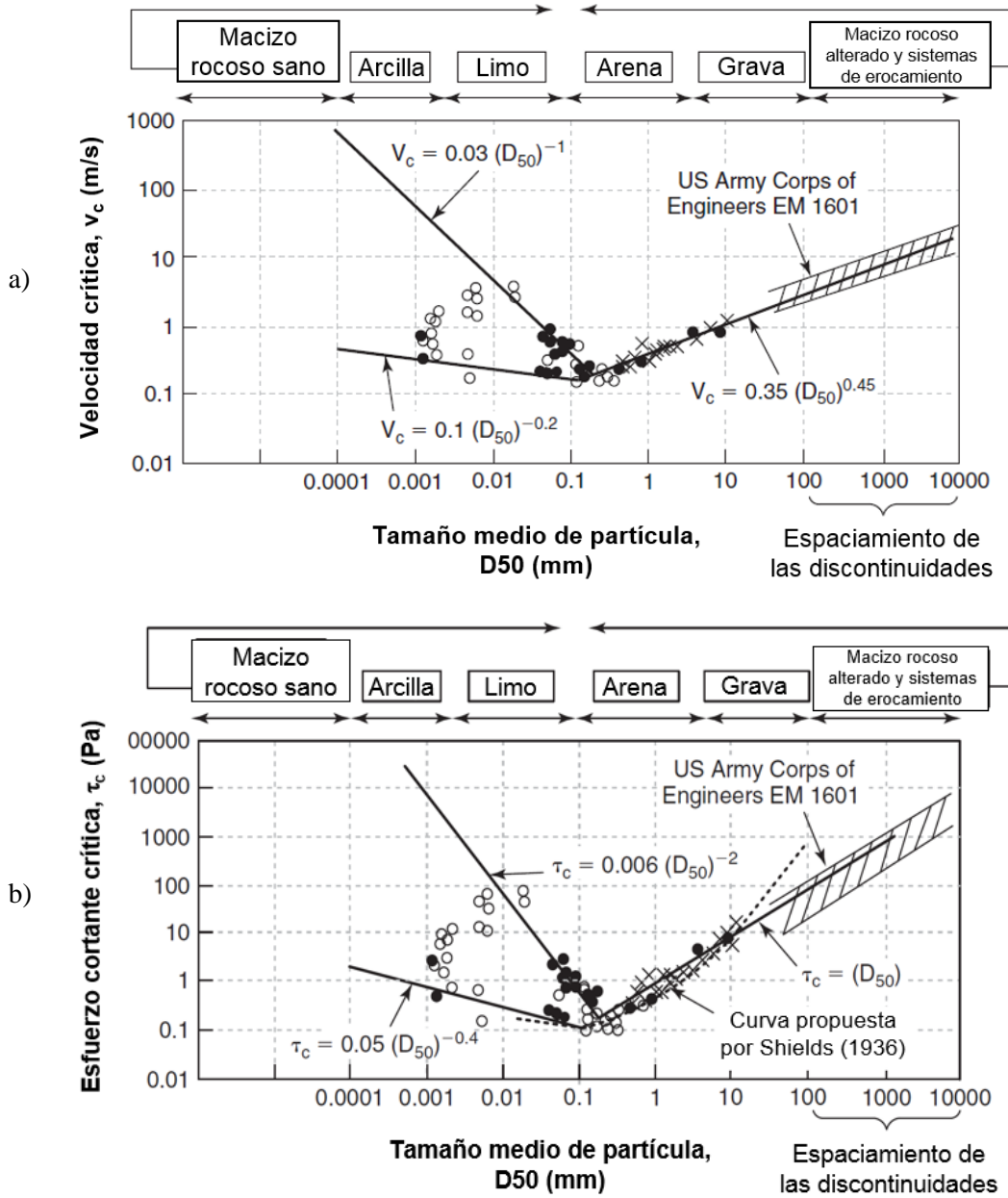


Figura 6.2. (a) Velocidad crítica y (b) esfuerzo cortante crítico en función del tamaño de partícula de diversos materiales (Briaud, 2013).

Con base en la Figura 6.2 se reafirma que los materiales con más facilidad de ser erosionado son las arenas y gravas pequeñas (aproximadamente de 0.1 a 5.0 mm), siendo más resistentes las arcillas y bloques de rocas de gran tamaño. Así mismo, se observa que en las arenas, gravas y bloques de roca se presenta una buena relación entre v_c (o τ_c) y el D_{50} (mm):

$$v_c = 0.35 (D_{50})^{0.45} \quad 6.1$$

$$\tau_c = 0.35 (D_{50}) \quad 6.2$$

No obstante, v_c o τ_c alcanzan un límite para el cual ya no existe dicha correlación, aproximadamente cuando $D_{50} = 0.2$ mm, por lo que es razonable utilizar este tamaño de partícula como tamaño mínimo cuando se utilicen las Ecs. 6.1 y 6.2 u otras ecuaciones para calcular la socavación en puentes, las cuales se tratan más adelante.

En suelos limosos plásticos, arcillosos y macizos rocosos sanos, no se logra una buena correlación entre el v_c o τ_c y D_{50} debido a su comportamiento físico-químico. Esta característica provoca que la erosión no se presente de forma inmediata como en los suelos friccionantes al rebasar la condición hidrodinámica crítica. Se ha observado que si el tiempo que dura la condición crítica es relativamente bajo, la socavación podría no presentarse, o bien podría alcanzar una profundidad de menor a la máxima esperada. El tiempo necesario para que se alcance la máxima socavación dependerá de las características físico-químicas de cada material, la cual podría ocurrir en horas, días e incluso años, siendo la excepción las arcillas dispersivas.

Según Briaud et al. (2011), la mejor forma de evaluar a los materiales cohesivos o cohesivo-friccionante es mediante la curva de erosionabilidad de dichos materiales, la cual se puede obtener de la prueba Erosion Function Apparatus (EFA), patentada por ellos mismos, o por otras pruebas convencionales como Jet Erosion Test (JET), Hole Erosion Test (HET) o en su versión previa la prueba Pinhole, Rotating Cylinder Test (RCT) y pruebas similares como Sedflume (Anexo B)

La curva de erosionabilidad representa la resistencia a la erosión de un material ante la acción de una corriente de agua, tal como una curva esfuerzo-deformación representa el comportamiento de un material cuando es sometido a una carga mecánica. En la Figura 6.3 se presenta la curva de erosionabilidad, en donde v y τ representan el efecto del agua y \dot{z} la tasa de erosión del material.

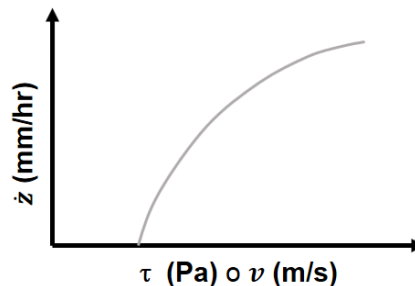


Figura 6.3. Curva de erosionabilidad de un geomaterial (Briaud, 2013).

6.2 EROSIÓN INTERNA EN SUELOS

Como se discutió en la sección 2, las filtraciones en masas de tierra y roca también contribuyen a la formación de suelos, la cual puede iniciar de forma mecánica o por una reacción química con el agua. La primera ocurre cuando el flujo de agua a través de los poros del material alcanza cierta velocidad que genera fuerzas de arrastre o de filtración que rebasan la resistencia a la erosión de estos materiales y comienzan a ser transportados. Este efecto ocurre principalmente en materiales de grano grueso, como son limos no plásticos, arenas y gravas, debido a su alta permeabilidad. En suelos de baja permeabilidad como las arcillas y rocas, la erosión interna por efectos mecánicos no suele presentarse.

La erosión interna debido a reacciones químicas sucede en suelos arcillosos y rocas, pero es de más importancia en arcillas debido a su acción rápida. Una de las reacciones químicas más importantes que generan erosión interna es el que ocurre en arcillas dispersivas, que se aborda en la sección 6.3.

En este apartado se abordan los aspectos básicos del inicio de erosión interna debido a efectos mecánicos.

6.2.1 Gradiente hidráulico

El movimiento de un flujo en un medio poroso sea suelo o roca, obedece la ley de la conservación de energía, la cual postula que la energía es constante en cualquier punto dentro de la región de flujo. Dicha ley se puede expresar mediante la ecuación de Bernoulli, en términos de carga hidráulica, como la suma de las cargas de presión, de posición y de velocidad:

$$z + \frac{p}{\gamma_w} + \frac{v_s^2}{2g} = \text{constante} = h \quad 6.3$$

donde:

p : Presión del agua.

γ_w : Peso volumétrico del agua.

g : Aceleración de la gravedad.

h : Carga hidráulica total (o energía total) para que el agua fluya a través de los poros del suelo.

Para que el agua fluya a través de un medio poroso es necesario que exista una diferencia en la carga hidráulica entre dos puntos dentro del mismo espacio. El agua fluirá del punto de mayor carga hidráulica al punto de menor carga hidráulica. Por ejemplo, si se considera una región de flujo como la que se muestra en la Figura 6.4, y se conocen las lecturas piezométricas correspondientes a cada uno de los puntos A y B, es posible calcular la pérdida de carga hidráulica Δh entre dichos puntos. Con base en esto, la ecuación de Bernoulli se puede representar como:

$$z_A + \frac{p_A}{\gamma_w} + \frac{v_{s(A)}^2}{2g} = z_B + \frac{p_B}{\gamma_w} + \frac{v_{s(B)}^2}{2g} + \Delta h \quad 6.4$$

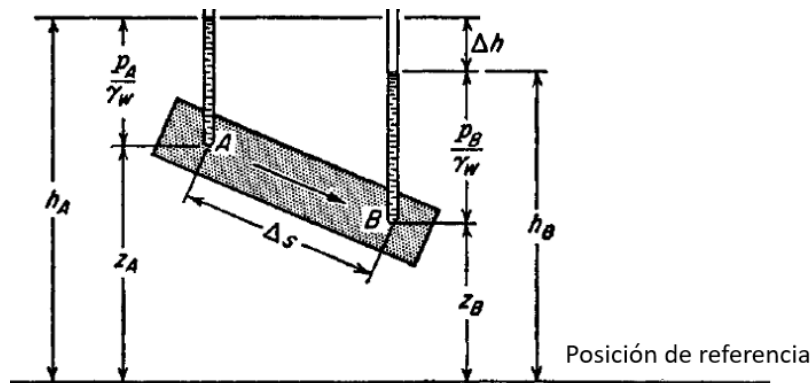


Figura 6.4. Representación general de las cargas hidráulicas que se presentan en un suelo. Fuente: (Harr, 1962).

Por definición, el gradiente hidráulico es la pérdida de carga hidráulica por unidad de longitud. Así, al dividir Δh entre la distancia de recorrido del agua entre los puntos A y B (Δs), se obtiene el gradiente hidráulico (i):

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta s} \quad 6.5$$

6.2.2 Permeabilidad de los suelos

En 1856 Darcy publicó una relación lineal entre la velocidad de descarga de agua V en un medio poroso y el gradiente hidráulico i como:

$$V = ki = -k \frac{dh}{ds} \quad 6.6$$

donde k es un coeficiente de proporcionalidad conocido como conductividad hidráulica, permeabilidad o coeficiente de permeabilidad, cuyas unidades son de velocidad, normalmente cm/s. El signo negativo de la Ec. 6.6 es porque la pendiente dh/ds es negativa.

La velocidad de la Ec. 6.6 es el resultado de un análisis puramente macroscópico y debe de diferenciarse de la velocidad o velocidades microscópicas asociadas a las trayectorias reales de flujo definidas por el medio poroso. Aunque las velocidades de flujo a nivel microscópico representan de forma realista el fenómeno de filtración, éste es casi imposible de medir. Para la mayoría de problemas de flujo de agua en geotecnia suele utilizarse el concepto de filtración a nivel macroscópico, con viscosidad del agua y temperatura constantes.

La Ec. 6.6 sólo se cumple mientras el flujo se presente de forma laminar. Cuando el flujo se convierte en turbulento la ley de Darcy deja de ser válida (Harr, 1962).

Debido a que el flujo de agua a través de suelos es muy lento, la carga de velocidad en la ecuación de Bernoulli se desprecia. Por tanto, la Ec. 6.4 se puede expresar de la siguiente forma:

$$z_A + \frac{p_A}{\gamma_w} = z_B + \frac{p_B}{\gamma_w} + \Delta h \quad 6.7$$

y la carga total en cualquier punto en la región de flujo se simplifica como:

$$h = \frac{p}{\gamma_w} + z \quad 6.8$$

Con base en los valores del número de Reynolds calculados por distintos autores, las arenas gruesas son los suelos con los granos de mayor tamaño para los cuales resulta aplicable la ley de Darcy. Casos especiales, como el estudio del flujo de agua a través de presas de tierra y enrocamiento, en la interfaz con el material grueso, así como a través de fragmentos de roca, requieren de una ley especial no lineal para el cálculo de la velocidad (Freeze y Cherry, 1979).

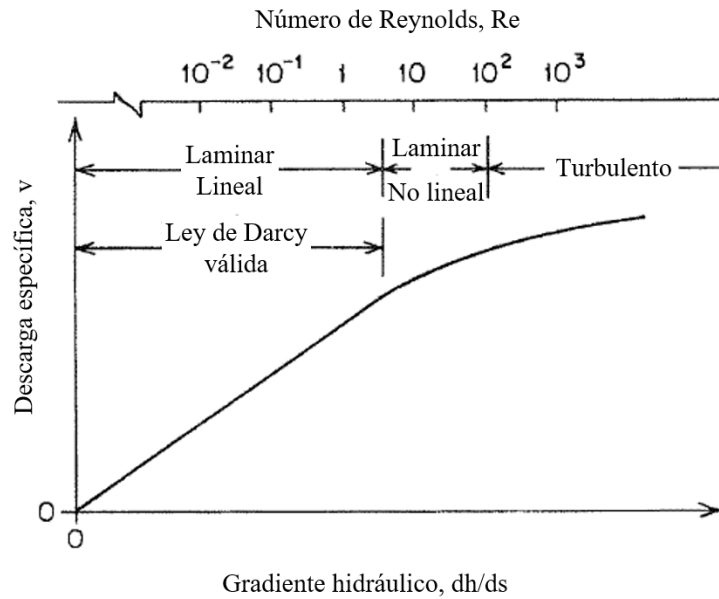


Figura 6.5. Rango de validación de la ley de Darcy (Freeze y Cherry, 1979).

En la Tabla 6.1 se aprecia los rangos de permeabilidad k que comúnmente exhiben los suelos.

Tabla 6.1. Permeabilidad k de algunos suelos (Strack, 1989)

Tipo de suelo	Permeabilidad k (cm/s)
Arcilla	$< 1 \times 10^{-7}$
Arcilla arenosa	$1 \times 10^{-7} - 1 \times 10^{-6}$
Turba	$1 \times 10^{-7} - 1 \times 10^{-5}$
Limo	$1 \times 10^{-6} - 1 \times 10^{-5}$
Arena muy fina	$1 \times 10^{-4} - 1 \times 10^{-3}$
Arena fina	$1 \times 10^{-3} - 1 \times 10^{-2}$
Arena gruesa	$1 \times 10^{-2} - 1 \times 10^{-1}$
Grava con arena	$1 \times 10^{-1} - 1 \times 10^0$
Grava	$> 1 \times 10^0$

6.2.3 Fuerzas de filtración

Cuando el agua fluye a través de una masa de suelo se generan fuerzas de fricción en la interfaz suelo-agua debido a la viscosidad de ésta. Este efecto produce una pérdida de energía, la cual se representa por la pérdida de carga hidráulica Δh entre dos puntos considerados (Figura 6.4) o de forma adimensional por medio del gradiente hidráulico i . La fuerza correspondiente a este gradiente hidráulico se le denomina fuerza de filtración.

Considérese el elemento de suelo acotado por un canal de flujo mostrado en la Figura 6.6, al cual intersecan dos equipotenciales (líneas de diferentes cargas hidráulicas).

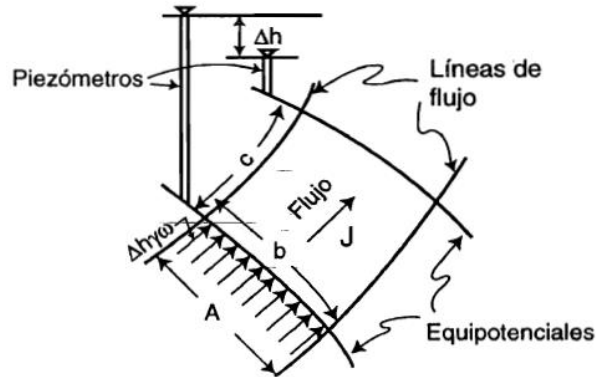


Figura 6.6. Fuerza de filtración que actúan en un elemento de suelo.

En el esquema J es la fuerza de filtración, A es el área transversal del elemento del suelo, b y c son el ancho y largo del elemento del suelo. Suponiendo que el gradiente i es constante en dicha porción de suelo, entonces un flujo uniforme se desplaza a través de volumen total V (Ac). Por tanto, la fuerza J se representa como:

$$J = i\gamma_w V \quad 6.9$$

De igual forma, la fuerza de filtración se puede representar por unidad de volumen de la siguiente forma:

$$j = i\gamma_w \quad 6.10$$

6.2.4 Condiciones de flujo

Para el estudio de la erosión interna por efectos mecánicos hay que tener en cuenta que el flujo de agua en suelos puede ser establecido o transitorio.

a) Flujo establecido

Se dice que el flujo a través del suelo es establecido cuando la cantidad de flujo que entra en él es igual a la que sale del mismo. Las ecuaciones que permiten estudiar esta condición se fundamentan en la Ley de Darcy y en el principio de continuidad de flujo, dando como resultado a una expresión tipo Laplace:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad 6.11$$

donde h es la carga hidráulica total. En la ec 6.11 se supone que la permeabilidad en x , y , z son iguales, por lo que no se presentan.

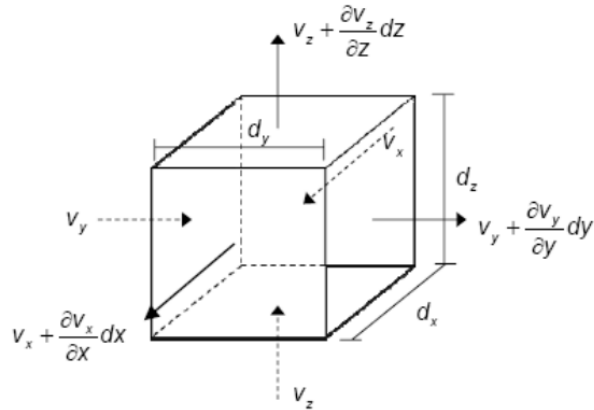


Figura 6.7. Elemento de una región porosa sujeta a flujo tridimensional.

b) Flujo transitorio

El flujo es transitorio cuando sus características del flujo en el medio poroso no son constantes y dependen del tiempo; es decir, se permite que haya almacenamiento o desalmacenamiento de agua en dicho medio. La hipótesis que se asume es:

$$Q_{sal} = Q_{ent} - Q_{des} \quad 6.12$$

O bien:

$$Q_{sal} = Q_{ent} - Q_{des} \quad 6.13$$

donde Q_{sal} es el gasto que sale, Q_{ent} el gasto que entra y Q_{des} el gasto desalmacenado en un intervalo de tiempo.

La expresión 6.12 se refiere a un caso de vaciado de agua, y la 6.13 al de un llenado de agua.

La expresión que representa mejor esta condición es la ecuación de Richards (ecuación general de balance de masa), Freeze y Cherry (1979):

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) + Q = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad 6.14$$

donde h es la carga hidráulica total, k_x , k_y y k_z son las permeabilidades en dirección x , y , z , respectivamente, Q la fuente de inyección o extracción de agua, θ el contenido de agua volumétrico y t el tiempo. El término de la derecha $\partial\theta/\partial t$ es la tasa de cambio de contenido de agua volumétrico respecto al tiempo y está relacionado con la variación de los niveles de agua en función del tiempo. Cuando no hay variación en el tiempo ($\partial\theta/\partial t=0$) y no existe una fuente ($Q=0$), la Ec. 6.14 se convierte en la ecuación de flujo establecido (Ec. 6.11) si el suelo está saturado.

6.2.5 Suelos parcialmente saturados

Hasta este momento la ley de Darcy y los conceptos de carga hidráulica y conductividad hidráulica se han establecido considerando un medio poroso saturado. Está claro que los suelos que se encuentran superficialmente rara vez se saturan ya que, por lo general, sus poros están parcialmente llenos de agua, y el resto de los poros está siendo ocupado por el aire. El suelo o material poroso en tales condiciones se denomina como parcialmente saturado.

Contenido de humedad

Un parámetro usado en suelos parcialmente saturados es el contenido de agua volumétrico θ , diferente a los utilizados comúnmente en la mecánica de suelos clásica, el cual a diferencia del grado de saturación, contempla el volumen de toda la masa de suelo, por lo que su uso resulta conveniente cuando se consideran variaciones volumétricas del mismo.

$$\theta(\%) = \frac{V_w}{V_T} * 100 \quad 6.15$$

donde: V_w es el volumen de agua en el suelo y V_T es el volumen total del suelo. Para suelos saturados $\theta = n$, donde n es la porosidad; para suelos parcialmente saturados $\theta < n$.

Carga hidráulica de presión negativa

El nivel freático se define como la superficie sobre la que la presión de agua en los poros de un suelo es la atmosférica, normalmente considerada como cero. Suponiendo que ψ es la carga de presión en el medio poroso, en el nivel freático $\psi = 0$ y en la zona saturada $\psi > 0$. Por consiguiente, en la zona parcialmente saturada $\psi < 0$, indicando que el agua se mantiene por fuerzas de tensión debido al efecto capilar. Una inspección microscópica revelaría un menisco cóncavo que se extiende de grano a grano, como muestra la Figura 6.8.c, donde el radio de curvatura en cada menisco refleja la tensión superficial en la interfaz aire-agua. Cuando $\psi < 0$ algunas áreas de investigación la denominan como carga de tensión o de succión (o succión mátrica). No obstante, en este trabajo seguiremos usando el término de carga de presión (ψ) para ambos casos (presión negativa y presión positiva).

En la Figura 6.9 se muestra la relación de la carga hidráulica, la carga de presión y el contenido de agua volumétrica de forma hipotética para un flujo en dirección descendente. El valor alto positivo de h se debe a que $|z| \gg |\psi|$.

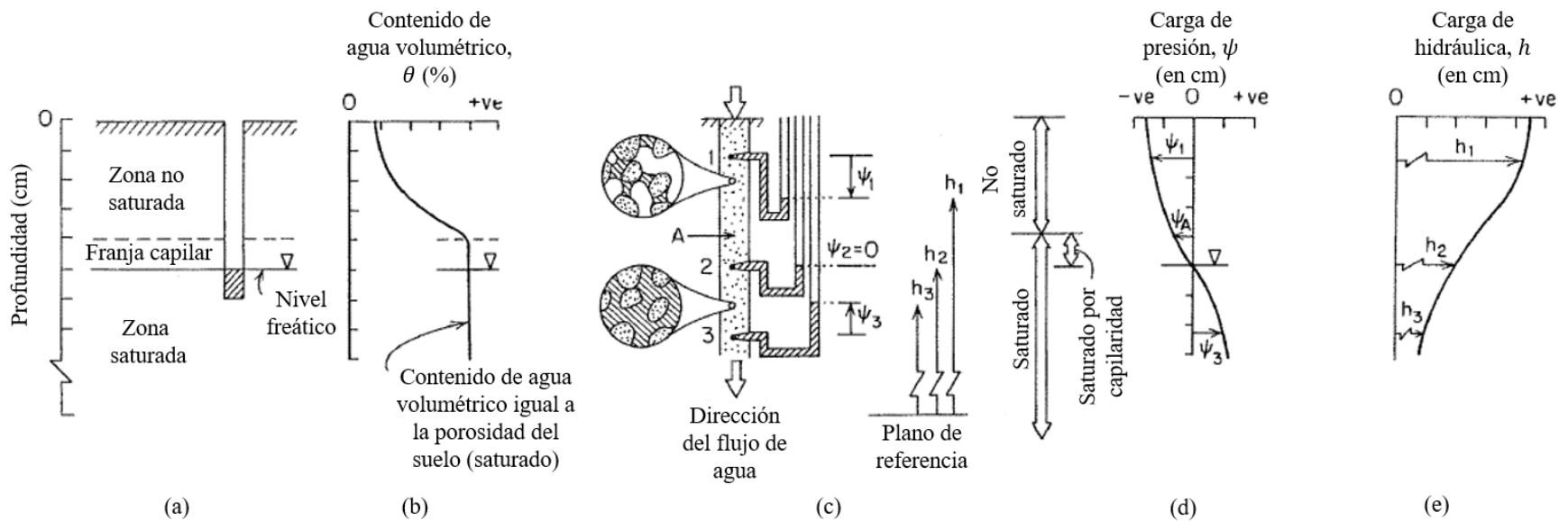


Figura 6.8. Condiciones del agua de poro en condiciones saturadas y parcialmente saturadas. (a) Zonas saturadas y no saturadas; (b) Perfil del contenido de agua volumétrico vs profundidad; (c) Carga de presión vs carga hidráulica total: retención de agua bajo cargas de presión menores que (superior) y mayor que (inferior) la atmosférica; (d) Perfil de cargas de presión vs profundidad; (e) Perfil de cargas hidráulicas vs profundidad. (Freeze y Cherry, 1979).

Curva característica

Con base en lo anterior, es fácil notar que tanto el contenido de agua volumétrico θ como la permeabilidad k , son funciones de la carga de presión ψ . Experimentalmente se ha visto que la relación $\theta - \psi$ tiene comportamiento histerético (Liakopoulos, 1965). En la Figura 6.9 se muestra esta relación para una arena. Si se supone que ésta se encuentra inicialmente saturada a una presión $\psi > 0$ y que posteriormente se va secando por etapas hasta alcanzar $\psi < 0$, los contenidos de agua volumétricos por cada etapa seguirían la curva de secado (o curva de drenaje), Figura 6.9.a. Si posteriormente se vuelve a aumentar el contenido de agua en la arena en pequeñas etapas, la carga de presión seguiría la curva de hidratación, Figura 6.9.a. Las líneas internas se denominan curvas de barrido y muestran el curso que seguirían las curvas características si el suelo estuviera solo parcialmente saturado, seco o completamente saturado.

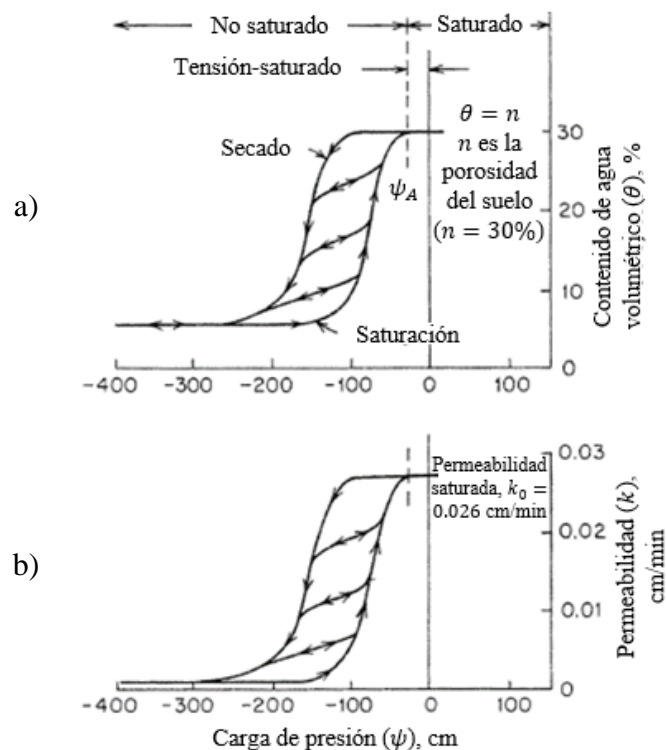


Figura 6.9. Curvas características en arenas (Liakopoulos, 1965; citado en Freeze y Cherry, 1979).

De acuerdo a lo anterior, se esperaría que $\theta = n$ siempre que $\psi > 0$. Para suelos de grano grueso esto es válido, pero para suelos de grano fino esa relación tiene un rango ligeramente mayor $\psi > \psi_a$, donde ψ_a es la carga de presión negativa ejercida por el aire (o de entrada de aire), Figura 6.9.a.

En la Figura 6.9.b se muestran las curvas histeréticas que relacionan la permeabilidad k con la carga de presión ψ para la misma arena. Cuando $\psi > \psi_a$, se dice que $k = k_0$, donde k_0 es conocido como la permeabilidad saturada. Debido a que k y θ son función de ψ , por tanto, $k = k(\theta)$. Las curvas $k - \psi$ de la Figura 6.9.b confirman el hecho de que la permeabilidad de un suelo parcialmente saturado aumenta al aumentar el contenido de agua y viceversa. Teniendo en cuenta esto, la ley de Darcy en dirección x se puede expresar como:

$$v_x = -k(\psi) \frac{\partial h}{\partial x} \quad 6.16$$

En suelos saturados k_o y n son parámetros hidráulicos que permiten estimar el flujo de agua y fuerzas de filtración. Para suelos parcialmente saturados estos parámetros se convierten en relaciones funcionales que dependen de la succión, $k(\psi)$ y $\theta(\psi)$, conocidos como curvas características.

En resumen, para suelos saturados y con flujo de agua se tiene que $\psi \geq \psi_a$, $\theta = n$ y $k = k_o$ y para suelos parcialmente saturados y con flujo de agua, $\psi < \psi_a$, $\theta = \theta(\psi)$ y $k = k(\psi)$.

La ecuación de Richards, o cualquiera de sus formas modificadas, ha constituido la base para el desarrollo de la mayoría de los modelos numéricos para calcular infiltración a través de medios porosos parcialmente saturados bajo condiciones de flujo transitorio (Espinoza 1993).

6.2.6 *Inicio de erosión*

La erosión interna a través de un suelo se atribuye a la acción mecánica de las fuerzas de filtración en las partículas de suelo, las cuales son proporcionales a los gradientes hidráulicos generados por el flujo de agua. Una vez que las fuerzas de filtración exceden la resistencia a la erosión de los materiales, el proceso de erosión comienza.

6.3 **ARCILLAS DISPERSIVAS**

Las arcillas dispersivas son aquellas que, debido a su naturaleza mineralógica, son susceptibles a generar la separación individual o disgregación de sus partículas al entrar en contacto con agua con bajo contenido de sales. Este fenómeno es puramente químico y distinto de otros suelos altamente erosionables, como las arenas. La disgregación de las partículas de arcillas dispersivas suele suceder a velocidades bajas de flujo e incluso sin movimiento. La erosión inicia cuando son arrastradas por el flujo del agua ya sea de forma superficial o a través de su propio cuerpo (por grietas, o a través de suelos más permeables). Las arcillas dispersivas tienen un alto contenido de cationes de sodio, mientras que las arcillas ordinarias tienen un predominio de cationes de calcio, potasio y magnesio (Sherard et al., 1976).

En esta sección se abordan los conceptos básicos de la mineralogía y propiedades físico-químicas de las arcillas, así como la química del agua.

6.3.1 *Estructura mineral de las arcillas*

Arreglo molecular

Desde el punto de vista mineralógico, la arcilla se encuentra dentro de un grupo mineral perteneciente en su mayor parte a los filosilicatos, cuyas propiedades físico-químicas dependen de su estructura y de su tamaño de grano, muy fino (inferior a $2\mu m$) (Scott, 1965).

Como se vio en la sección 2, las arcillas surgen de un proceso de descomposición química de la roca, donde el agua es el agente principal de reacción. Dicha descomposición forma estructuras

cristalinas que por lo general se presentan como láminas de muy pequeño espesor y de gran superficie específica. Las arcillas se componen comúnmente de silicatos hidratados de aluminio o magnesio y, en algunos casos, de otros metales como hierro, titanio, níquel, cromo y litio (Mitchell y Soga, 2005). La adquisición de estos metales generalmente proviene de rocas tipo ígnea debido a su abundancia en la corteza terrestre (feldespatos, anfíboles, cuarzo, mica, y otros).

Las unidades cristalinas básicas de los minerales de arcillas son: la tetraédrica (de silicio) y la octaédrica (de aluminio o de magnesio).

La unidad tetraédrica de silicio se representa como $(SiO_4)^{4-}$ y consiste de un catión de silicio (Si^{4+}) rodeado por cuatro aniones de oxígeno (O^{2-}), Figura 6.10.a. Las unidades tetraédricas de silicio se enlazan a otras unidades por medio de cationes de oxígeno, formando láminas hexagonales con fórmula $(Si_4O_{10})^{4-}$, Figura 6.10.b. La descompensación eléctrica neta de cuatro cargas negativas se debe a la alta electronegatividad de los átomos de oxígeno (Scott, 1965).

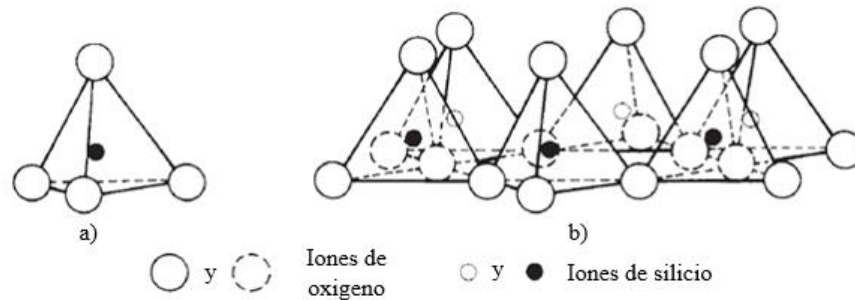


Figura 6.10. Unidad tetraédrica (a) y lámina hexagonal de tetraedros (b) de silicio. (Grim, 1968).

Un ion es un átomo o grupo de átomos que tienen una carga neta positiva o negativa. Un ion con carga negativa se denomina anión y con carga positiva catión.

Grim (1968) menciona que la unidad octaédrica se compone por un catión de aluminio (Al^{3+}) o magnesio (Mg^{2+}) en el centro, el cual se rodea por seis aniones de oxígeno (O^{2-}) o hidroxilo (OH^-), Figura 6.11.a. Cuando la unidad octaédrica está conformada solo por hidroxilos y por un catión de magnesio se le conoce como brucita ($Mg_3(OH)_6$) y cuando el catión es aluminio como gibbsita ($Al_2(OH)_6$). Las unidades octaédricas también se unen con otras para formar láminas (Figura 6.11.b). A diferencia de las láminas tetraédricas, las octaédricas, brucita o gibbsita, son eléctricamente neutras.

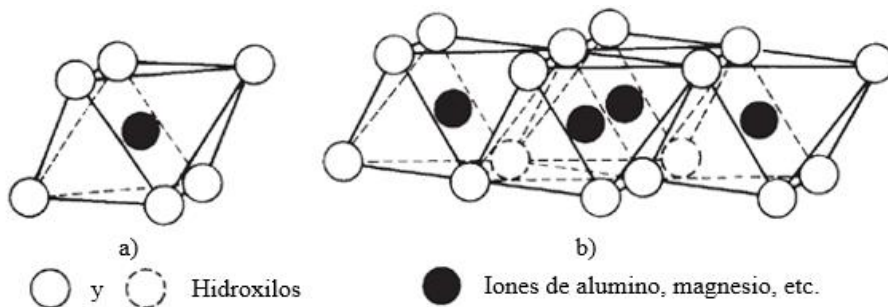


Figura 6.11. a) Unidad octaédrica y b) lámina estructural octaédrica. Fuente: (Grim, 1968).

Las láminas tetraédricas sílicas, al tratar de equilibrar su carga, se unen a láminas octaédricas dando origen a las diferentes estructuras minerales de arcilla. Generalmente, los minerales de arcilla suelen estar formados por dos o tres láminas. La 1:1 con una lámina de tetraedros y otra de octaedros, y la 2:1 con dos láminas de tetraedros que engloban a una de octaedros (Figura 6.12) (Grim, 1968).

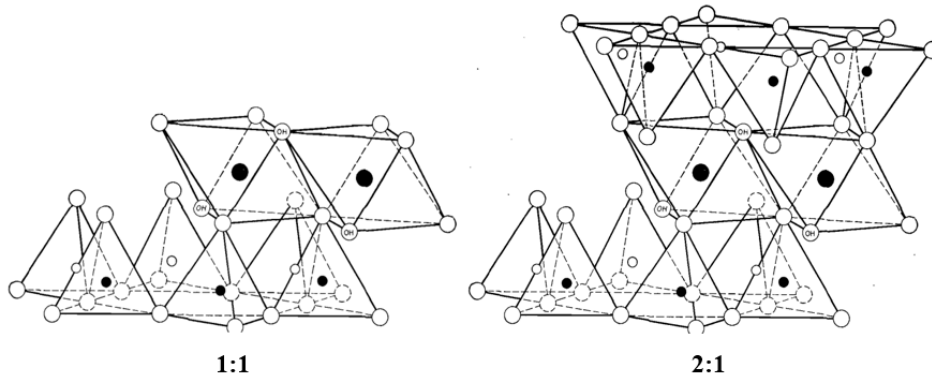


Figura 6.12. Esquema de las formas comunes de estructuras minerales de arcilla. Fuente: (Grim, 1968).

La unión de láminas tetraédricas y octaédricas se logra a través de planos comunes donde los iones de oxígeno (o hidroxilo) están unidos simultáneamente a un *Si* tetraédrico y a un *Mg* o *Al* octaédrico. A la unión de varias unidades estructurales o retículas conforman a una partícula mineral de arcilla.

Enlaces entre átomos y láminas de arcilla

La unión entre las láminas tetraédricas y octaédricas se debe a enlaces a nivel atómico, los cuales debido a su fuerza se les denomina como enlaces primarios, los cuales se describen a continuación:

- Enlaces iónicos. Enlace entre átomos, en el cual un átomo tiene casi completo el número de electrones de valencia y el otro con un número de electrones de valencia menor (Mitchell, 1976). Así, el átomo con menos electrones de valencia cede dichos electrones al otro para volverlo estable; es decir, cumple con la ley del octeto. Un ejemplo del enlace iónico es el cloruro de sodio; el sodio, que posee un solo electrón de valencia es cedido al cloro, que tiene siete electrones de valencia, volviendo a la molécula de cloruro de sodio estable ($Na^+ + Cl^- = NaCl$).
- Enlaces covalentes. Esta es otra manera de como los átomos se vuelven más estables, pero a diferencia de los enlaces iónicos, los electrones de valencia se comparten mutuamente en lugar de ganarlos o perderlos. Estos se dividen en polares y no polares. En un enlace covalente polar, los electrones de valencia se comparten de forma no equitativa entre los átomos y pasan más tiempo cerca de un átomo que del otro. Debido a esto, aparecen cargas positivas y negativas en distintas partes de la molécula, convirtiéndola en un dipolo. Un ejemplo de una molécula dipolar es el agua (H_2O , Figura 6.13), cuyo efecto es muy importante al interactuar con las arcillas. Los enlaces covalentes no polares se forman entre dos átomos del mismo elemento o entre átomos de diferentes elementos que comparten electrones de manera más o menos equitativa (ej., el O_2).

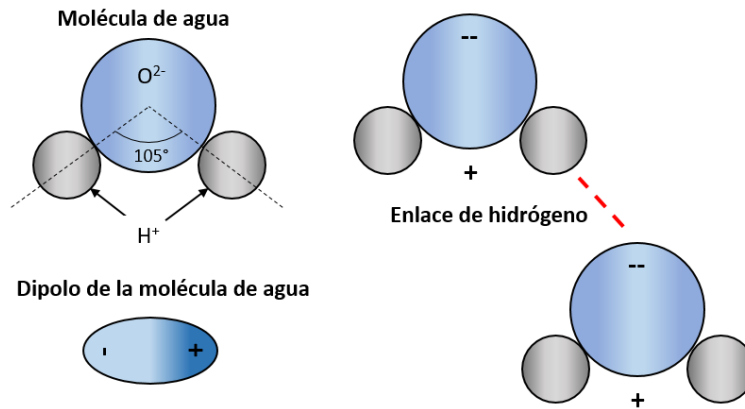


Figura 6.13. Dipolo de una molécula de agua

Ambos enlaces, iónicos y covalentes, son sumamente fuertes; sin embargo, el enlace iónico es el que presenta mayor energía de unión atómica.

Dentro del campo de la mecánica de suelos los enlaces primarios son enlaces fuertes y muy difíciles de romper ante las cargas externas comúnmente utilizadas.

Enlaces entre retículas o partículas de arcilla

Estos enlaces, conocidos como secundarios, se dan a nivel molecular y a ellos corresponden niveles de energía relativamente bajos. Los enlaces más importantes son los siguientes (Mitchell y Soga, 2005):

- Enlace de hidrógeno. Dentro de los enlaces secundarios, es el enlace más fuerte y surge de una atracción electromagnética entre los extremos opuestos de dos dipolos permanentes formados por iones de hidrógeno H^+ y iones con carga electronegativa muy fuerte como el O^{2-} o el F^{1-} (ej., el enlace de hidrógeno entre dos moléculas de H_2O , Figura 6.13).
- Enlace de Van der Waals. Conforme los electrones de un átomo rotan alrededor de su núcleo, habrá momentos en que en los electrones se concentrarán más en una zona del átomo que en otra, dando origen a un dipolo con variación de cargas débiles. La atracción o enlace que genera este tipo de dipolo se conoce como enlace de Van der Waals.

6.3.2 Propiedades físico-químicas de las arcillas

Carga eléctrica superficial en las partículas de arcilla

Las partículas de arcilla se caracterizan por poseer carga negativa en su superficie. Algunos de los factores que contribuyen a este efecto son (Mitchell, 1976):

- Sustitución isomorfa. Ocurre cuando los cationes dentro de la estructura mineral de la arcilla se reemplazan por cationes de baja valencia, creando un déficit de carga eléctrica. Algunos minerales de arcilla, como las esmectitas, del grupo de las montmorilonitas, suelen experimentar gran actividad de sustitución isomorfa, dando como resultado superficies específicas de partículas con carga eléctrica negativa muy altas. Este déficit de carga genera la atracción constante de cationes (Figura 6.14).

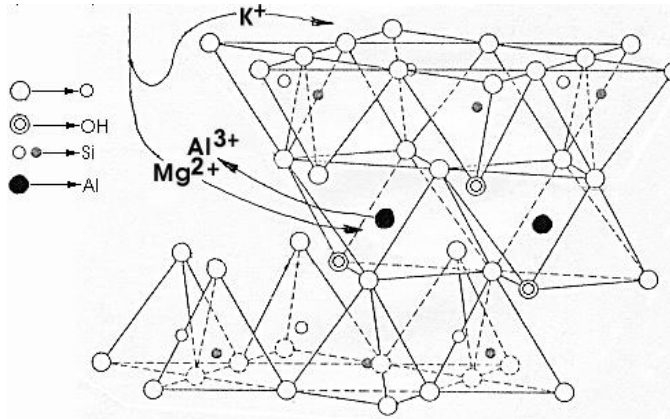


Figura 6.14. Capacidad de intercambio de cationes inter-laminares en minerales de arcilla (Grim, 1968).

- Disociación de los iones de hidroxilo. Puede suceder en el borde de una partícula debido a la interacción con moléculas de agua ($SiOH \rightarrow SiO^- + H^+$).
- Carga eléctrica negativa en los bordes de las retículas o partículas debido a la discontinuidad de la estructura mineral (tetraédrica y octaédrica).

El primer tipo es conocido como carga permanente y supone un 80% de la carga neta en una partícula de arcilla; además, es independiente de las condiciones de pH y actividad iónica del medio. Los dos últimos factores representan el 20% y varían en función de la actividad iónica y del pH . El pH puede hacer variar las cargas en los bordes, de positiva a negativa o viceversa.

Superficie específica

La superficie específica (o área superficial) de una partícula de suelo se define como la relación entre la sumatoria de la superficie expuesta de todas las partículas que entran en un gramo (por unidad de volumen) de algún material en estado seco. Esta se expresa comúnmente en m^2/gr , por lo que a menor tamaño de partículas, mayor será su superficie específica.

De acuerdo con la Figura 6.15, la superficie específica (S_e) de una partícula prismática se puede definir de la siguiente manera:

$$S_e = \frac{\text{Superficie}}{\text{Peso}} = \frac{2a^2 + 4ac}{a^2c\gamma_s} \quad 6.17$$

donde γ_s es el peso específico de la partícula prismática.

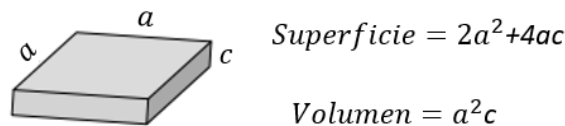


Figura 6.15. Esquema de una partícula prismática.

A grandes magnitudes de S_e las fuerzas electromagnéticas juegan un papel importante en el comportamiento de los materiales, principalmente con tamaños de partículas menores a $2\mu m$. Por lo general las partículas por debajo de este rango de tamaño y de formas alargadas o aplanadas tienen mayor S_e que las cúbicas o esféricas. El material que cumple con los requisitos para tener una alta superficie específica es la arcilla.

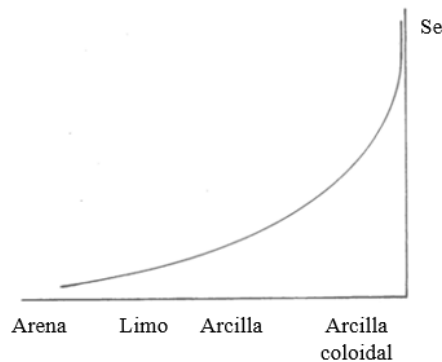


Figura 6.16. Variación de la superficie específica (S_e) en diferentes tipos de suelo.

Existe una estrecha relación entre la S_e y la carga eléctrica negativa de las partículas de arcilla. Entre más grande sea la S_e en una partícula, mayor será la carga eléctrica negativa en su superficie. En la Figura 6.17 se muestra un esquema representativo del tamaño de las partículas de arcilla más comunes. Se observa que el tamaño de las Caolinitas son las de mayor magnitud, posterior a ésta le siguen la Ilita y Montmorilonita, respectivamente. La diversidad de tamaños se debe al tipo de enlace que se generan entre las retículas minerales y a la magnitud de la carga eléctrica negativa superficial.

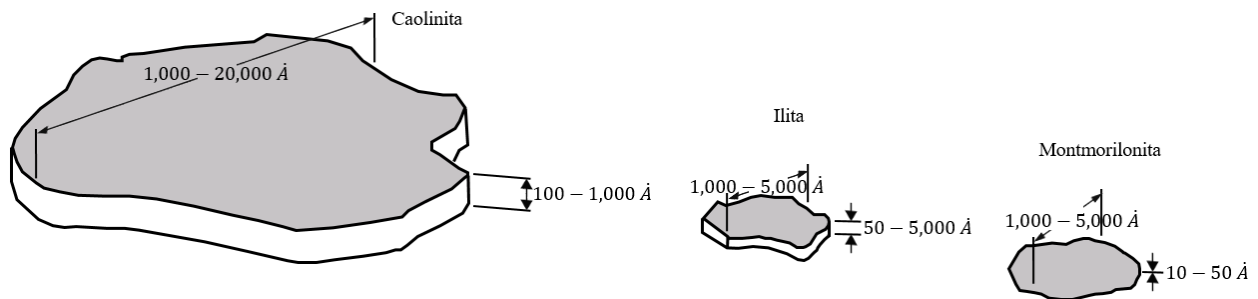


Figura 6.17. Tamaño de partículas de minerales de arcilla más comunes.

Intercambio catiónico

Durante el proceso de formación de las arcillas en un medio acuoso, la carga eléctrica negativa que normalmente exhiben sus partículas tiende a ser balanceada por la carga positiva que exhiben las moléculas dipolares de agua, proporcionada por los iones de hidrógeno (enlaces fuertes). Durante este proceso se establecen también enlaces por iones positivos multivalentes que se encuentran disueltos en el agua, obtenidos durante su recorrido antes de interactuar con la arcilla. Los iones disueltos en el agua se encuentran rodeados por moléculas de agua, es decir, hidratados, tal como se aprecia en la Figura 6.18. La carga positiva añadida por los cationes y las moléculas dipolares

del agua suelen atraer a otras partículas de arcilla, para conformar las estructuras minerales de las arcillas tal como se conocen.

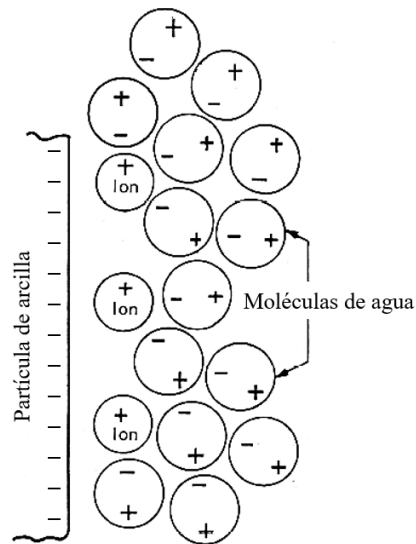


Figura 6.18. Posible mecanismo de adsorción de agua por las partículas de arcilla (Mitchell, 1976).

Los cationes que se encuentran unidos a las partículas de arcilla pueden ser intercambiados por otros cuando el agua trae disueltos otros tipos de iones, o bien, cedidos a ésta cuando tiene baja concentración iónica. Este proceso es conocido como intercambio catiónico.

La cantidad de cationes intercambiables que posee una arcilla se denomina Capacidad de Intercambio Catiónico (CIC) y se expresa generalmente como miliequivalentes por 100 g de arcilla (mEq/100g de suelo). Los cationes de cambio más comunes en las arcillas son: Ca^{2+} , Mg^{2+} , K^+ y Na^+ . La facilidad con la que estos pueden ser reemplazados por otros depende de:

- Valencia. Los iones divalentes ($^{++}$) sustituyen fácilmente a iones monovalentes ($^{+}$), por ejemplo, el Ca^{++} por Na^+ .
- Tamaño del catión o la densidad de carga de éste. Cationes de tamaño pequeño con densidad de carga alta pueden reemplazar a cationes grandes, pero de baja densidad de carga.
- Concentración catiónica. Cuando el agua que ingresa a la arcilla tiene alta concentración catiónica, suele presentar baja actividad de intercambio catiónico.

La CIC suele ser afectada por el pH en el agua, ya que puede cambiar en algunas partes de la partícula la carga eléctrica negativa superficial a positiva. Cuando el agua de poro es ácida ($pH < 7$) tiende a disociar sus moléculas para producir iones de H^+ y cuando es base ($pH > 7$) disocia sus moléculas para producir iones OH^- . Así, por ejemplo, en los bordes de una partícula de arcilla montmorilonita ($SiOH$) con $pH < 7$ los bordes cambiarán su carga negativa a positiva y aumentarán su carga negativa cuando el $pH > 7$, Figura 6.19.

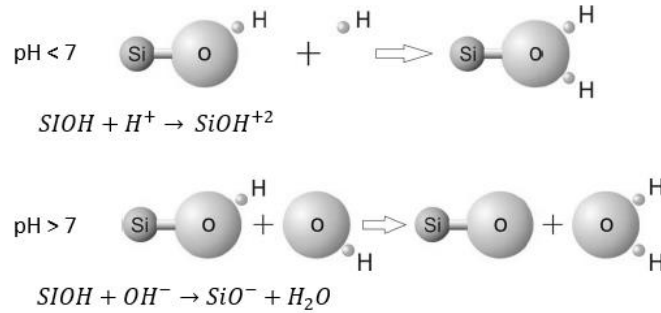


Figura 6.19. Influencia del pH en la carga eléctrica de superficie y borde de las partículas de arcilla.

Con base en lo anterior, la magnitud CIC se puede definir como la suma de todos los cationes de cambio que un mineral puede absorber a un determinado *pH*.

Características de los minerales más comunes de arcilla

De acuerdo a su estructura y a los minerales más predominantes, la arcilla se puede dividir en tres grupos principales (Scott, 1965): I Caolinitas, II Iilitas y III Montmorilonitas. Las características principales de estos tres minerales de arcilla son:

- a) Caolinitas. Consiste en una estructura mineral conformada por la repetición indefinida de unidades estructurales 1:1, las cuales se unen mediante enlaces de hidrógeno. Esta característica le da cierta estabilidad eléctrica al sistema y la alta fuerza de sus enlaces provoca la formación de grandes partículas de arcilla. Debido a esto, al absorber agua no permiten la entrada de moléculas de agua a sus retículas y por tanto no suelen experimentar expansiones. Estas arcillas son moderadamente plásticas y de baja capacidad de intercambio catiónico.
- b) Iilitas. Presentan una estructura mineral similar a las montmorilonitas (2:1), con la diferencia de que los enlaces entre unidades se llevan a cabo por medio de cationes de potasio que le dan cierta estabilidad eléctrica al conjunto. Dicha característica la posiciona en un punto intermedio entre las caolinitas y las montmorilonitas; es decir, con expansividad, plasticidad y CIC intermedios.
- c) Montmorilonitas. Arcilla conformada por unidades estructurales 2:1, cuyos enlaces entre unidades son débiles (fuerzas de Van der Waals). La alta actividad de procesos de sustitución isomorfa durante su formación las hace presentar altas cargas eléctricas negativas en su estructura y en consecuencia forman partículas muy pequeñas. Esta característica les permite atraer fácilmente a las moléculas dipolares de agua a su estructura y debido a esto suelen presentar grandes expansiones y contracciones. Estas arcillas son de plasticidad y capacidad de intercambio catiónico altas.

Suponiendo que un rectángulo representa una lámina octaédrica y un trapecio a la tetraédrica, la estructura mineral de estos tres grupos principales de arcilla se puede apreciar en la Figura 6.20.

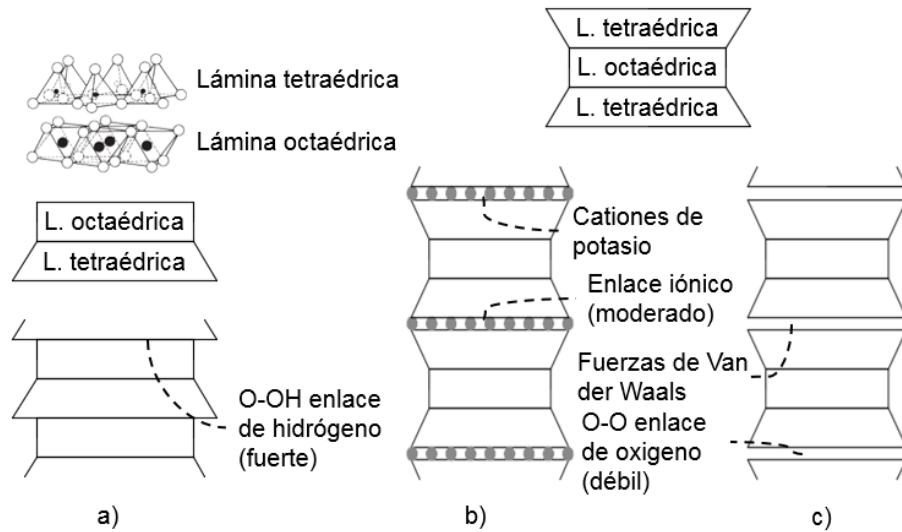


Figura 6.20. Estructura de los minerales principales de arcilla (Modificada de Scott, 1965): a) caolinita; b) Illita; c) Montmorilonita.

Un resumen de las características cualitativas y cuantitativas de los tres grupos principales de minerales de arcilla se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 6.2. Características de los tres principales minerales de arcilla (Mitchell, 1976).

Mineral de arcilla	Estructura	Enlace entre retículas	Sustitución isomorfa	CIC (meq/100g)	Se (m ² /g)
Caolinita		Fuerte (hidrógeno)	Baja	0.03 - 0.1	10-20
Illita		Moderado (iónico de potasio)	Moderada	0.2 - 0.3	65-100
Montmorilonita		Débil (Van der Waals)	Alta	0.8 - 1.5	50-800

6.3.3 Interacción arcilla-agua-electrolito

Sistema agua-arcilla

Varios investigadores han propuesto algunos sistemas agua-arcilla para tratar de comprender diversos fenómenos que normalmente se presentan en arcillas, principalmente el fenómeno de consolidación. (ej., Terzaghi, 1941; Barden, 1969; Zeevaert, 1986). Ya que en la naturaleza las arcillas se encuentran mezclados con otros suelos de grano grueso, se considerará el modelo de Zeevaert (1986) para el estudio del fenómeno de disgregación de las arcillas dispersivas. Este modelo considera que el suelo se divide en dos estructuras:

- Estructura secundaria o microestructura. Consiste en conjunto de partículas de arcilla (clusters) unidos por enlaces secundarios. El arreglo del conjunto de partículas en la

microestructura produce una cierta cantidad de poros denominados micro-poros (Figura 6.21).

- Estructura primaria o macro-estructura. Consiste en un esqueleto continuo formado por granos gruesos, a los cuales se les unen las partículas de arcilla. En esta estructura se presentan grandes poros o macro-poros donde el agua fluye debido a un gradiente hidráulico (Figura 6.21).

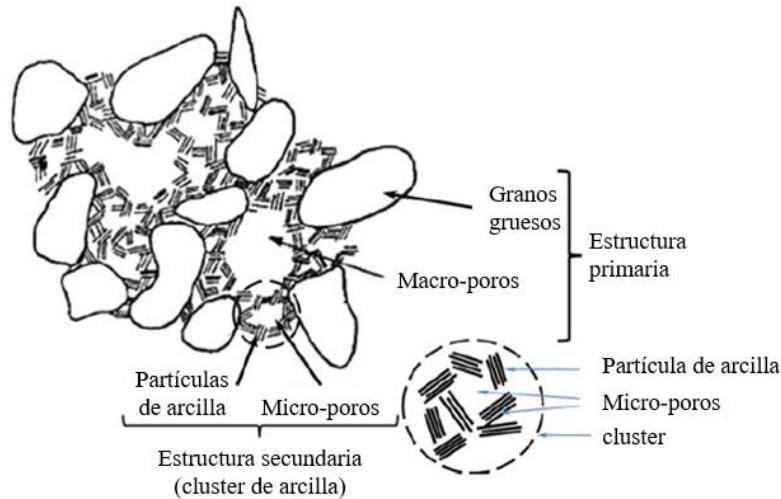


Figura 6.21. Concepto esquemático de la estructura de un suelo. Modificado de Zeevaert (1986)

En un suelo puramente arcilloso la macro-estructura estaría conformada por grumos compuestos de varias unidades micro-estructurales, en donde los espacios que quedarían entre ellos darían forma a los macro-poros, como se muestra en la Figura 6.21.

Según el modelo de Zeevaert (Figura 6.21), cuando en el suelo se presenta un flujo de agua, el agua inicialmente es conducida por los macro-poros y posteriormente se transfiere a los micro-poros. El agua en los macro-poros se le conoce como agua absorbida (agua normal o agua libre) y puede fluir libremente si se genera un gradiente hidráulico y puede ser evaluada por medio de la ley de Darcy. Sin embargo, el agua en los micro-poros no puede ser evaluada por la Ley de Darcy, ya que ésta cambia de densidad cuando las moléculas dipolares del agua y iones de carga positiva disueltos en ella son atraídas por la carga negativa de las partículas.

Formación de la doble capa difusa

La deficiencia de carga negativa de una partícula de arcilla genera la atracción de moléculas de agua y cationes alrededor de esta con una fuerza considerable, la cual disminuye con el aumento de la distancia desde la superficie de la partícula. La región donde se producen fuerzas electrostáticas de atracción entre la carga negativa de la partícula y las cargas positivas impuestas por los cationes intercambiables y moléculas de agua se conoce como doble capa difusa, que es como una nube iónica en la cual los iones están en constante movimiento. La naturaleza y propiedades de la doble capa difusa depende esencialmente del tipo de mineral y la química del agua de poro.

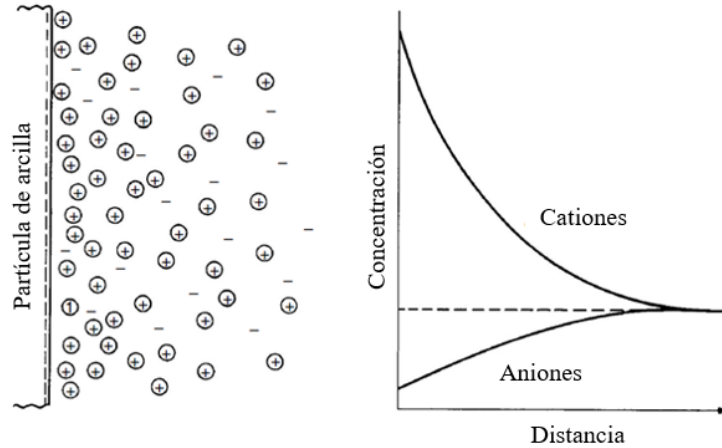


Figura 6.22. Distribución iónica de acuerdo con el concepto de la doble capa eléctrica (Mitchell, 1976).

El agua ubicada dentro de la doble capa difusa se conoce como agua adsorbida, la cual se asume que es la que se encuentra dentro de los micro-poros según el modelo de suelo de Zeevaert esquematizado en la Figura 6.21.

Inicialmente, la atracción negativa de las partículas de arcilla provoca que algunos de los iones positivos y las zonas positivas de las moléculas de agua se orienten de tal manera que forman una capa fuertemente unida alrededor de la superficie de las partículas, denominada como capa dura (Figura 6.23). Posterior a ésta, se presenta la capa difusa, denominada así debido a que la concentración de iones positivos va disminuyendo conforme se aleja de la superficie de la partícula de arcilla. Juntas la capa dura y la capa difusa conforman el agua adsorbida por la partícula.

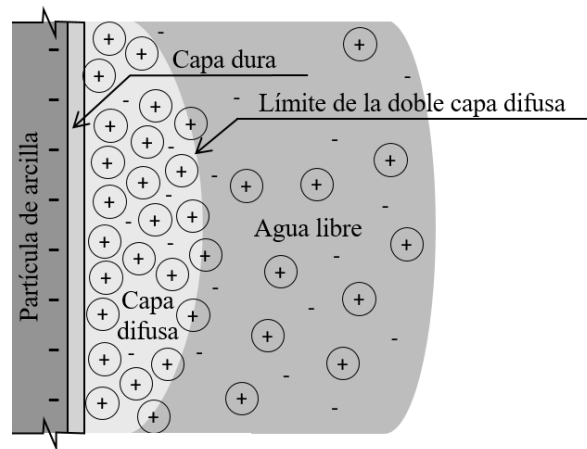


Figura 6.23. Partes que componen a la doble capa difusa.

Dependiendo del tipo de mineral de arcilla, las partículas de arcilla pueden estar unidas por solo por moléculas de agua o con una combinación de moléculas de agua y cationes. Por ejemplo, en las arcillas caolinitas, las partículas están unidas por enlaces fuertes de hidrógeno que son el producto de la disociación de moléculas de agua, mientras que las ilitas y montmorilonitas

presentan enlaces mediante la acción dipolar de las moléculas de agua y los cationes disueltos en ella.

La Figura 6.24 muestra dos partículas de arcilla, una montmorilonita y la otra caolinita, con capas de agua adsorbidas. El espesor del agua adsorbida es aproximadamente la misma, pero debido a la diferencia de tamaños la montmorilonita tendrá mucha más actividad que la caolinita, es decir, más plasticidad, más dilatación y contracción, así como cambio de volumen. De aquí el diferente comportamiento de los diversos minerales de arcilla.

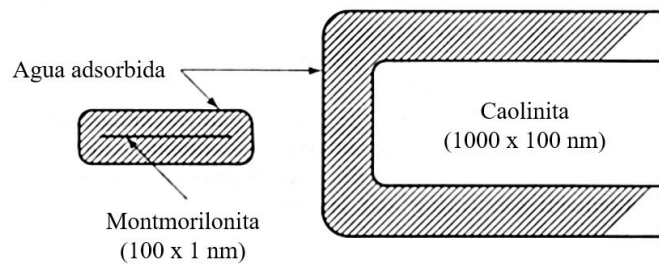


Figura 6.24. Espesor relativo de la capa de agua adsorbida por una montmorilonita y caolinita sódica (Lambe, 1958).

La adsorción de agua en las arcillas se puede presentar mediante varios procesos químicos como: enlaces de hidrógeno, hidratación iónica, ósmosis y mediante la atracción dipolar (Mitchell, 1976).

La viscosidad del agua adsorbida es muy grande en comparación con el agua normal y puede ser considerada como en estado sólido, ya que no puede ser eliminada fácilmente por procesos mecánicos (Winkerkorn, 1943). Para retirar el agua adsorbida, la arcilla tendría que ser calentada a más de 200°C, pero se corre el riesgo de que la partícula de arcilla se calcine.

El espesor de la doble capa difusa varía dependiendo de la concentración iónica y de la magnitud de carga eléctrica negativa que ejerce la partícula. El espesor de ésta se define cuando el efecto de atracción de la carga eléctrica ya no influye.

La cantidad de carga eléctrica en la superficie de la partícula se puede describir por medio del potencial eléctrico, ψ_0 . Puede demostrarse que a lo largo de la capa difusa, el potencial eléctrico disminuye (ψ) aproximadamente de forma exponencial con la distancia (x):

$$\psi(x) = \psi_0 e^{-kx} \quad 6.18$$

donde

ψ_0 : Potencial eléctrico en la superficie de la partícula (mili Volts).

x : Distancia desde la superficie de la partícula.

$$k^2 = \frac{8\pi\eta_0 e^2 v^2}{\lambda KT} \quad 6.19$$

η_0 : Concentración de iones, iones/m³.

e : Carga eléctrica, Coulomb.

v : Valencia iónica.

K : Constante de Boltzmann, Joules/Kelvin.

T : Temperatura de la solución, Kelvin.

λ : Constante dieléctrica de la solución.

La variación de forma exponencial de ψ solo se presenta cuando $\psi_0 < 25mV$ (mili Volts). Por tanto, el espesor de la doble capa difusa se puede definir con la distancia centroidal en x de la curva exponencial del ψ , como $x = 1/k$ (Figura 6.25).

Suponiendo que $8\pi e^2/\lambda KT$ son constantes, la ecuación 6.19 se puede resumir de la siguiente manera:

$$k^2 = C\eta_0 v^2 \quad 6.20$$

Considerando que el espesor de la capa difusa es $T_D = x = 1/K$ y sustituyendo esto en la ecuación 6.20, se obtiene que:

$$T_D = \sqrt{\frac{1}{C\eta_0 v^2}} = \frac{C_2}{\sqrt{\eta_0} v} \quad 6.21$$

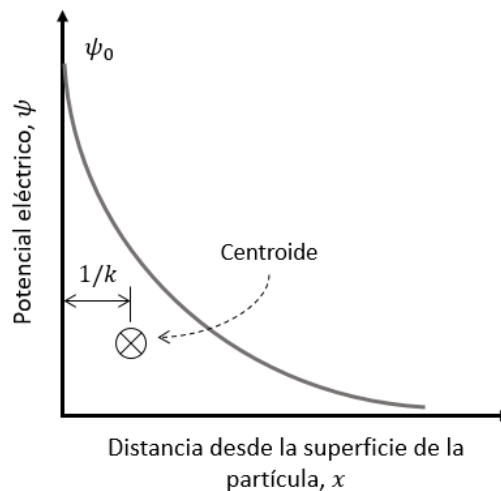


Figura 6.25. Variación del potencial eléctrico (modificada de Mitchell, 1976).

Mecanismo de dispersión

En la unión de dos partículas se presentan dos tipos de fuerzas, las de repulsión y las de atracción. Las fuerzas de repulsión se deben a la interacción de los campos de potencial eléctrico negativo de ambas partículas, y son contrarrestadas por fuerzas de atracción o positivas generadas por las fuerzas de Van der Waals o por otro tipo de enlace, por ejemplo, de hidrógeno o iónico.

En la interacción arcilla-electrolito (agua + iones), si las fuerzas de repulsión en las partículas de arcilla son mayores que las fuerzas de atracción, la arcilla se dispersa o disgrega; es decir, las partículas de arcilla se rechazarán unas con otras de modo que no se forma una estructura estable.

Cuando las fuerzas de atracción predominan, se dice que las partículas de arcilla floculan, es decir, se atraen unas con otras formando una estructura estable.

Las fuerzas repulsivas que actúan en la doble capa difusa son afectadas por diferentes factores, por ejemplo:

- Concentración de electrolito. De acuerdo con la Ec. 6.21 y la Figura 6.26 puede verse que, a altas concentraciones de electrolito tipo NaCl en el agua de poro de una arcilla montmorilonita, conduce a una doble capa difusa más pequeña, ya que la alta concentración de Na^+ contrarresta la carga negativa de las partículas de arcilla. Por tanto, las fuerzas de repulsión son más bajas. A bajas concentraciones de NaCl el efecto es el contrario.
- Valencia de los cationes. Si en la interacción arcilla-electrolito se genera un intercambio de cationes de baja valencia por cationes de mayor valencia, como Na^+ por Ca^{++} , entonces el espesor de la doble capa difusa disminuye y en consecuencia las fuerzas repulsivas también (Ec. 6.21).

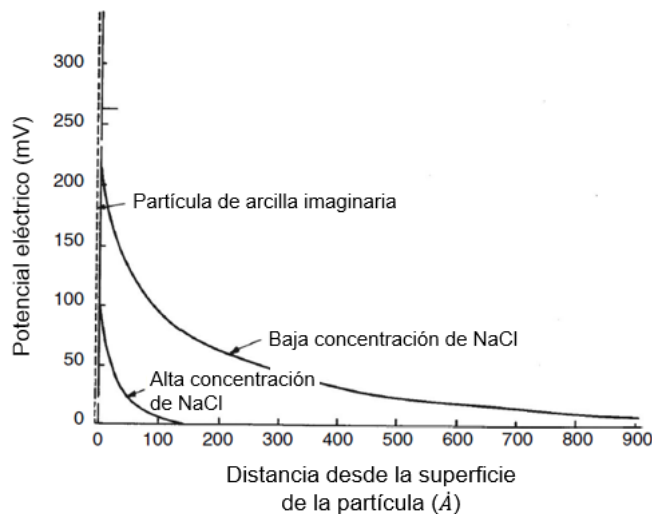


Figura 6.26. Efecto de la concentración de electrolitos en el potencial eléctrico de la doble capa difusa para una montmorilonita (Mitchell, 1976).

Otros factores que afectan el espesor de la doble capa difusa son la constante dieléctrica del electrolito, la temperatura y el pH (Mitchell, 1976).

El efecto de la variación de las energías de atracción y de repulsión se presentan de forma esquemática en la Figura 6.27.

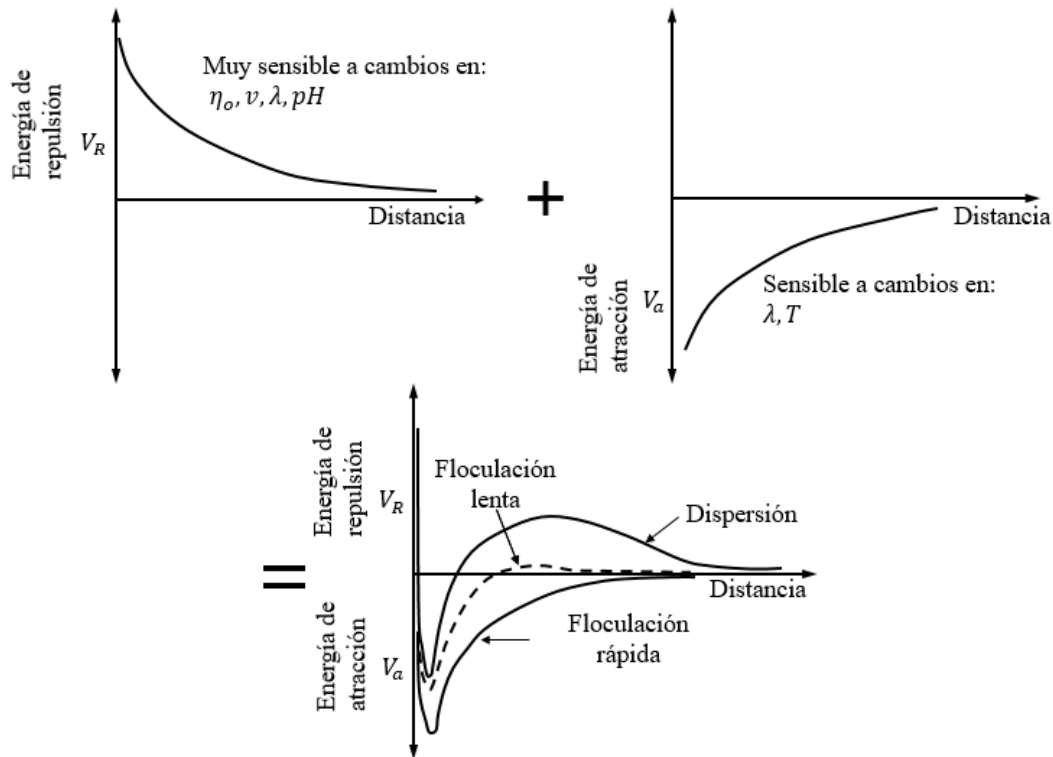


Figura 6.27. Variación de la energía de repulsión y atracción en partículas de arcilla en función de η_0 , ν , λ , pH y T (Mitchell, 1976).

6.3.4 *Minerales de arcillas potencialmente dispersivos*

Las arcillas dispersivas son aquellas cuya naturaleza mineralógica provoca la disgregación de sus partículas al entrar en contacto con agua. La disgregación puede ocurrir de forma casi inmediata y con velocidades de flujo bajas o en flujo estacionario. La presencia de arcillas dispersivas se puede observar en ríos o lagos con agua turbia, ríos con baja velocidad de corriente, en zonas que experimentan descensos de niveles topográficos abruptos durante lluvias, con alta presencia de cárcavas y grietas, y mediante la formación de conductos a través de los suelos conocidos como tubificación (Figura 6.28).

En particular las arcillas con altos contenidos de cationes de sodio (Na^+) y con gran capacidad de intercambio catiónico tienden a ser dispersivas. Las arcillas con mayor probabilidad de presentar estas características son las esmectitas, principalmente del grupo de las montmorilonitas. Las ilitas tienden a ser moderadamente dispersivas, mientras que las caolinitas y otros minerales relacionados como las halositas no son dispersivas. El fenómeno de dispersión también depende de la química del agua intersticial ya que afecta el espesor de la doble capa difusa y la carga eléctrica negativa de las partículas de arcilla. Por lo general, muchas de estas arcillas fueron creadas en ambientes marinos y suelen conocerse como arcillas sódicas.



Figura 6.28. Casos de erosión por presencia de arcillas dispersivas (Carey, 2014).

Cuando las arcillas sódicas interactúan con aguas ávidas de sales, como es el agua de lluvia, o con baja concentración de sales, se produce un intercambio catiónico y las partículas de arcilla pierden cationes de sodio. Si la concentración de Na^+ en la arcilla disminuye considerablemente durante el proceso de interacción, las moléculas de arcilla se disgregan, es decir, la baja concentración de Na^+ provoca que las fuerzas repulsivas aumenten y provoquen este efecto. Dependiendo de la cantidad y tipo de arcilla dispersiva en los suelos, éstos pueden ser poco o altamente inestables.

Si se produce un intercambio catiónico de Ca^{++} por Na^+ en una arcilla sódica se conduce a una doble capa difusa más pequeña y a un menor potencial de dispersividad. Así, por ejemplo, la adición de cal (CaO o $\text{Ca}(\text{OH})_2$) o yeso (CaSO_4) conduce al intercambio de cationes de Ca^{++} y reduce la dispersividad.

En la sección 8.8.2 correspondiente al capítulo de socavación en presas se describen las técnicas para identificar la presencia de arcillas dispersivas en suelos.

7. SOCAVACIÓN EN PUENTES

7.1 GENERALIDADES

El fenómeno de socavación puede provocar daños importantes en la cimentación de los puentes, desde una erosión menor en las márgenes adyacentes del cauce, estribos o en los terraplenes de acceso hasta el colapso de la estructura del puente o de sus accesos. El interés por determinar la socavación en un puente radica en saber si la estructura corre algún riesgo y en establecer formas de protección. Las mayores profundidades de socavación se presentan durante una creciente.

En la actualidad existen diversos métodos para calcular la profundidad de socavación en las subestructuras de los puentes como pilas y estribos. Muchos de ellos se han derivado de observaciones de campo y otras de estudios con modelos de laboratorio. Sin embargo, debido a las numerosas variables involucradas en el fenómeno de socavación, existe incertidumbre sobre cuando emplear unos y otros métodos.

En este capítulo se describen y comparan los métodos comúnmente usados y más recientes en el cálculo de socavación. Así mismo, se proporcionan los elementos necesarios para calcular la profundidad total de socavación que puede ocurrir en los puentes. Tal profundidad tiene diversos componentes en función de los tipos de socavación que existen:

- Socavación general.
- Socavación por contracción.
- Socavación local.

El primer componente de socavación es debido a procesos fluviales e independiente de la existencia del puente, en tanto que los dos últimos se deben a la interacción río-estructura. Estos tres componentes de la socavación se deben considerar para obtener la socavación total en una pila o estribo de un puente (Figuras 7.1 y 7.2). Al considerar eso, se supone que cada componente es independiente.

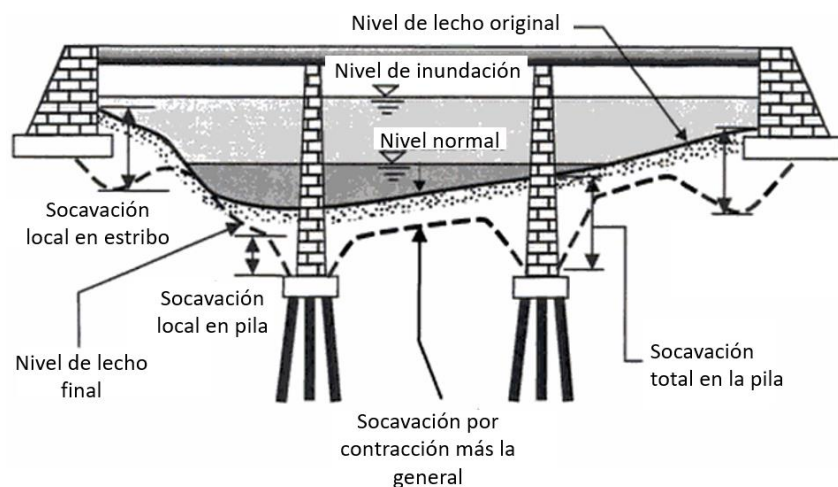


Figura 7.1 Tipos de socavaciones que pueden ocurrir en un puente (Melville y Coleman, 2000).

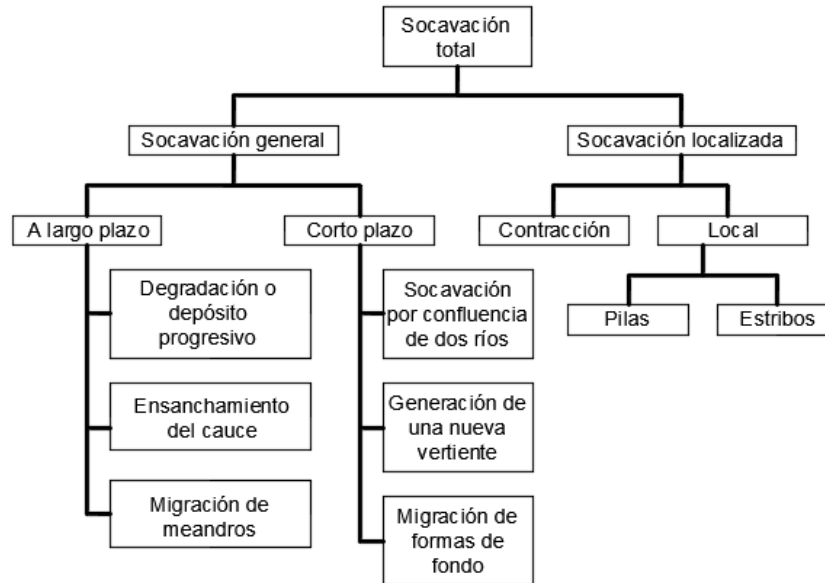


Figura 7.2. Componentes y tipos de socavación que se involucran en el cálculo de socavación total de un puente (IHRB, 2006).

En este capítulo también se proponen algunas medidas de prevención y mitigación contra la socavación en las pilas, estribos y terraplenes de acceso de los puentes, así como algunas técnicas para su monitoreo.

7.2 ELEMENTOS DE HIDRÁULICA FLUVIAL

Se sabe que el esfuerzo cortante τ producido por el agua en el fondo de un cauce es:

$$\tau = \gamma R S_w \tag{7.1}$$

γ : Peso volumétrico del agua, kg/m^3 .

R : Radio hidráulico de la sección, m.

S_w : Pendiente de la lámina de agua o pendiente hidráulica, Figura 7.3, m/m.

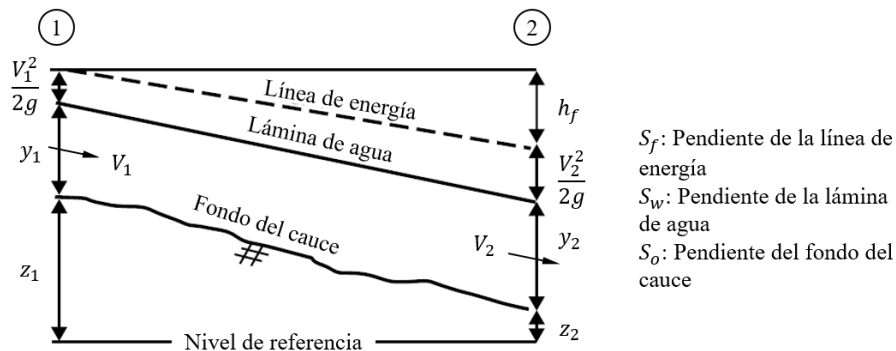


Figura 7.3. Elementos geométricos de un cauce, sección longitudinal.

La velocidad de corte en el fondo (V_*) es:

$$V_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho_w}} \quad 7.2$$

ρ_w : Densidad del agua (1000 kg/m³).

Por la segunda ley de Newton se tiene que el peso volumétrico del agua es $\gamma_w = \rho_w g$, siendo g la aceleración de la gravedad. Entonces,

$$V_* = \sqrt{\frac{\tau g}{\gamma_w}} = \sqrt{gRS_w} \quad 7.3$$

El número de Reynolds (Re) asociado al diámetro d del material del fondo es:

$$Re_* = \frac{V_* d}{\nu} \quad 7.4$$

d : Diámetro del material del fondo.

ν : Viscosidad cinemática del fluido (m²/s ó Stokes), la cual es igual a:

$$\nu = \frac{\mu}{\rho_w} \quad 7.5$$

μ : Viscosidad dinámica del fluido (N·s/m² ó Poise).

La velocidad media de la corriente de agua se determina comúnmente mediante la ecuación de Chézy:

$$V = C \sqrt{RS_f} \quad 7.6$$

V : Velocidad media del flujo, m/s.

R : Radio hidráulico, m.

S_f : Pendiente de la línea de energía o gradiente de energía hidráulico, Figura 7.3, m/m.

C : Coeficiente de Chézy, m^{1/2}/s.

A menudo se supone que la pendiente de la línea de energía S_f es igual a la pendiente del lecho S_o , pero en ciertos casos esta suposición es errónea. En el caso de flujo subcrítico no permanente $S_f > S_o$, pero cuando el flujo es supercrítico no uniforme $S_f < S_o$ (Henderson, 1966). Para el caso en que el flujo es uniforme es válido suponer que $S_f = S_w = S_o$ (Figura 7.3).

El coeficiente C de Chézy se puede obtener en forma logarítmica como:

$$C = 18 \log \frac{12R}{d_{90}} \quad 7.7$$

Pero también en función del coeficiente de Manning (n),

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad 7.8$$

7.3 SOCAVACIÓN EN LECHO MÓVIL O AGUAS CLARAS

Los diferentes tipos de socavación ocurren a diferentes escalas de espacio y de tiempo. Por ejemplo, el flujo tridimensional que ocurre en la vecindad de la cimentación del puente es muy importante para la socavación local, pero es mucho menos importante para la socavación general a largo plazo.

La socavación localizada, por estrechamiento y local, puede ocurrir en condiciones de aguas claras o de lecho móvil. En materiales granulares esta condición se puede analizar mediante el esfuerzo cortante adimensional de Shields (θ):

$$\theta = \frac{\tau}{[(s_s - 1)\rho_w g d]} \quad 7.9$$

θ : Esfuerzo cortante adimensional que actúa en los materiales del lecho de un río con comportamiento friccional.

θ_c : Esfuerzo cortante adimensional crítico que define el movimiento incipiente de los materiales del lecho de un río con comportamiento friccional.

τ : Esfuerzo cortante en el lecho del cauce.

s_s : Gravedad específica del material del lecho.

d : Diámetro del material del lecho.

Si $\theta < \theta_c$ la socavación es en aguas claras, pero si $\theta > \theta_c$ la socavación es en lecho móvil. La curva mostrada en la Figura 7.4 es conocida como curva de Shields y limita dicho movimiento incipiente.

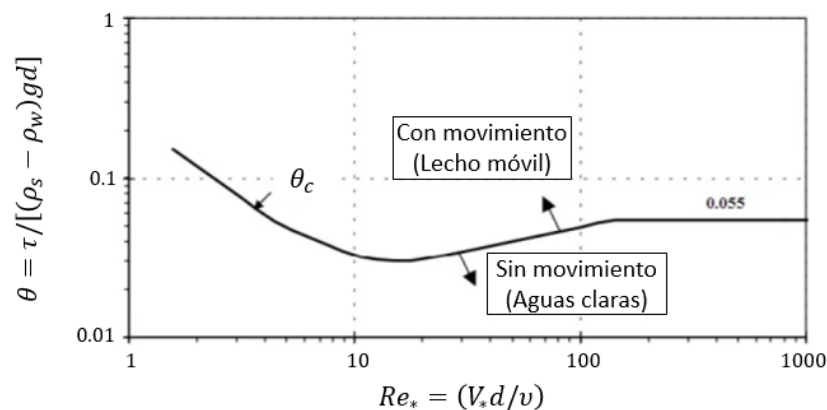


Figura 7.4. Diagrama de Shields que define el inicio del movimiento de sedimentos granulares.

Situaciones típicas de socavación con aguas claras se presentan cuando (Arneson et al., 2012): (1) el cauce está formado por materiales muy gruesos; (2) corrientes de baja pendiente y de baja velocidad; (3) depósitos locales de materiales de lecho con tamaños más grandes que los tamaños

de las partículas arrastradas por la corriente; (4) cauces acorazados, donde la fuerza tractiva es suficientemente alta como para penetrar el lecho en la zona de pilas y estribos; (5) canales o llanuras de inundación con vegetación.

Para el caso de socavación con lecho móvil son de esperarse profundidades de socavación menores debido a la recuperación del lecho por el material transportado desde aguas arriba. Sin embargo, debe considerarse la máxima profundidad de socavación que se pueda alcanzar en esta condición, ya que durante este proceso la cimentación del puente podría perder cierta capacidad de carga y provocar algún daño estructural o asentamiento.

7.3.1 Velocidad de corte crítica

De acuerdo con la Figura 7.4, la curva de Shields que representa el inicio del movimiento de los materiales friccionantes (arenas y gravas) se puede expresar en términos de la **velocidad de corte crítica** como (Melville y Coleman, 2000):

$$V_{*c} = 0.0115 + 0.0125d_{50}^{1.4}, \quad \text{para } 0.1 \text{ mm} < d_{50} < 1\text{mm} \quad 7.10$$

$$V_{*c} = 0.0305d_{50}^{0.5} + 0.0065d_{50}^{-1}, \quad \text{para } 1 \text{ mm} < d_{50} < 100\text{mm} \quad 7.11$$

En estas ecuaciones V_{*c} está en m/s y d_{50} en mm.

Debido a la relación que hay entre la velocidad del flujo y el esfuerzo cortante generado en el lecho, el esfuerzo cortante crítico para el inicio del movimiento de las partículas se define como:

$$\tau_c = \rho_w V_{*c}^2 \quad 7.12$$

7.3.2 Velocidad media crítica

Si se prefiere utilizar la velocidad media de la corriente para describir el movimiento incipiente de los sedimentos, ésta puede determinarse a partir de la siguiente ecuación:

$$\frac{V_c}{V_{*c}} = \sqrt{\frac{R^{1/3}}{gn^2}} \quad 7.13$$

V_c es la velocidad media crítica, R es el radio hidráulico del cauce y la n de Manning es el valor para condiciones límite que pueden determinarse con la ecuación de Strickler, o

$$\frac{V_c}{V_{*c}} = 5.75 \log \left(5.53 \frac{y}{d_{50}} \right) \quad 7.14$$

y: Tirante medio del cauce.

Existen varias relaciones empíricas para la velocidad media crítica. Un ejemplo es la siguiente ecuación dada por Neill (1968) (Melville y Coleman, 2000):

$$V_c = 1.41[(s_s - 1)gd_{50}]^{0.5} \left(\frac{y}{d_{50}}\right)^{1/6} \quad 7.15$$

La Ec. 7.15 puede obtenerse utilizando las ecuaciones de Manning y de Strickler y el parámetro de Shields. Con $s_s = 2.65$ para sedimentos de cuarzo, la Ec. 7.15 puede simplificarse a:

$$V_c = 5.67y^{1/6}d_{50}^{1/3} \quad 7.16$$

En la Ec. 7.16, V_c es la velocidad media crítica en m/s de un flujo que transportará material de fondo de diámetro d_{50} en m, y y es el tirante en m. Si la velocidad media del flujo $V < V_c$, las condiciones de socavación serán en aguas claras, y viceversa.

Las ecuaciones para determinar V_c deben de aplicarse con precaución, ya que la presencia de vegetación en el lecho y llanuras de inundación de un río, pueden disminuir significativamente la velocidad de la corriente y aumentar la resistencia a la erosión de los materiales, y conducir a que la socavación se presente en aguas claras. Así mismo, en lechos con suelos cohesivos y rocosos se esperaría que la forma de socavación también fuera en aguas claras; la excepción son las arcillas dispersivas.

7.3.3 Uniformidad de los sedimentos

Hasta ahora la comparación entre V_c y V para determinar la forma de socavación en lecho móvil o aguas claras es solo aplicable a materiales con una granulometría tal que no tengan posibilidad de presentar acorazamiento.

Acorazamiento

El acorazamiento de un cauce se produce cuando el lecho tiene sedimentos con graduaciones muy amplias, de forma que el flujo de agua remueve las partículas más pequeñas ocasionando un reacomodo de las partículas más gruesas que forman una coraza. Cuando la coraza se forma, suele inhibir la erosión, protegiendo a los materiales bajo de ella, por lo general más pequeños (Figura 7.5).

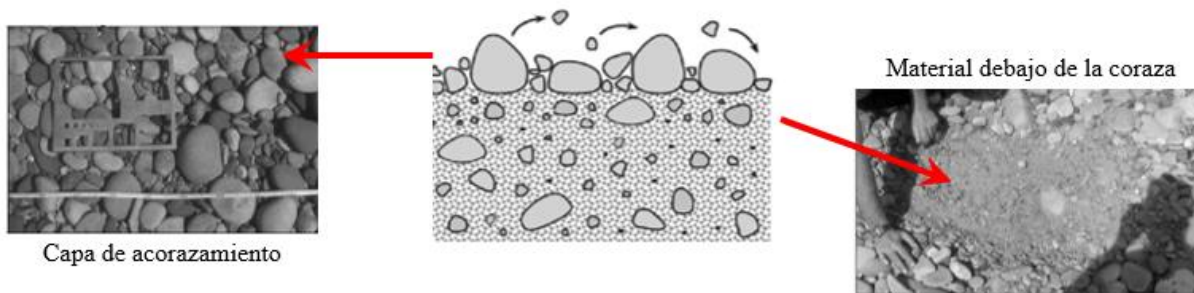


Figura 7.5. Distinción entre (a) la capa de acorazamiento en el lecho de un río y (b) el material debajo de la coraza (Lagasse et al., 2012).

Las condiciones críticas de acorazamiento son aquellas por encima de las cuales es imposible el acorazamiento de cauces con sedimentos no uniformes, ya que la coraza se rompería al estar

sometida a altas velocidades del flujo (Melville, 1988). Esta condición se puede caracterizar por una velocidad crítica de acorazamiento (V_{ca}).

Evolución de la velocidad de acorazamiento

A medida que aumenta la velocidad de la corriente, el movimiento de las partículas pasa por diferentes situaciones durante el proceso erosivo (Figura 7.6):

1. Al aumentar el caudal en época de creciente, se incrementa la velocidad media del flujo en el cauce.
2. La velocidad del flujo es tal que se inicia el movimiento de las partículas ($V > V_c$).
3. Se puede presentar el acorazamiento de cauces formados por partículas no uniformes, ya que el flujo de agua mueve partículas finas reacomoda otras y forma una capa resistente al arrastre ($V > V_a$).
4. Se presenta remoción del lecho acorazado debido al incremento de la velocidad del flujo ($V > V_{ca}$).

V_a : Velocidad de acorazamiento.

V_{ca} : Velocidad crítica de acorazamiento.

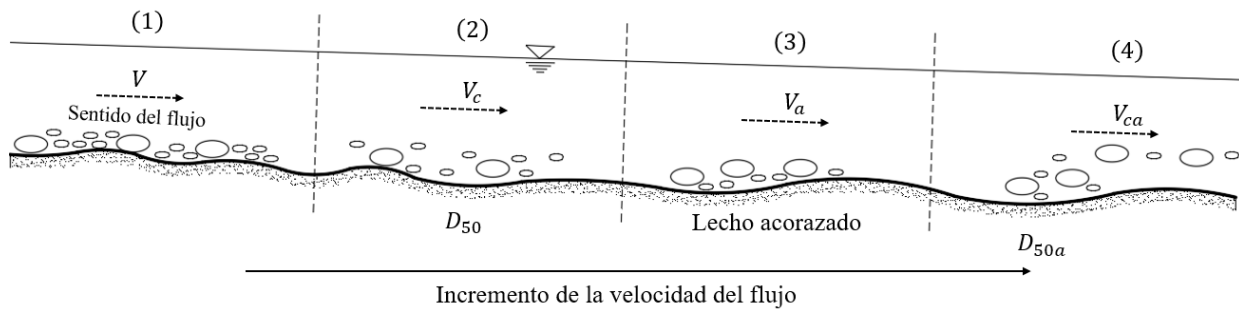


Figura 7.6. Evolución de la velocidad de la corriente y movimiento de las partículas (SIPUCOL, 1996).

Forma de socavación en lechos acorazados

Según Gracia y Maza (1997) los materiales del lecho tienen distribución granulométrica no uniforme si la desviación estándar geométrica es $\sigma_g > 3.0$, y uniforme si $\sigma_g \leq 3.0$.

Para materiales como gravas y arenas con distribución log-normal (Gracia y Maza, 1997), se tiene:

$$\sigma_g = d_{84}/d_{50} \quad 7.17$$

σ_g : Desviación estándar geométrica.

d_i : Diámetro tal que el i % de la muestra en peso tiene un tamaño menor que D_i .

Melville y Coleman (2000) consideran que el material del lecho es uniforme cuando $\sigma_g < 1.3$ a 1.5 (aunque generalmente se trabaja con $\sigma_g < 1.3$) y no uniforme cuando $\sigma_g > 1.3$, en el cual se puede presentar acorazamiento del cauce.

Otra forma de evaluar la uniformidad de los materiales del lecho es mediante la determinación del coeficiente de uniformidad C_u , el cual se determina como:

$$C_u = d_{60}/d_{10} \quad 7.18$$

en donde, si $C_u < 3$, la distribución granulométrica se considera uniforme o mal graduada y no uniforme o bien graduada si $C_u \geq 3$.

Según Melville y Coleman (2000), las formas de socavación en lechos acorazados se pueden determinar bajo las siguientes condiciones:

$$\text{Aguas claras si } V_c < V \text{ y } V < V_a \quad 7.19$$

$$\text{Lecho movil si } V > V_a \quad 7.20$$

La degradación del fondo de un río puede ser reducida de forma importante si se forma la coraza, y al igual que los lechos arcillosos pueden requerirse muchas avenidas antes de que se alcance la socavación máxima en aguas claras.

Melville es uno de los pocos investigadores que ha presentado un método para calcular la socavación local en pilas y estribos bajo la influencia de lechos acorazados, el cual se trata en la sección 7.6 correspondiente al cálculo de socavación local.

7.4 SOCAVACIÓN GENERAL

La socavación general es aquella que ocurre independientemente de la existencia del puente. Su estudio se realiza a gran escala, es decir, en tramos largos de ríos o a nivel cuenca, abarcando la zona donde se proyectó el puente. En dicho estudio se consideran los procesos fluviales y geomorfológicos que pueden influir en la estructura durante su vida de diseño.

Puede presentarse a largo y a corto plazo; la diferencia entre estos dos es el tiempo que necesita cada uno para generar la socavación. La socavación a largo plazo tiene una escala de tiempo considerablemente grande, normalmente del orden de muchos años, e incluye la degradación progresiva del lecho y erosión lateral de las bancas del río o el depósito continuo de sedimentos en el lecho del río. La degradación progresiva se debe a los cambios hidrometeorológicos, como es la prolongación de flujos altos, cambios geomorfológicos, como descenso del lecho del río debido a los grandes cambios geomorfológicos de la cuenca, o por la influencia antropogénica, por ejemplo la construcción de presas. La erosión continua de las bancas o márgenes de ríos puede provocar el flanqueo de puentes o la socavación de los terraplenes de acceso o estribos. La erosión de las bancas puede generarse debido a la ampliación de canales, migración de meandros, cambios repentinos en el curso del río, como es el caso del corte de la curva de un meandro. La socavación general a largo plazo puede ser insignificante durante la vida útil del puente si la tasa de erosión desarrollada es relativamente baja, pero pueden presentarse repentinamente si se realiza el corte de un meandro cerca del sitio del puente (Melville y Coleman, 2000).

La socavación general a corto plazo ocurre cuando la elevación del lecho o márgenes de un río fluctúan continuamente. Puede ser provocada por el efecto de los siguientes fenómenos: (a) al paso de una avenida importante o por varias separadas por tiempos muy cortos, (b) confluencia de dos

corrientes de agua, (c) cambio del talveg del cauce o (d) formación de ríos trezados y (e) migración de las formas del lecho. Estos cambios pueden ser diarios, semanales, anuales o estacionales.

Para la determinación de la socavación general se requiere inicialmente de evaluaciones cualitativas en las que se consideren los diversos factores, como el escurrimiento desde la cuenca (hidrología), la aportación de sedimentos al cauce (erosión en la cuenca), la capacidad de transporte de sedimentos de la corriente (hidráulica) y la respuesta de la corriente a estos factores (geomorfología y mecánica de ríos). Estas evaluaciones cualitativas tienen como objetivo principal ayudar a comprender el comportamiento del río y complementar los análisis subsecuentes cuantitativos o modelados numéricos.

Si se detecta que el fondo del río en estudio se está degradando, se debe usar la elevación final de la degradación como la base para el cálculo de la socavación por contracción y local. En caso de aumento del lecho por el depósito continuo de sedimentos, las profundidades de socavación por contracción y local deberán calcularse a partir de la elevación del fondo actual. Este último caso deberá tomarse en cuenta en las medidas de mantenimiento del puente, como la programación de actividades de desazolve.

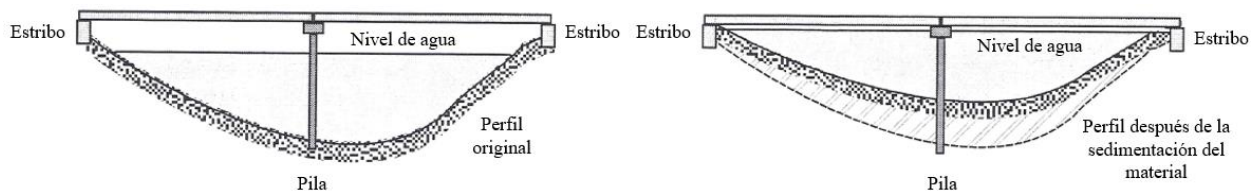


Figura 7.7. Aumento del lecho del río en la zona del puente por depósito continuo de sedimentos (Melville y Coleman, 2000).

Durante la recopilación de información de la zona donde se ubicará el puente, es importante determinar si la corriente de agua durante alguna avenida es capaz de transportar materiales pesados que puedan dañar o colapsar la estructura de aquel, como rocas, árboles, basura, entre otros. Esta consideración servirá para proponer las medidas de protección adecuadas.

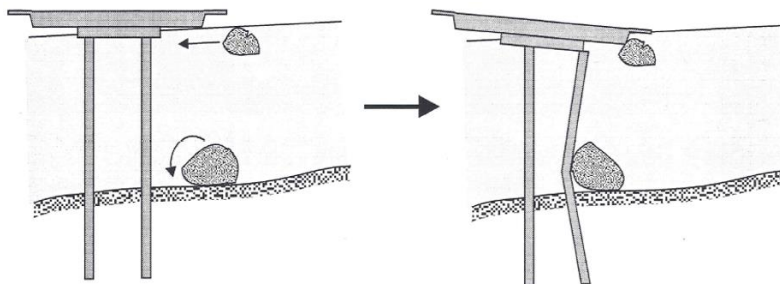


Figura 7.8. Daños en la estructura de puentes debido al arrastre de materiales pesados (Melville y Coleman, 2000).

A continuación, se presentan algunas relaciones cualitativas y cuantitativas para determinar si el río va a tener depósito de sedimentos o degradación, y algunas expresiones para evaluar la posible socavación a largo plazo. Hay estimaciones de la socavación general tomando en cuenta otros

factores, tales como migración lateral, socavación en curvas, socavación en confluencias, la socavación debido a las formas de fondo, socavación aguas abajo de estructuras que retienen sedimentos, entre otros (Melville y Coleman, 2000; Lagasse et al., 2012).

7.4.1 Relaciones cualitativas

Mediante la ecuación de balance vista en el capítulo 3 (Ec. 3.1) puede hacerse una estimación cualitativa de la respuesta de una corriente a cambios climatológicos o de la cuenca:

$$S_e Q \propto Q_s d_{50} \quad 7.21$$

donde Q es el caudal o gasto líquido, S_e la pendiente de energía, Q_s es el gasto sólido o de sedimentos arrastrados y d_{50} es la mediana de los diámetros del sedimento.

La ecuación 7.21 propuesta originalmente por Lane (1955) indica que si una o más variables se alteran, las otras variables se ajustarán para restablecer el balance o equilibrio del río. Así, esta simple relación representa una herramienta valiosa que puede revelar un potencial de socavación en ríos (Melville y Coleman, 2000).

Por ejemplo, la extracción de sedimentos o la construcción de una presa provoca una reducción de la aportación de sedimentos aguas abajo de un río. Si Q y d_{50} permanecen constantes, la Ec. 7.21 indica que una disminución en la aportación de sedimentos provocará una disminución de la pendiente aguas abajo del sitio. Lo que se traduce en una degradación aguas abajo del sitio de extracción o de la presa (Figura 7.9). Mediante la Ec. 7.21 este efecto se puede representar como:

$$S_e^- Q \propto Q_s^- d_{50} \quad 7.22$$

en la que los superíndices indican variaciones en los parámetros que los tienen. El punto de control de una presa previene cualquier degradación hacia arriba de ella.

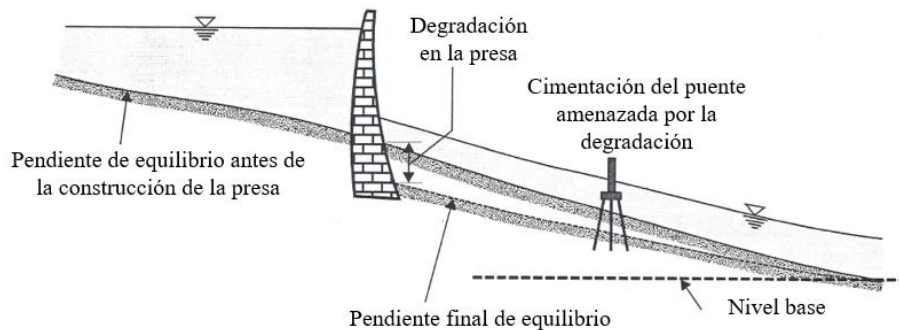


Figura 7.9. Disminución de la pendiente, junto con la degradación que ocurre aguas abajo de una presa, que causa disminución en el aporte de sedimentos (Melville y Coleman, 2000).

Para la situación más probable en que tanto el gasto líquido, como el aporte de sedimentos, se reduce aguas abajo de una presa, la respuesta del cauce aguas abajo para un mismo diámetro del sedimento se indica por la ecuación (7.22) como:

$$S_e^{\pm} Q \propto Q_s^{-} d_{50} \quad 7.23$$

En el extremo aguas arriba del vaso formado por la presa, la capacidad de transporte de sedimentos se reduce conforme la corriente entra al vaso. La respuesta de equilibrio del río es:

$$S_e^{+} Q \propto Q_s^{+} d_{50} \quad 7.24$$

Esto indica una disminución de la pendiente aguas arriba del vaso con depósito de sedimentos, ya que existe una reducción de la capacidad de transporte en ese punto.

La relación entre la forma y la pendiente de un cauce se ilustra en la Figura 7.10. De esta figura puede concluirse que una variación en la pendiente puede modificar el patrón del flujo; una disminución de la pendiente puede provocar una transición que va de un cauce ramificado (o trenzado) inestable a uno de meandros con mayor estabilidad y viceversa.

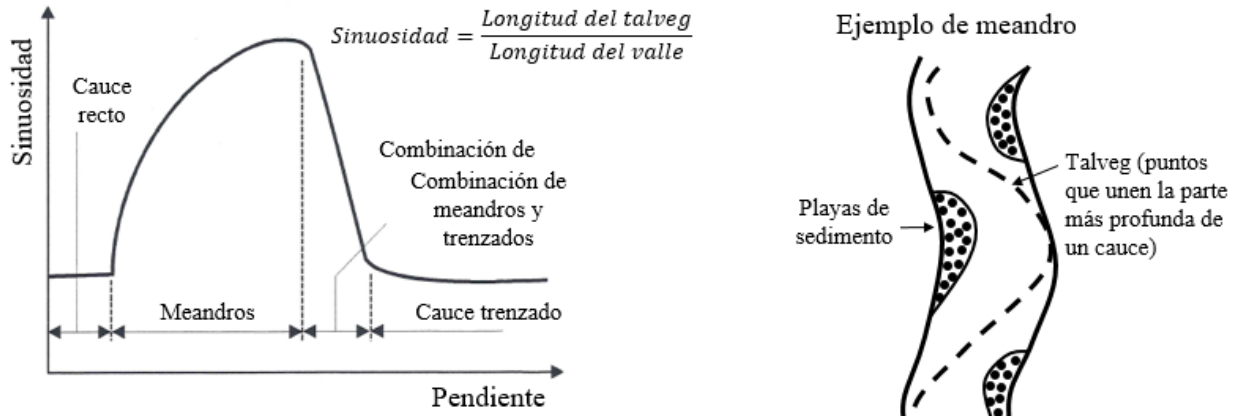


Figura 7.10. Relación entre la forma del río (en planta) y su pendiente (Richardson et al., 1990).

Cuando el cauce ha sido, es o será cambiante, su respuesta puede evaluarse utilizando la relación de equilibrio (Ec. 7.21), así como con las Figuras 6.10, y 6.11.

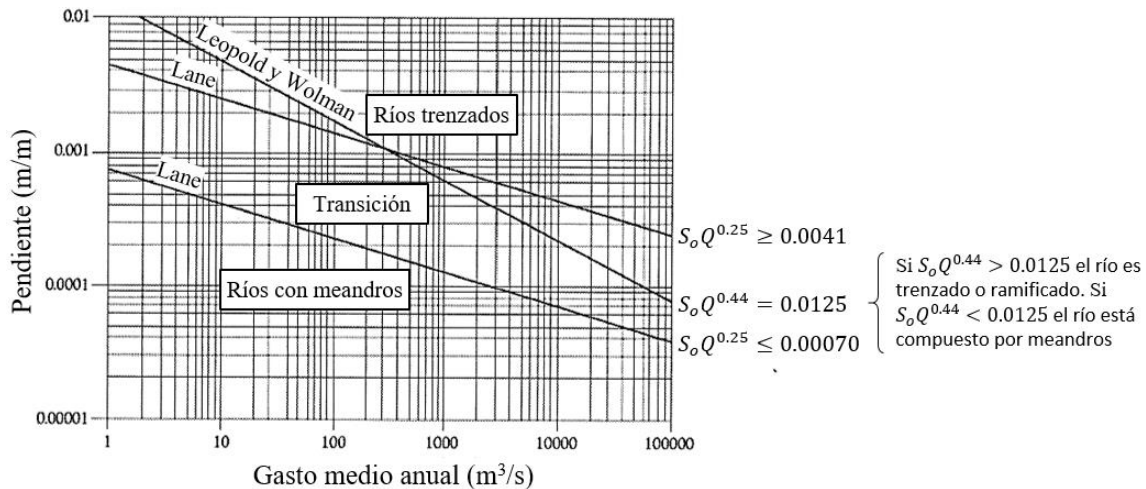


Figura 7.11. Relación entre la forma del río (en planta), pendiente del fondo y gasto medio (Lane, 1957; citado en Melville y Coleman, 2000).

Se requiere de un buen juicio ingenieril basado en la experiencia para interpretar cada indicador del potencial de socavación y para consolidar los resultados en un marco general de posibilidades de depósito, degradación o inestabilidad lateral.

7.4.2 Evaluación cualitativa de depósito de sedimentos y de degradación

Neill (1973) comenta que la degradación progresiva del perfil de un cauce debida a procesos geológicos o cambios de régimen provocados por el ser humano no puede calcularse, sino que debe estimarse con base en tendencias pasadas o en proyectos futuros. Para la evaluación de la socavación general, típicamente los ingenieros han recurrido a un reconocimiento de la zona y a técnicas cualitativas para evaluar problemas potenciales de inestabilidad del cauce. Estos análisis facilitan una comprensión aceptable de los procesos físicos involucrados y proporcionan un sustento para análisis subsecuentes y decisiones adecuadas.

Una vez recopilada la información de campo necesaria, podrá evaluarse el depósito o la degradación, con base en las medidas cualitativas delineadas en la sección 7.4.1.

7.4.3 Evaluación cuantitativa de depósito y degradación

Como se dijo, la estimación del depósito o de la degradación requiere un gran conocimiento del transporte de sedimentos y de mecánica de ríos. Esto también es cierto para el análisis cuantitativo. Richardson y Davis (1995) afirman que los cambios a largo plazo en el perfil del fondo de los cauces son generalmente difíciles de evaluar.

El siguiente procedimiento para la evaluación cuantitativa del depósito general de sedimentos y la degradación está basado en el método presentado por Richardson y Davis (1995):

- Cuando el análisis cualitativo indique que es probable que ocurra depósito o degradación, estimar los cambios en la elevación del fondo en los próximos 100 años, utilizando uno o más de los siguientes criterios:
 - Extrapolación en línea recta de la tendencia actual (cuando la información recabada del perfil del fondo lo permita).
 - Buen juicio ingenieril.
 - Análisis del peor de los escenarios, por ejemplo, que el gasto de diseño ocurra en condiciones de bajas o altas de la lámina de agua.
 - Programas de cómputo con tránsito de sedimentos o continuidad de sedimentos.
- Si el fondo se está degradando, la socavación total se determina sumando a las elevaciones estimadas de degradación del fondo la socavación por estrechamiento y la socavación local.
- Si hay un proceso de depósito continuo, entonces la elevación actual del fondo debe ser el nivel base al cual se sumen la socavación por estrechamiento y local, ya que el proceso de azolvamiento puede ser revertido si ocurre una avenida importante.

Uso de mediciones de campo

Las mediciones históricas de la sección transversal y de las elevaciones del fondo serían muy útiles en la estimación de la profundidad máxima de socavación general; pueden extrapolarse las tendencias claras para determinar valores futuros. Los sondeos y las investigaciones del subsuelo

proporcionan una idea aceptable de los estratos resistentes que limitan la profundidad de socavación.

7.4.4 Métodos para el cálculo de la socavación general

Métodos basados en la teoría del régimen

Lindley (1919) empleó el término régimen para definir que un canal se encuentra en régimen cuando su sección y pendiente están en equilibrio para el caudal transportado, de tal manera que aumentos o disminuciones de él, hacen que el ancho y la profundidad se modifiquen. Numerosos autores propusieron relaciones empíricas de este tipo basados en datos de canales de riego de la India, Pakistán, Egipto y Estados Unidos (Maza y García, 1996).

a) Fórmula de Régimen de Lacey (1930)

Si se conoce la relación entre los niveles del agua y los gastos, Neill (1973) indica que los niveles del fondo pueden determinarse en un puente sin estrechamiento con la fórmula de Lacey (1930) (Melville y Coleman, 2000).

$$H_{sg} = 0.47 \left(\frac{Q}{f} \right)^{1/3} \quad 7.25$$

H_{sg} : Tirante medio de socavación, medido desde el nivel de agua de diseño hasta el fondo socavado, m, el cual se define como el área hidráulica dividida entre el ancho de la superficie libre del agua.

Q : Gasto de diseño, m^3/s .

f : Factor de diseño, Tabla 7.1.

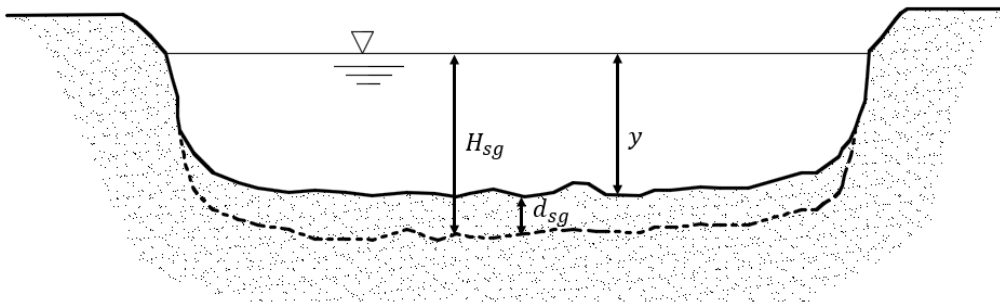


Figura 7.12. Esquema de la socavación general en un río.

Tabla 7.1. Factor f de Lacey en función del diámetro medio de sedimentos no cohesivos (Melville y Coleman, 2000).

Diámetro medio de los granos (d_m) mm	Factor de Lacey f^1	Diámetro medio de los granos (d_m) mm	Factor de Lacey f^1
0.08	0.50	0.50	1.25
0.16	0.70	0.72	1.50
0.23	0.85	1.00	1.75
0.32	1.00	1.30	2.00

El método fue diseñado para canales sin estrechamiento y con arenas aluviales. Neill (1973) comenta que f debe ser de 1.0 para materiales arenosos, a menos que la experiencia indique otra cosa. La fórmula es igualmente aplicable a ríos que a canales con fondo arenosos influidos por mareas, pero pueden dar profundidades excesivas en materiales más resistentes (Melville y Coleman, 2000).

La profundidad de socavación se obtiene como $d_{sg} = H_{sg} - y$.

b) Fórmula de Régimen de Blench (1969)

El tirante medio de socavación H_{sg} (en m) abajo de la superficie libre del agua puede determinarse con base en el gasto por unidad de ancho del canal:

$$H_{sg} = 1.2 \left(\frac{q^{2/3}}{d_{50}^{1/6}} \right) \quad \text{para arenas con } 0.06 < d_{50}(\text{mm}) \leq 2 \quad 7.26$$

o bien:

$$H_{sg} = 1.23 \left(\frac{q^{2/3}}{d_{50}^{1/12}} \right) \quad \text{para gravas con } s_s = 2.65 \text{ y } d_{50} > 2 \text{ mm} \quad 7.27$$

q : Gasto por unidad de ancho del cauce principal, $\frac{\text{m}^3}{\text{s}}/\text{m}$.

s_s : Gravedad específica de las partículas del sedimento, adimensional.

d_{50} : Diámetro correspondiente al 50 % del material del lecho en peso más fino, mm.

Método de la velocidad competente de Maza Álvarez y Echevarría Alfaro (1973)

Este método se basa en la hipótesis de la ecuación de continuidad, en donde la socavación ocurrirá hasta que se alcance la condición límite; es decir, la velocidad competente es aproximadamente equivalente a la velocidad media para las condiciones de movimiento incipiente del material del fondo (V_c).

Según Maza y Echevarría el tirante medio de socavación en un cauce recto sin estrechamiento se estima con:

$$H_{sg} = 0.365 \left(\frac{Q^{0.784}}{W^{0.784} d_{50}^{0.157}} \right) \quad 7.28$$

H_{sg} : Tirante medido desde el nivel de agua de diseño hasta el nivel medio de socavación, Figura 7.13, m.

$H_{sg(\text{máx})}$: Tirante máximo de socavación, m.

y_o : Tirante medio antes de la socavación, m.

$y_{o(\text{máx})}$: Tirante máximo antes de la socavación, m.

Q : Gasto de diseño, m^3/s .

W : Ancho de la superficie libre del agua para el gasto de diseño, m.

d_{50} : Diámetro correspondiente al 50 % del material del lecho en peso más fino, mm.

El método fue propuesto considerando ríos muy amplios. Cuando el cálculo de socavación se hace en este tipo de ríos, el área de la sección transversal del río se puede obtener como $A_s = WH_{sg}$ y H_{sg} tomarse como el radio hidráulico medio $R = A_s/P$, siendo P es el perímetro mojado de la sección socavada.

Los autores permiten variaciones en el nivel del fondo a través de la sección transversal, debidas a falta de uniformidad del fondo y efecto de talvegs, y proponen calcular el tirante máximo de socavación con la siguiente expresión (Figura 7.13):

$$H_{sg(m\acute{a}x)} = 0.365 \left(\frac{y_o(m\acute{a}x)}{y_o} \right) \left(\frac{Q^{0.784}}{W^{0.784} d_{50}^{0.157}} \right) \quad 7.29$$

Las expresiones 7.28 y 7.29 se basan en la velocidad media mínima para la cual inicia la erosión del fondo, cuya expresión es:

$$V_c = 3.62 d_{50}^{0.2} H_{sg}^{0.275} \quad 7.30$$

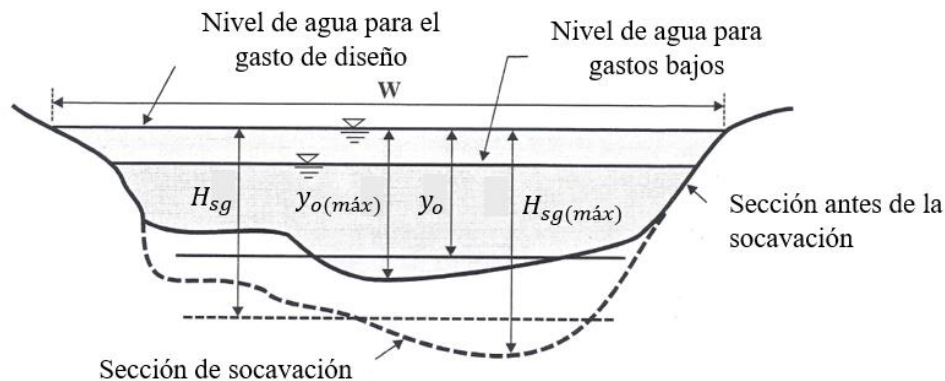


Figura 7.13. Parámetros de la sección transversal para el método de la velocidad competente de Maza Álvarez y Echavarría Alfaro (1973) (citada en Melville y Coleman, 2000).

El tamaño de los materiales del lecho considerados en las expresiones de este método son válidos para limos y arenas o gravas finas con $d_{75} < 6 \text{ mm}$. El uso de estas ecuaciones con tamaños de partículas de materiales más finos, como las arcillas, suelen dar resultados que no concuerdan con la realidad.

7.4.5 Otros métodos para el cálculo de la socavación general

El manual HEC-20 (Lagasse et al., 2012) recomienda realizar análisis de continuidad de sedimentos para determinar si el cauce experimentará degradación o depósito continuo de sedimentos. Este tipo de análisis resuelven la ecuación de continuidad de sedimentos para evaluar el transporte de sedimentos y, por lo general, suelen ser muy laboriosos. Dicho manual recomienda el uso del programa HEC-RAS desarrollado por la USACE para realizar este tipo de análisis de forma más rápida.

HEC-RAS resuelve la ecuación de continuidad de sedimentos de Exner (Brunner y CEIWER-HEC, 2010):

$$(1 - \lambda_p)B \frac{\partial \eta}{\partial t} = - \frac{\partial Q_s}{\partial x} \quad 7.31$$

B : Ancho del canal.

η : Elevación del canal.

λ_p : Porosidad de la capa activa (es decir, del estrato que será susceptible a la erosión).

t : Tiempo.

Q_s : Gasto total de sedimentos (o de transporte de sedimentos).

x : Posición en dirección del flujo.

Esta ecuación demuestra que los cambios de volumen de sedimento en un volumen de control (Figura 7.14) es igual a la diferencia entre el volumen de los sedimentos suministrados y el volumen de sedimentos transportados fuera del volumen de control. El sedimento suministrado es el sedimento que entra al volumen de control desde aguas arriba del volumen de control (XS1) y desde cualquier fuente local (afluentes).

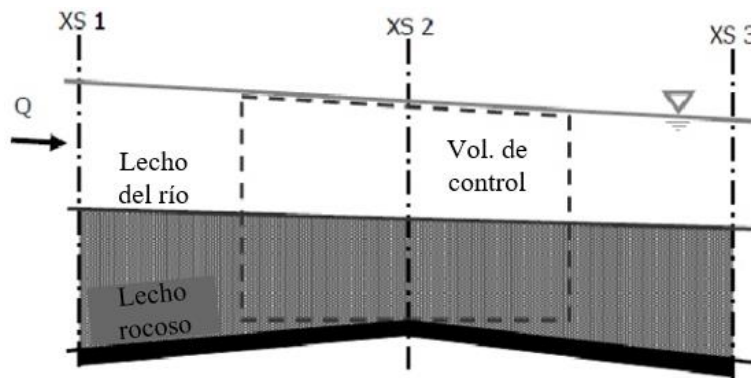


Figura 7.14. Esquema del volumen de control usado por programa HEC-RAS para el cálculo de transporte de sedimentos (Brunner y CEIWER-HEC, 2010).

La parte derecha de la ecuación de continuidad es el gradiente de sedimento que se genera en un volumen de control. En el programa, al resolver esta ecuación se obtiene la capacidad de transporte de sedimento a través varios volúmenes de control asociados a cada una de las secciones transversales generadas en el río de estudio. Esta capacidad es comparada con el suministro de sedimentos que entra a un volumen de control. Así, cuando la capacidad de transporte es más grande que el suministro de sedimentos habrá una falta de sedimentos, lo que provocará la erosión de los sedimentos (degradación). Si sucede lo contrario habrá depósito de sedimentos.

Los datos necesarios para realizar el análisis en dicho programa son:

1. Topobatemetría del cauce principal y llanuras de inundación.
2. Geometría de estructuras existentes.
3. Rugosidades tanto del lecho del río como obras construidas sobre éste.
4. Estructuras verticales de control.

5. Relación de la superficie del agua aguas abajo.
6. Hidrogramas de los flujos de entrada del evento de diseño o a largo plazo.
7. Hidrogramas de flujos de entrada por afluentes.
8. Granulometría del material del lecho.
9. Suministro de sedimentos aguas arriba
10. Suministro de sedimentos por afluentes
11. Selección de una relación adecuada de transporte de sedimentos
12. Profundidad al estrato resistente en el cual ya no ocurre socavación

7.5 SOCAVACIÓN POR CONTRACCIÓN

7.5.1 Descripción del fenómeno

La socavación por contracción es ocasionada por la disminución del ancho del flujo, ya sea por causas naturales o por la actividad antropogénica. La contracción causada por la construcción de un puente se debe a la disminución del área hidráulica en el río, ocasionada por la obstrucción de la cimentación o los terraplenes de acceso. La obstrucción más grande es generada por los terraplenes de acceso y, en menor grado, por las pilas del puente. La obstrucción es grande si los terraplenes se proyectan hasta el cauce principal o si interceptan amplias zonas de inundación.

Con base en el principio de continuidad, una reducción en el área hidráulica de un cauce provocará un aumento en la velocidad media del flujo y, por tanto, del esfuerzo cortante en el lecho. De esta forma, se presenta un aumento en las fuerzas erosivas en la contracción, ocasionando que la cantidad de material del lecho removido supere al que es transportado normalmente por el agua a la zona contraída. Esto produce un desequilibrio local, provocando que el nivel del lecho descienda en dicha zona. Posteriormente, el aumento del área hidráulica ocasiona que la velocidad y el esfuerzo cortante nuevamente disminuyan, haciendo que el equilibrio del río se vaya restableciendo con el tiempo. Esta situación de equilibrio se da cuando el material que es removido es igual al material que es transportado hasta el sitio en consideración.

Desde otro punto de vista, la socavación por contracción se da por el cambio de rigidez entre los materiales de estas estructuras y del cauce, y las características del campo de flujo en la zona contraída.

Las tres zonas de socavación por contracción comúnmente observadas son (Figura 7.15):

1. En el canal principal en la zona contraída.
2. A una distancia corta aguas abajo del estribo o terraplén de acceso.
3. En el estribo o terraplén de acceso.

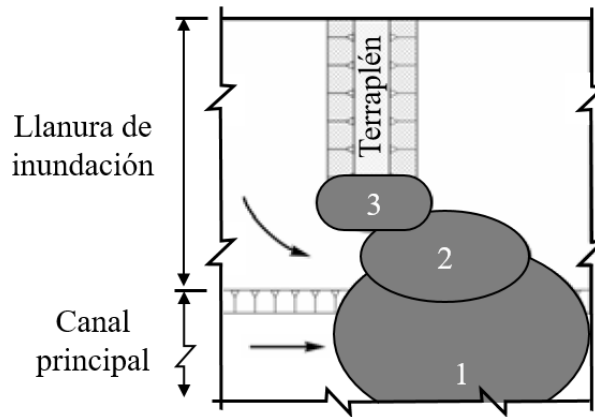


Figura 7.15. Tres zonas comunes de socavación en estribos o terraplenes de acceso debido al estrechamiento (IHRB, 2006).

Si la socavación en algunas de estas tres zonas es suficientemente profunda, se puede presentar la inestabilidad del terraplén o estribo y provocar su falla.

En el campo de flujo de la zona de contracción se pueden identificar dos características del flujo:

1. El flujo contraído.
2. La generación y desprendimiento de vórtices.

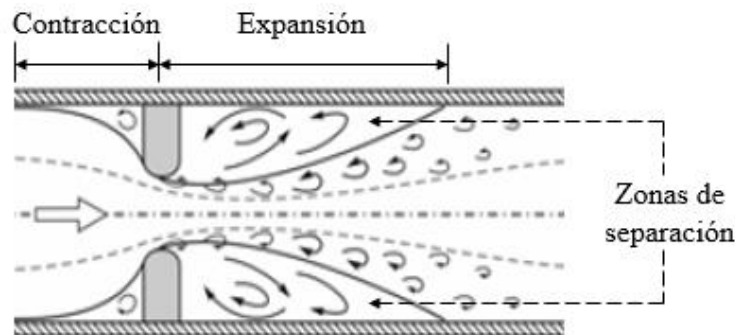


Figura 7.16. Características del campo de flujo a través de una contracción (IHRB, 2006).

Como se muestra en la Figura 7.16, el campo de flujo comienza a acelerarse aguas arriba de la contracción y alcanza su máximo justo en el centro de ésta, seguido de una desaceleración hacia aguas abajo en el cual el flujo comienza a expandirse. Aguas abajo y aguas arriba de los terraplenes de acceso se forman zonas de flujo distintas a las del flujo contraído, denominados como zonas de separación de flujo, en la cual se forman remolinos que por lo general no dañan a la estructura del terraplén (Figuras 6.16 y 6.17). El tamaño de estos remolinos depende de la longitud y el alineamiento del terraplén con la corriente. En la frontera entre el flujo que experimenta contracción y expansión y la zona de separación, se genera una corriente secundaria que conduce a la formación de vórtices del tipo herradura que viajan en la dirección de ésta. Los vórtices que circulan alrededor de la cabeza de los estribos presentan una gran actividad de socavación. Estos vórtices generan ranuras a lo largo de su trayectoria y crean a su vez vórtices secundarios (Figura 7.18).

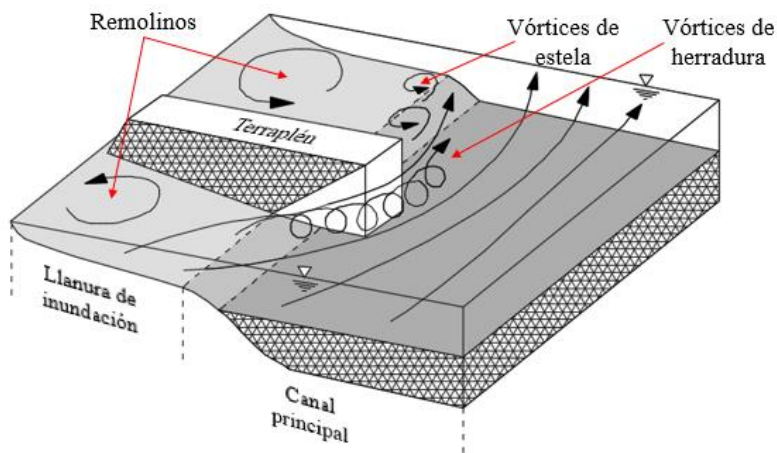


Figura 7.17 Esquema general del proceso de socavación por contracción en un puente (IHRB, 2006).

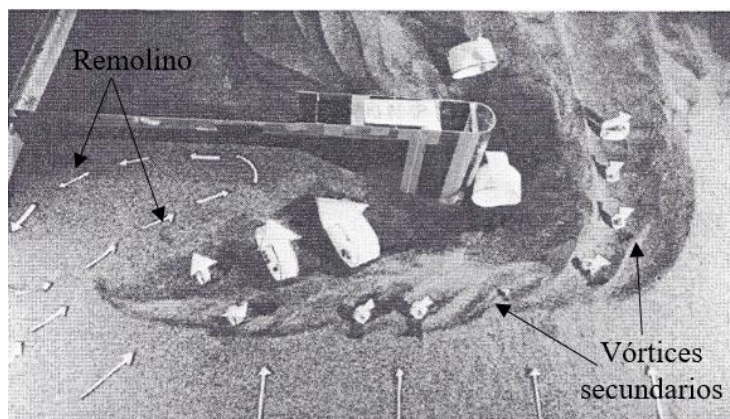


Figura 7.18. Socavación en un estribo relativamente largo de un modelo de laboratorio (Melville y Coleman, 2000).

7.5.2 Cálculo de la socavación por contracción

En lo que sigue se emplearán los métodos para el cálculo de la socavación por contracción que se presentan en la Tabla 7.2. En esta tabla se aprecian las variables más representativas que requieren cada uno de estos métodos: geométricas, hidráulicas y geotécnicas.

Tabla 7.2. Métodos para el cálculo de socavación por contracción.

Autor	Geométricos		Hidráulicos					Geotécnicos y otros			
	$S_{(cauce)}$	y	Fr	n	Q	V	τ	D	γ	\dot{z}	t
Laursen											
Lischtvan y Lebediev											
Briaud et al.											

($S_{(cauce)}$) Sección transversal o perfil del cauce (batimetría en general); (y) Tirante; (Fr) Número de Froude; (n) Número de Manning; (Q) Caudal; (V) Velocidad de la corriente; (τ) Esfuerzo cortante de la corriente; (D) Diámetro de las partículas del lecho; (γ) Peso volumétrico del material; (\dot{z}) Tasa de erosión; (t) Tiempo.

Delimitación de las zonas de contracción y expansión

Antes de calcular la profundidad de socavación por contracción y local mediante cualquier método, es necesario definir primeramente las zonas donde habrá pérdidas de energía por contracción y expansión señaladas en la sección 7.5.1. Éstas deberán ser consideradas en el análisis hidráulico para la obtención adecuada de los parámetros hidráulicos que se usarán posteriormente.

Si el análisis hidráulico se hace en el programa HEC-RAS, éste permite incluir la estructura del puente durante el análisis. La rutina de cálculo de las variables hidráulicas que utiliza este programa requiere de cuatro secciones transversales específicamente colocadas en ambos lados de la estructura las cuales incluyen las zonas de contracción y expansión (Figura 7.19).

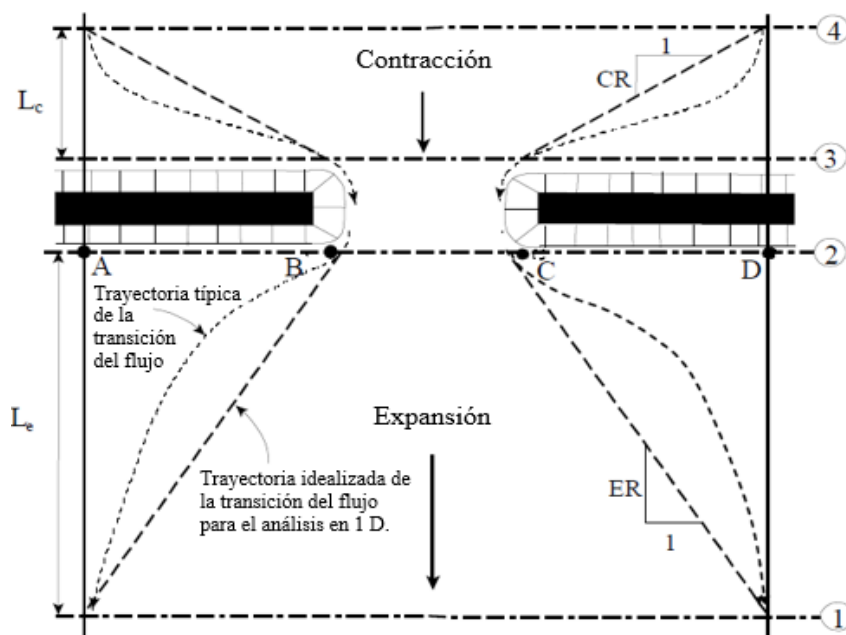


Figura 7.19. Localización de las secciones de contracción y expansión en un puente (Brunner y SEIWR-HEC, 2016)

En lo que sigue se presenta un breve resumen para determinar la ubicación de estas cuatro secciones transversales según lo dictado por el manual del programa HEC-RAS (Brunner y SEIWR-HEC, 2016).

a) Primera sección transversal

Esta sección deberá ser colocada a una distancia aguas abajo del puente, en la cual el flujo no sea afectado por la estructura, es decir, donde el flujo está completamente expandido. La distancia entre el extremo aguas abajo del puente y la primera sección transversal se denomina longitud de expansión (L_e), puede calcularse en forma práctica, como 3 veces la longitud de la obstrucción que provoca la estructura ($AB+CD$, Figura 7.19). Otro criterio es utilizar el procedimiento propuesto por la USACE (HEC-1995), el cual se muestra a continuación:

1. Calcular n_{ob}/n_c .

2. Calcular b/B .
3. Calcular $S = S_o * 5280 \text{ pie/milla}$.
4. Calcular RE .
5. Calcular L_{obs} .
6. Calcular $Le = RE * L_{obs}$.

donde

n_{ob} : Valor de n de Manning para la planicie en la sección transversal (2).

n_c : Valor de n de Manning para el canal principal de la sección transversal (2).

b : Ancho de la abertura del puente (BC, Figura 7.19), m.

B : Ancho total de la zona inundada (AD, Figura 7.19), m.

S : Pendiente, pie/milla.

S_o : Pendiente del fondo en la sección contraída.

RE : Razón de expansión, calculada con la Tabla 7.3 a partir de los valores de n_{ob}/n_c , b/B y S .

L_{obs} : Longitud promedio de la obstrucción lateral, m, es decir, $(\overline{AB} + \overline{CD})/2$ (Figura 7.19).

Le : Longitud de expansión, m.

Tabla 7.3. Rangos de los coeficientes de razón de expansión (Brunner y SEIWR-HEC, 2016).

		$n_{ob}/n_c = 1$	$n_{ob}/n_c = 2$	$n_{ob}/n_c = 4$
$b/B = 0.10$	$S = 1 \text{ pie/milla}$	1.4 - 3.6	1.3 - 3.0	1.2 - 2.1
	5 pie/milla	1.0 - 2.5	0.8 - 2.0	0.8 - 2.0
	10 pie/milla	1.0 - 2.2	0.8 - 2.0	0.8 - 2.0
$b/B = 0.25$	$S = 1 \text{ pie/milla}$	1.6 - 3.0	1.4 - 2.5	1.2 - 2.0
	5 pie/milla	1.5 - 2.5	1.3 - 2.0	1.3 - 2.0
	10 pie/milla	1.5 - 2.0	1.3 - 2.0	1.3 - 2.0
$b/B = 0.50$	$S = 1 \text{ pie/milla}$	1.4 - 2.6	1.3 - 1.9	1.2 - 1.4
	5 pie/milla	1.3 - 2.1	1.2 - 1.6	1.0 - 1.4
	10 pie/milla	1.3 - 2.0	1.2 - 1.5	1.0 - 1.4

b) Segunda sección transversal

Deberá localizarse a una distancia corta del puente aguas abajo, por lo general cerca del pie del talud del terraplén de acceso. Para ello debe, procurarse dejar una distancia suficiente que permita capturar la expansión inmediata del flujo en el que se producen las pérdidas de salida. Incluso si el puente no tiene terraplenes de acceso, esta sección deberá colocarse lo suficientemente alejada para capturar este efecto. Dicha distancia está en función de la longitud de abertura del puente.

c) Tercera sección transversal

Esta sección deberá colocarse a una distancia corta aguas arriba del puente y tener la longitud requerida para comprender la aceleración abrupta y contracción del flujo que se presenta en la zona inmediata de la abertura del puente. Al igual que la segunda sección transversal, dicha distancia está en función de la longitud de abertura del puente. Así mismo, deberá evitarse colocar la sección extremadamente cerca de la cara aguas arriba del puente.

La localización de las secciones 2 y 3 requiere de un buen juicio ingenieril.

d) Cuarta sección transversal o sección de aproximación

Se localiza aguas arriba del puente, donde las líneas de flujo son paralelas y la sección transversal exhibe completamente un flujo efectivo. La distancia entre el extremo aguas arriba del puente y la cuarta sección transversal se denomina longitud de contracción (L_c) y puede calcularse en forma práctica como una vez la longitud de la obstrucción que provoca la estructura. Otro criterio es utilizar el procedimiento resumido de un estudio realizado por el USACE (Brunner y SEIWR-HEC, 2016). A continuación, se muestra el proceso de su cálculo:

1. Calcular n_{ob}/n_c .
2. Calcular $S = S_o * 5280 \text{ pie/milla}$.
3. Calcular RC .
4. Calcular L_{obs} .
5. Calcular $L_c = RC * L_{obs}$.

RC : Razón de contracción; se calcula con la Tabla 7.4 a partir de los valores de n_{ob}/n_c y S .

Tabla 7.4. Rango de coeficientes de razón de contracción (Brunner y SEIWR-HEC, 2016).

	$n_{ob}/n_c = 1$	$n_{ob}/n_c = 2$	$n_{ob}/n_c = 4$
$S = 1 \text{ pie/milla}$	1.0 - 2.3	0.8 - 1.7	0.7 - 1.3
$S = 5 \text{ pie/milla}$	1.0 - 1.9	0.8 - 1.5	0.7 - 1.2
$S = 10 \text{ pie/milla}$	1.0 - 1.9	0.8 - 1.4	0.7 - 1.2

Una vez obtenida la localización de las secciones transversales en la zona de contracción y expansión, se procede a realizar el análisis hidráulico, en el cual se deberá tener en cuenta si el flujo es bajo o alto para el caudal de diseño. El flujo es bajo cuando pasa libremente debajo de la abertura del puente y alto cuando entra a presión debido a que hace contacto con la parte más baja de la losa o de las vigas del puente formando un remanso aguas arriba, o bien, cuando éste pasa por encima del puente. Así mismo, durante el análisis es importante considerar el régimen del flujo: subcrítico, crítico o supercrítico al pasar por el puente. Todas estas consideraciones hidráulicas son importantes para la obtención adecuada de las variables hidráulicas que servirán en el análisis de socavación del puente.

Casos de socavación por contracción

Muchos de los métodos para estimar la socavación por contracción asumen que ésta sucede a lo largo de un canal rectangular largo. Es común encontrar varios casos de socavación por contracción, como los provocados por puentes de alivio o por otros casos más comunes citados a continuación (Figura 7.20):

1. Cuando se involucran planicies con flujos que son forzados por los accesos del puente a regresar al cauce principal. Las condiciones del caso 1 incluyen: a) el cauce principal se contrae debido a que los estribos del puente o a que el puente se localiza en una sección estrecha del río (caso 1a); b) no se contrae el cauce principal, aunque el flujo de la planicie

es completamente obstruido por los terraplenes de acceso (caso 1b); y c) los estribos sólo obstruyen el cauce de las llanuras de inundación (caso 1c).

2. Cuando solo existe el cauce principal, es decir, no hay llanuras de inundación. El ancho normal del cauce se hace más estrecho, ya sea por el puente mismo (caso 2a) o porque el cauce se localiza en un tramo más estrecho del río (caso 2b).

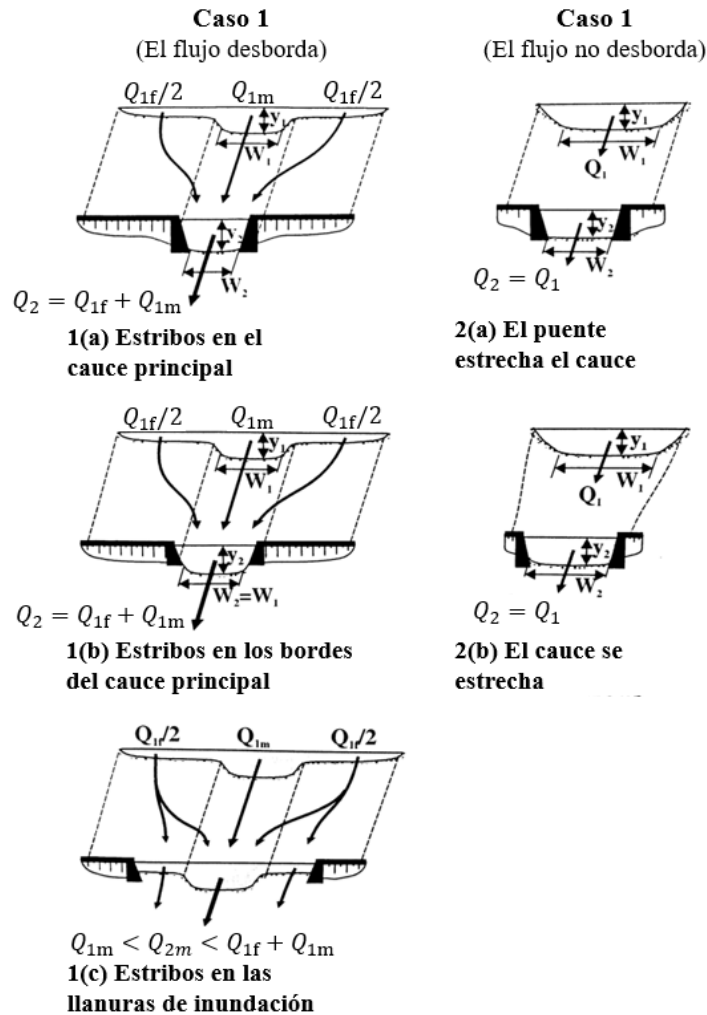


Figura 7.20. Casos de socavación por contracción en puentes (Melville y Coleman 2000).

Método de Laursen (1960, 1963)

Es uno de los métodos más utilizados en Estados Unidos, de uso riguroso en el manual de la Administración Federal de Carreteras de Estados Unidos HEC-18 (Arneson et al., 2012). Este método se basa en la solución de la contracción rectangular larga (Figura 7.21); es decir, considera que la socavación por estrechamiento se da en un canal rectangular, con estrechamiento gradual lo suficientemente largo para poder suponer que el flujo es uniforme tanto en la sección de aproximación como en la sección contraída.

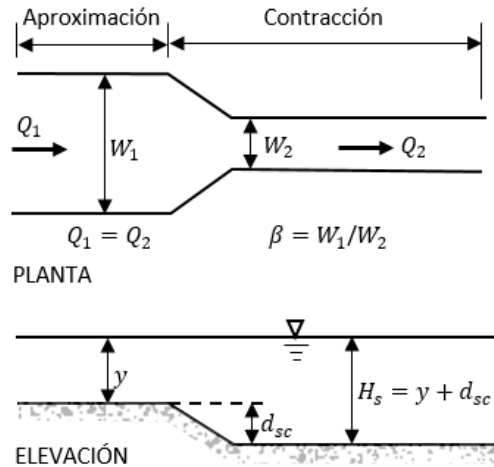


Figura 7.21. Flujo uniforme en una contracción rectangular larga (Melville y Coleman, 2000).

El tirante de socavación por contracción se estima en condiciones de lecho móvil o de aguas claras.

- Profundidad de socavación en lecho móvil

La versión modificada de la ecuación de Laursen (1960) que se presenta para este tipo de socavación es actualmente utilizada en el manual HEC-18 (Arneson et al., 2012), y asume que hay sedimento que está siendo transportado desde aguas arriba del puente.

$$\frac{H_s}{y} = \left(\frac{Q_2}{Q_{1m}} \right)^{6/7} \left(\frac{W_1}{W_2} \right)^{k_1} \quad 7.32$$

$$d_{sc} = H_s - y$$

H_s : Tirante medio en la sección contraída después de la socavación (Figura 7.21), m.

y : Tirante medio en el cauce principal de aproximación, aguas arriba de la contracción, m.

d_{sc} : Profundidad de socavación por contracción, m.

Q_2 : Gasto total que pasa por la zona contraída, m^3/s .

Q_{1m} : Gasto en el cauce principal en la zona de aproximación, m^3/s , no incluye gastos de las zonas de la llanura de inundación.

W_1 : Ancho del fondo del cauce principal y llanuras de inundación, m, en la zona de aproximación.

W_2 : Ancho del fondo del cauce en la sección contraída menos el ancho de las pilas, m.

k_1 : Coeficiente, Tabla 7.5.

Tabla 7.5. Valores del coeficiente de k_1 (Arneson et al., 2012).

V_* / ω	k_1	Forma de transporte del material del fondo
< 0.50	0.59	La mayor parte está en contacto con el fondo
0.50 a 2.0	0.64	Poco material del fondo está en suspensión
> 2.0	0.69	Mucho material del fondo está en suspensión

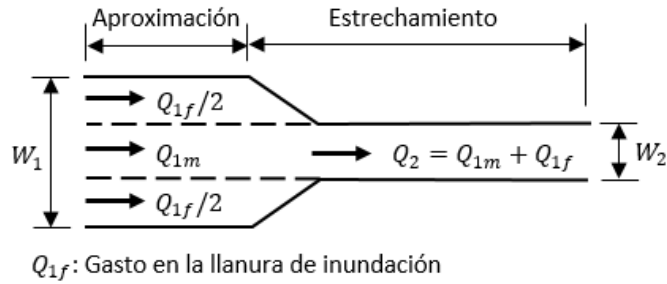


Figura 7.22. Esquema de las variables consideradas en la Ec. 7.32.

V_* : Velocidad cortante en el cauce principal o laderas con lecho móvil en la sección aguas arriba del puente, m/s.

ω : Velocidad de caída del material del lecho basado en el d_{50} , Figura 7.23.

d_{50} : Diámetro característico del material del lecho correspondiente al 50 % de su curva granulométrica. Se recomienda que d_{50} no sea menor de 0.2 mm (sección 6.1).

$$V_* = \sqrt{g\gamma S_{f1}} \quad 7.33$$

g : Aceleración de la gravedad = 9.8 m/s².

S_{f1} : Pendiente de la línea de energía o gradiente hidráulico en la sección de aguas arriba del puente, m/m.

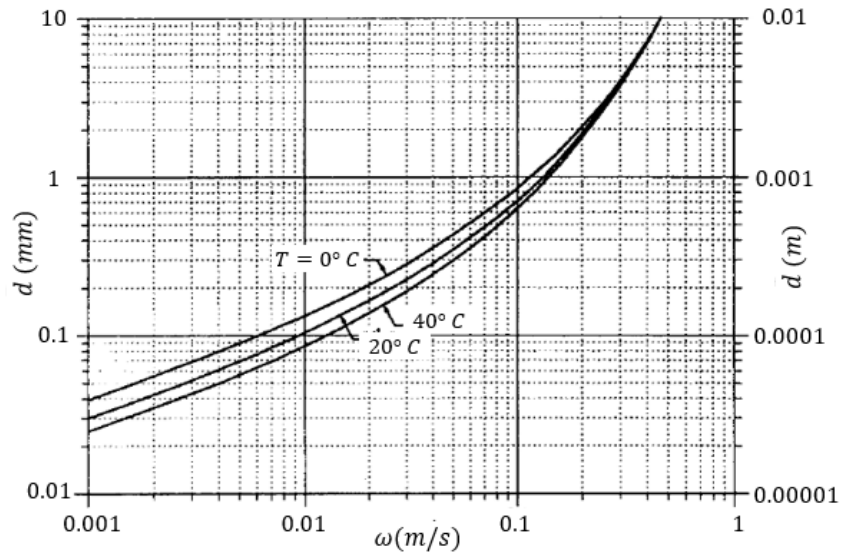


Figura 7.23. Velocidad de caída de partículas de arena con densidad específica de 2.65 tomando en cuenta la temperatura T en grados centígrados (Arneson et al., 2012).

- Consideraciones para aplicar la Ec. 7.32 (Arneson et al., 2012):
 - Para los casos de contracción 1a y 1b (Figura 7.20), Q_2 será el gasto total en la sección contraída. Sin embargo, para el caso 1c (Figura 7.20) la socavación por contracción

deberá calcularse de forma separada, es decir, un cálculo solo para el canal principal y otro para las zonas de la llanura de inundación (izquierda y derecha). Para los casos 2a y 2b (Figura 7.20) $Q_{1m} = Q_2$.

- Esta ecuación sobrestima la profundidad de socavación en el puente si éste se encuentra en el extremo aguas arriba de una contracción natural, o si la contracción es el resultado de las pilas y estribos.
- La profundidad de socavación en lecho móvil disminuye si el lecho tiene materiales gruesos que causen acorazamiento. Si existe esta probabilidad, es conveniente que se calcule también la profundidad de socavación usando la ecuación correspondiente a aguas claras (Ec. 7.34) y que la profundidad de socavación menos profunda sea usada.
- La sección del cauce aguas arriba del puente (o de aproximación) se debe localizar en un punto en el que el flujo comience a contraerse.
- La ecuación 7.32 solamente es aplicable para suelos granulares.

- Profundidad de socavación en agua clara

La ecuación recomendada por el manual HEC-18 (Arneson et al., 2012) para este caso está basada en la ecuación de Laursen propuesta en 1963:

$$H_s = \left(\frac{0.025Q_2^2}{d_m^{2/3}W_2^2} \right)^{3/7} \quad 7.34$$

$$d_{sc} = H_s - y$$

d_m : Diámetro del material más pequeño en la zona contraída que no es transportado por el flujo, m. De acuerdo con lo visto en la sección 6.1, se recomienda que d_m no sea menor de 0.2 m.

Consideraciones para aplicar la Ec. 7.34 (Arneson et al., 2012):

- Debido a que el D_{50} no es el tamaño mayor del material del lecho, la sección socavada puede estar ligeramente acorazada. Por lo tanto, se asume que (Arneson et al., 2012):

$$d_m = 1.25d_{50} \quad 7.35$$

- Para suelos estratificados, la profundidad de socavación se puede determinar usando las Ecs. 7.32 y 7.34, utilizando el d_m correspondiente de cada estrato.

Método de Briaud et al. (2011)

El método de Briaud et al., permite considerar los efectos de muchos eventos de avenidas durante muchos años, en lugar de una sola avenida de diseño como la mayoría de los métodos suponen. Según el manual HEC-18 (Arneson et al., 2012) este método es recomendado para estimar la profundidad de socavación en materiales cohesivos y cohesivos-friccionantes, pero según los autores del método también puede utilizarse en materiales compuestos por arena y gravas e incluso macizos rocosos.

Según Briaud et al. (2011), la única forma de calcular adecuadamente la profundidad de socavación es mediante la obtención de la curva de erosionabilidad del material. Para ello, estos investigadores crearon un equipo que trata de representar el fenómeno de socavación producido por una corriente de agua, conocido por su nombre en inglés como Erosion Function Apparatus (EFA, Figura 7.24).

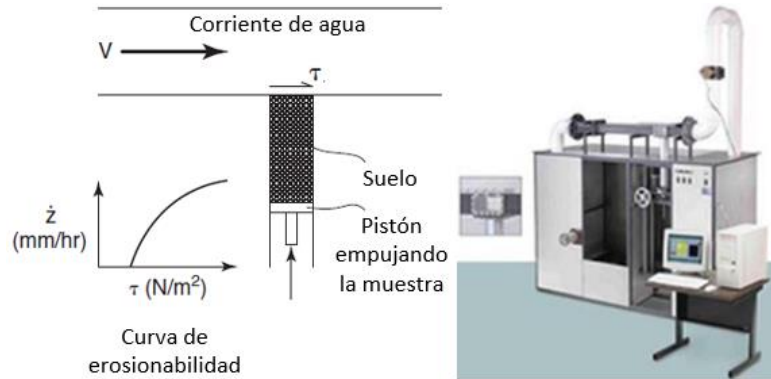


Figura 7.24. Equipo EFA para medir la curva de erosionabilidad de suelos y rocas (Briaud, 2013).

La prueba consiste en recuperar muestras en tubos Shelby's, las cuales se colocan en el equipo EFA, en donde se hace circular agua a través de un conducto (Figura 7.24). Inicialmente, se introduce una pequeña porción del espécimen de suelo o roca al conducto en donde es sometido a las fuerzas de la corriente. A medida que el material se va erosionando, se aplica otro incremento a la velocidad de la corriente. Por cada incremento se mide el esfuerzo cortante o velocidad de la corriente (τ o v) correspondiente a una tasa de erosión \dot{z} . Así la curva de erosionabilidad se construye al graficar cada uno de estos incrementos.

La curva de erosionabilidad también puede determinarse por otras pruebas convencionales como Jet Erosion Test (JET), Hole Erosion Test (HET) o en su versión previa la prueba Pinhole, Rotating Cylinder Test (RCT) y pruebas similares como Sedflume, descritas en el Apéndice B.

La ecuación principal del método es (Briaud *et al.*, 2011):

$$Z = \frac{t}{\frac{1}{\dot{z}_i} + \frac{t}{d_{sc}}} \quad 7.36$$

Z : Profundidad de socavación final (en m) para un tiempo t deseado.

\dot{z}_i : Tasa de erosión inicial, mm/hr.

d_{sc} : Profundidad de socavación máxima por contracción, m.

- Profundidad de socavación máxima

La socavación por contracción involucra dos regiones en el cauce (Figura 7.25): la zona de aproximación (sección B-B', zona 1) y la zona contraída (Sección C-C', zona 2).

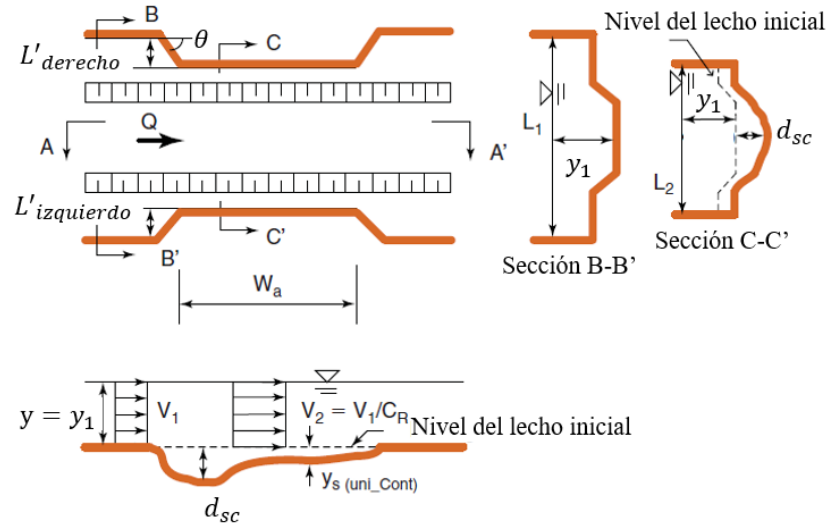


Figura 7.25. Definición de los parámetros de socavación por contracción (Briaud, 2013).

La profundidad socavación máxima por contracción se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$d_{sc} = 1.27y_1(1.83F_{m2} - F_{mc}) \quad 7.37$$

y_1 : Tirante medio en la zona de aproximación, m.

F_{m2} : Número de Froude de la corriente en el canal principal dentro de la zona de contracción.

F_{mc} : Número de Froude crítico de la corriente en el canal principal dentro de la zona de contracción.

El número de Froude F_{m2} se obtiene como:

$$F_{m2} = \frac{V_1/C_R}{\sqrt{gy_1}} \quad 7.38$$

V_1 : Velocidad media del flujo en la zona de aproximación, m/s.

g : Aceleración de la gravedad, m/s^2 .

C_R : Relación de contracción.

$$C_R = \frac{Q - Q_{obs}}{Q} \quad 7.39$$

Q : Gasto total de diseño, m^3/s .

Q_{obs} : Parte del gasto Q que es obstruido por los terraplenes de acceso del puente. Se obtiene con la velocidad media de aproximación del flujo sobre las llanuras de inundación, cuando el caudal de diseño desborda, y el área de obstrucción generada por los terraplenes de acceso.

El número de Froude crítico está dado por:

$$F_{mc} = \frac{V_{mc}}{\sqrt{gy_1}} = \frac{\left(\frac{\tau_c}{\rho_w}\right)^{0.5}}{gn y_1^{0.33}} \quad 7.40$$

V_{mc} : Velocidad crítica del material del lecho en el canal principal, m/s.

g : Aceleración de la gravedad, 9.81 m/s².

τ_c : Esfuerzo cortante crítico del material del lecho en el canal principal, N/m².

ρ_w : Densidad del agua, 1000 kg/m³.

n : Coeficiente de Manning, Tabla 7.6.

Tabla 7.6. Coeficiente de Manning n (Briaud, 2013).

Rugosidad	n	Rugosidad	n
Arcilla con superficie lisa	0.011	Grava ($d_{50} = 2$ a 64 mm)	0.028 a 0.035
Arena ($d_{50} = 0.2$ mm)	0.012	Boleos ($d_{50} = 64$ a 230 mm)	0.030 a 0.050
Arena ($d_{50} = 0.4$ mm)	0.020	Bloques ($d_{50} > 230$ mm)	0.040 a 0.070
Arena ($d_{50} = 1$ mm)	0.026		

La velocidad crítica ($V_{mc} = V_c$) y el esfuerzo cortante crítico del material del lecho (τ_c) de la Ec. 7.40 son obtenidos de la curva de erosionabilidad de dicho material. De forma ilustrativa, en la Figura 7.26 se presentan dos ejemplos de curvas de erosionabilidad de una arcilla obtenidas de una prueba de erosionabilidad mediante el equipo EFA; V_c y τ_c representan los valores correspondientes de la velocidad y esfuerzo cortante del flujo en el lecho requeridos para iniciar la erosión del material del lecho.

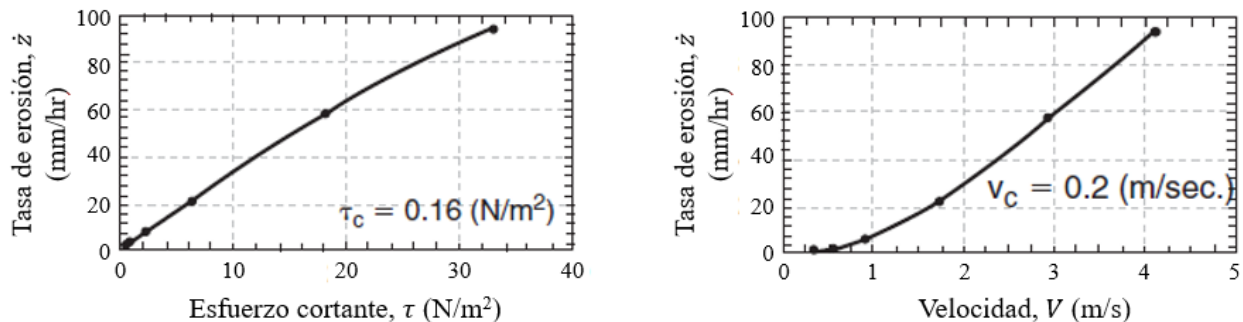


Figura 7.26. Ejemplo de curvas de erosionabilidad de una arcilla de consistencia dura en función del esfuerzo cortante y de la velocidad del flujo (Briaud, 2013).

▪ Esfuerzo cortante máximo

El esfuerzo cortante máximo por contracción ($\tau_{\max(\text{Cont})}$) es:

$$\tau_{\max(\text{Contracción})} = k_{cr}k_{cl}k_{c\theta}k_{cw}\rho_w g n^2 V_1^2 R^{-1/3} \quad 7.41$$

k_{cr} : Factor de influencia de la relación de contracción.

k_{cl} : Factor de influencia de la longitud de contracción.

$k_{c\theta}$: Factor de influencia del ángulo de transición.

k_{cw} : Factor de influencia debido a la profundidad del agua.

R : Radio hidráulico en la zona contraída, m.

$$k_{cr} = 0.62 + 0.38 \left(\frac{A_1}{A_2} \right)^{1.75} \quad 7.42$$

A_1 : Área de la sección transversal del flujo en la zona de aproximación, m².

A_2 : Área de la sección transversal del flujo en la zona contraída, m².

$$\text{si } \frac{W_a}{L_1 - L_2} \leq 0.35 \quad \text{entonces } k_{cl} = 0.77 + 1.36 \left(\frac{W_a}{L_1 - L_2} \right) - 1.98 \left(\frac{W_a}{L_1 - L_2} \right)^2 \quad 7.43$$

$$\text{si } \frac{W_a}{L_1 - L_2} > 0.35 \quad \text{entonces } k_{cl} = 1$$

W_a : Ancho del estribo en dirección de la corriente (Figura 7.25), m.

L_1 : Ancho del cauce en la zona de aproximación (Figura 7.25), m.

L_2 : Ancho del cauce en la zona de contracción (Figura 7.25), m.

El factor $k_{c\theta}$ toma en cuenta el efecto del ángulo de transición de contracción (Figura 7.25) mediante la ecuación:

$$k_{c\theta} = 1.0 + 0.9 \left(\frac{\theta}{90} \right)^{1.5} \quad 7.44$$

θ : Ángulo de transición de contracción generado por los terraplenes de acceso o estribos (Figura 7.25).

El factor k_{cw} es igual a 1 en todas las condiciones.

- Profundidad de socavación final

Una vez estimado el esfuerzo cortante máximo, se asume que $\tau_{\max} = \tau$, y se entra a la curva de erosionabilidad del material del lecho, del cual se obtiene la tasa de erosión inicial \dot{z}_i . Por ejemplo, considerando el mismo material de la Figura 7.26, si el τ_{\max} calculado con la Ec. 7.24 es 12 N/m², entonces la tasa de erosión inicial del material es $\dot{z}_i = 40$ mm/hr (Figura 7.27).

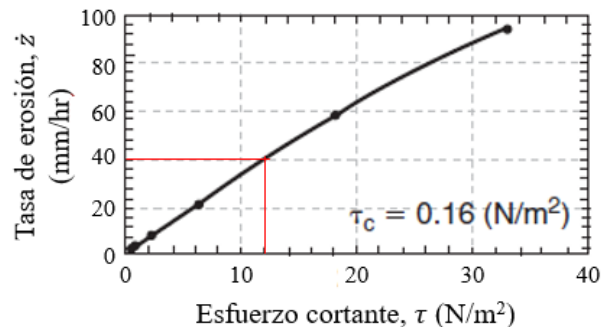


Figura 7.27. Ejemplo para determinar la tasa de erosión inicial de un material mediante su curva de erosionabilidad (Briaud, 2013).

Si el suelo debajo del lecho es homogéneo y se considera que la velocidad es constante (p. ej. para un gasto de diseño), la profundidad de socavación final (Z) se obtiene mediante la Ec. 7.36 considerando el tiempo de dicha avenida. Sin embargo, se sabe que la velocidad de la corriente en un río no es constante, y que además es muy probable que el suelo presente diferentes estratos en función de la profundidad. En lo que sigue se describe la metodología del método de Briaud para considerar estos casos (Briaud et al, 2011; Briaud, 2013).

- Consideración de la variación de la velocidad de la corriente

Para evaluar la socavación en un puente, ya sea por contracción o local, Briaud (2013) propone en este método aplicar directamente la historia de velocidades del río durante un periodo de tiempo y no solo el caudal de diseño máximo, correspondiente a una avenida de diseño. Esto se debe a que en suelos principalmente cohesivos el grado de erosión depende de la duración de aplicación del parámetro crítico (V_c o τ_c), diferente a las arenas y gravas, en los cuales al presentarse la condición hidrodinámica crítica alcanzan casi de forma inmediata la máxima profundidad de socavación. Briaud et al. (2013) recomiendan que la historia de velocidades del río o hidrograma abarque la vida útil del puente.

Por lo general el hidrograma se encuentra en función de los gastos de tránsito de flujo del río, en m^3/s . Para ello los autores del método recomiendan transformar el hidrograma a un hidrograma en función de las velocidades mediante el programa HEC-RAS de la USACE correspondiente a la sección transversal del cauce de aproximación al puente.

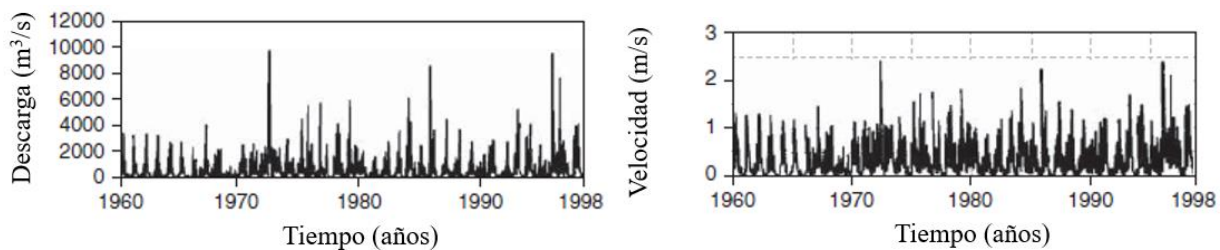


Figura 7.28. Hidrograma de descargas en el río transformado a un hidrograma en función de las velocidades (Briaud, 2013).

Con el hidrograma de velocidades se consideran velocidades constantes V_i para periodos de tiempo cortos Δt_i . La solución progresa al avanzar en el tiempo con un incremento de tiempo igual a δt_i para cada iteración. Por ejemplo, para un Δt_1 le corresponde una velocidad V_1 y una profundidad de socavación final Z_1 . Cuando aparece la segunda velocidad V_2 , la pregunta es saber cómo acumular la segunda profundidad de socavación a la primera. El principio de acumulación es como se muestra en la Figura 7.29. Las dos curvas de profundidades de socavación Z vs tiempo t para las velocidades V_1 y V_2 son dibujadas separadamente. La profundidad de socavación final Z_1 se encuentra con la curva V_2 y corresponde al punto de inicio para el incremento de profundidad de socavación correspondiente a la segunda velocidad. El tiempo t^* es el tiempo requerido para la velocidad V_2 para generar Z_1 . Luego, la profundidad de socavación debida a V_2 aplicada para δt_2 puede ser calculada utilizando la curva Z vs t para la velocidad V_2 que comienza en t^* (Briaud, 2013).

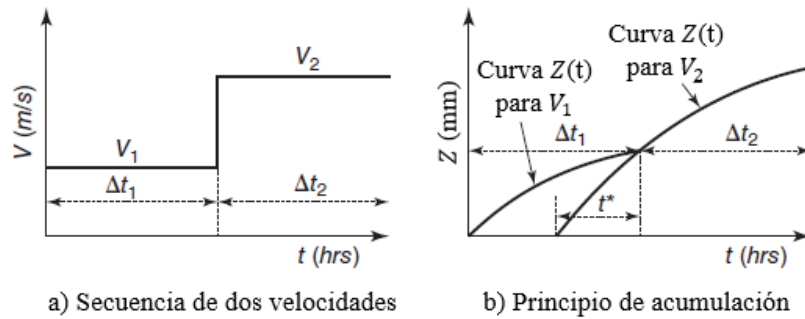


Figura 7.29. Acumulación de la profundidad de socavación para dos inundaciones consecutivas (Briaud, 2013).

En resumen, el tiempo t^* es el tiempo requerido para que la velocidad V_i genere la misma profundidad de socavación para todas las velocidades anteriores. Si esa profundidad de socavación para V_i es mayor que d_{sc} , entonces la velocidad V_i no aumenta la profundidad de socavación. Este principio de acumulación se aplica a todo el hidrograma al avanzar en el tiempo durante la vida de diseño del puente.

- Consideración de suelo estratificado

Para lechos con suelos estratificados, el proceso es muy similar al anterior (Figura 7.30). Si el estrato 1 tiene un espesor H_1 , la profundidad de socavación es obtenida en función del tiempo usando la curva de erosionabilidad de dicho estrato y el principio de acumulación de velocidad. Así, cuando la profundidad de socavación se vuelve igual a H_1 , la curva de erosionabilidad cambia a la del estrato 2 y se encuentra el tiempo t^* requerido para que la primera velocidad que hace contacto con el estrato 2 genere una profundidad de socavación igual a H_1 . Después de esto, los cálculos continúan utilizando la curva de erosionabilidad del estrato 2.

Los dos algoritmos vistos para considerar la historia de velocidades y variación estratigráfica para el cálculo de la profundidad de socavación final en un puente se han automatizado en un programa llamado SRICOS-EFA, disponible en el enlace: <http://ceprofs.tamu.edu/briaud/>.

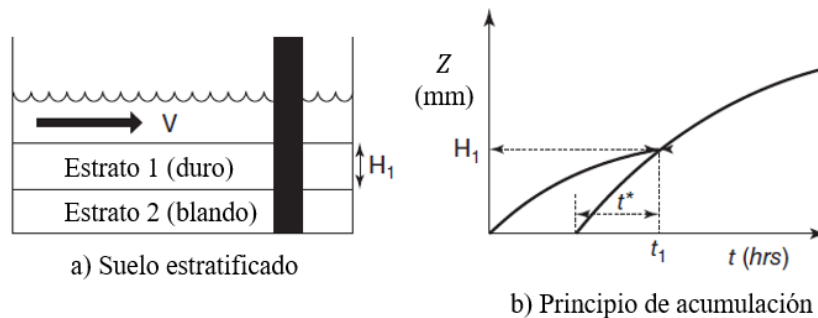


Figura 7.30. Profundidad de socavación en lechos con suelos estratificados (Briaud, 2013).

Método de Lischvan-Lebediev (1959)

Este es un método que permite el cálculo de la socavación general del cauce durante crecientes, independientemente de que exista o no un puente. Por ello, al aplicar el método debe tenerse

cuidado ya que, si se aplica para considerar la contracción generada por el puente, quiere decir que se está considerando también el efecto de la socavación general y, por tanto, éste no debe adicionarse más.

Se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente V_r y la velocidad media erosiva V_e . La velocidad erosiva no es la velocidad que da inicio al movimiento incipiente, sino la velocidad mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo; por ejemplo si el suelo es cohesivo, es la velocidad capaz de levantar y poner sus partículas en suspensión). La velocidad erosiva es función de las características del material del lecho y del tirante del cauce. La velocidad real es función de las características del río, como su pendiente, rugosidad y tirante.

El método se basa en suponer que el caudal unitario, correspondiente a cada franja elemental en que se divide el cauce natural, permanece constante durante el proceso erosivo y puede aplicarse para causas definidos o no, materiales de fondo cohesivos o friccionantes y para condiciones de estratigrafía homogénea o heterogénea (Figura 7.31).

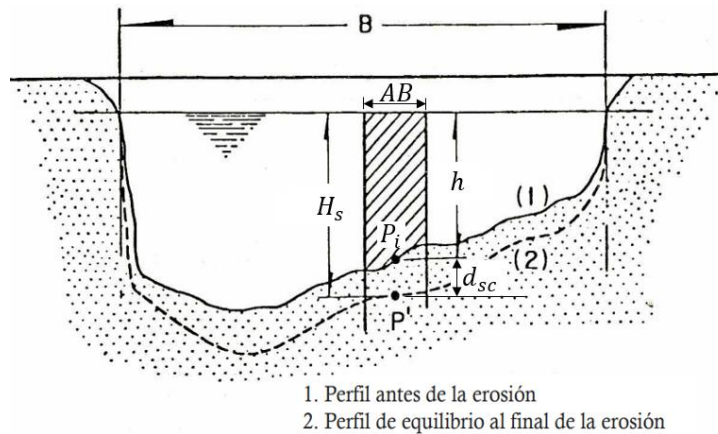


Figura 7.31. Método de socavación general por contracción de Lischtván-Lebediev (Maza, 1968).

A continuación se presentan los fundamentos del método para luego concluir con las ecuaciones de diseño, tanto para suelos granulares como cohesivos (Maza, 1968).

- Velocidad media real

El caudal de diseño se calcula como:

$$Q_d = \frac{A}{n} R^{2/3} S_w^{1/2} \quad 7.45$$

A , R y S_w : Área hidráulica (m^2), Radio hidráulico (m) y Pendiente de la lámina de agua (suponiendo flujo uniforme), respectivamente.

n : Coeficiente de Manning.

$$\alpha = \frac{Q_d}{AR^{2/3}} = \frac{S_w^{1/2}}{n} \quad 7.46$$

α : Coeficiente de sección dependiente de las características hidráulicas.

$$R = \frac{A}{P} \quad 7.47$$

$$A = B_e h$$

$$P = B_e + 2h$$

P , B_e y h : Perímetro mojado (m), Ancho efectivo del cauce (descontando el ancho de pilas, si se considera el puente, m) y el tirante medio antes de la erosión (m), respectivamente.

Si se considera que el perímetro mojado es igual al ancho libre de la superficie del agua, lo cual es válido para cauces muy anchos, entonces $R = h$.

$$\alpha = \frac{S_w^{1/2}}{n} \cong \frac{Q_d}{B_e h^{5/3}} \cong \frac{Q_d}{B_e h_m^{5/3}} \quad 7.48$$

h_m : Tirante medio.

$$h = h_m = A/B_e \quad 7.49$$

$$Q_d = \alpha B_e h_m^{5/3} \quad 7.50$$

Considerando que el caudal permanece constante antes y después de ocurrida la socavación, se tiene:

$$Q_d = \alpha B_e h^{5/3} = V_r H_s B_e \quad 7.51$$

$$V_r = \frac{\alpha h^{5/3}}{H_s} \quad 7.52$$

H_s : Tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer qué valor de V_e se requiere para arrastrar y levantar el material, m.

V_r : Velocidad media real del flujo, m/s.

La condición de equilibrio se logra cuando la velocidad real y la velocidad erosiva son iguales.

- Velocidad erosiva
 - a) Suelos granulares

$$V_e = 0.68\beta D_m^{0.28} H_s^Z \quad 7.53$$

V_e : Velocidad erosiva de la corriente, m/s.

β : Coeficiente de paso, que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia y cuyo valor se determina mediante la Tabla 7.7.

D_m : Diámetro medio de las partículas del material granular (Ec. 7.54), mm.

$$D_m = 0.01 \Sigma D_i P_i \quad 7.54$$

z: Variable que depende del diámetro medio de las partículas del material (7.55).

$$z = 0.394557 - 0.04136 \text{Log} D_m - 0.00891 \text{Log}^2 D_m \quad 7.55$$

Tabla 7.7. Valores del coeficiente β (Maza, 1968).

Probabilidad, en porcentaje, de que se presente el gasto de diseño	Coeficiente 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

b) *Suelos cohesivos*

$$V_e = 0.60 \beta \gamma_s^{1.18} H_s^x \quad 7.56$$

γ_s : Peso volumétrico del material seco que se encuentra a la profundidad H_s , t/m^3 .

x : Exponente variable en función del peso volumétrico seco γ_s del material cohesivo (Ec. 7.57).

$$x = 0.892619 - 0.58073 \gamma_s + 0.136275 \gamma_s^2 \quad 7.57$$

- Profundidad de socavación en suelos homogéneos

La profundidad de socavación en cualquier punto P_i de la sección transversal contraída (Figura 7.31) se obtiene cuando la velocidad media del flujo en el cauce iguala a la velocidad erosiva ($V_r = V_e$). Conocido el perfil transversal de la sección contraída antes del paso de la avenida de diseño, se escogen algunos puntos en cuyas verticales se desea conocer la profundidad de socavación. Uniendo estos puntos se obtiene el perfil de socavación. Considerando que la hipótesis del método es que el gasto en cada franja de la sección de estudio permanece constante durante el proceso erosivo, la profundidad de socavación será igual a cero en las orillas, por lo que no se permite estimar ninguna erosión lateral de las márgenes.

El efecto que produce el transporte de sedimentos en el río se considera mediante el factor de forma φ , y se obtiene considerando lo siguiente:

$$\text{Lecho móvil si } \gamma_{a-s} > 1.0 \text{ t/m}^3 \rightarrow \varphi = -0.54 + 1.5143 \gamma_m \quad 7.58$$

$$\text{Agua clara si } \gamma_{a-s} = 1.0 \text{ t/m}^3 \rightarrow \varphi = 1 \quad 7.59$$

γ_{a-s} : Peso específico de la muestra agua sedimento (t/m^3).

Al igualar las ecuaciones 7.52 y 7.53 y adicionando el factor φ y μ (factor de influencia del puente, Tabla 7.8) se tiene la “*profundidad de socavación en suelos granulares*”:

$$H_s = \left(\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68\beta\mu\varphi D_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+z}} \quad 7.60$$

Se recomienda que D_m no sea menor de 0.2 mm (sección 6.1).

De igual forma, la “*profundidad de socavación en suelos cohesivos*” se obtiene igualando las ecuaciones 7.52 y 7.56:

$$H_s = \left(\frac{\alpha h^{5/3}}{0.60\beta\mu\varphi\gamma_s^{1.18}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad 7.61$$

La profundidad de socavación a partir del lecho original es:

$$d_{sc} = H_s - h \quad 7.62$$

Las Ecs. 7.60 y 7.61 solo consideran la socavación por contracción con la influencia de un puente. Sin embargo, pueden ser utilizadas sin tomar en cuenta la influencia de éste y obtener así la socavación por contracción natural en el cauce; para ello es necesario considerar que $\mu = 1.0$.

Tabla 7.8. Factor de corrección por la influencia del puente μ (Maza, 1968).

Velocidad media en la sección en m/s	Longitud libre entre dos pilas (claro) en m												
	10	13	16	18	21	45	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 o 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

Para puentes de un solo claro, el claro libre es la distancia entre estribos. Para puentes de varios claros, el claro libre es la mínima distancia entre dos pilas consecutivas, o entre pila y estribo.

- Profundidad de socavación en suelos estratificados

Para considerar un lecho estratificado se escoge un punto P_i (Figura 7.31) para el cual se desea calcular la posible socavación. Conocida la estratigrafía bajo dicha sección, se procede por estratos a aplicar las Ecs. 7.60 o 7.61, según sea el material de que estén formados. El cálculo se inicia para el estrato superior y se continua hacia las capas más profundas. El cálculo termina cuando el nivel de socavación llega a un estrato en donde la profundidad H_s calculada cae dentro de él. Este proceso se repite para varias franjas para generar el perfil socavado. Se debe tomar en cuenta que los parámetros hidráulicos cambian a medida que se avanza a los demás estratos.

Cabe mencionar que la Ec. 7.61 para el cálculo de socavación en suelos cohesivos no es recomendable, ya que solo considera el peso específico seco para caracterizar a dicho material. Como se vio en la sección 5.4 (Tabla 5.1) la resistencia a la erosión de los materiales cohesivos depende de muchas propiedades tanto del material como del agua.

Resumen de los métodos

En conclusión, de los métodos aquí descritos, el método de cálculo de socavación por contracción de Briaud et al., es el que considera más parámetros geotécnicos. Este método es muy recomendable para ríos con lechos cohesivos. No obstante, para su uso es necesario realizar pruebas de erosionabilidad de los materiales. En lechos compuestos con materiales granulares los métodos de Laursen y Lischtvan-Lebediev son más apropiados, ya que solo basta con determinar su diámetro representativo para aplicarlos. En la Tabla 7.9 se presentan los usos y limitaciones de los métodos descritos en esta sección.

Tabla 7.9. Ventajas y desventajas de los métodos para el cálculo de socavación por contracción.

Autor	Ecuación general	Tipo de suelo	Usos y limitaciones
Laursen (1962, 1963)	$\frac{H_s}{y} = \left(\frac{Q_2}{Q_{1m}} \right)^{6/7} \left(\frac{W_1}{W_2} \right)^{k_1}$ $H_s = \left(\frac{0.025 Q_2^2}{d_m^{2/3} W_2^2} \right)^{3/7}$ $d_{sc} = H_s - y$ <p>Lecho móvil y aguas claras</p>	Friccionante.	<ul style="list-style-type: none"> • Considera las características del material del fondo (γ_s o d_m), rugosidad, caudal de diseño y topografía del cauce. • Puede usarse tanto en la llanura de inundación como en el cauce principal. • Suele sobrestimar la profundidad de socavación, principalmente, cuando la sección en estudio se encuentra aguas arriba de una contracción natural o si la contracción es el resultado de la pilas y los estribos de la estructura. • Es posible usar el método en lechos con variación estratigráfica, usando las ecuaciones sucesivamente para cada estrato.
Briaud et al. (1990-2011)	$Z = \frac{t}{\frac{1}{z_i} + \frac{t}{d_{sc}}}$ <p>Aguas claras</p>	Friccionante, cohesivo, cohesivo-friccionante y rocas	<ul style="list-style-type: none"> • La ecuación recomendada por los autores para d_{sc}, considera la velocidad de la corriente de aproximación y crítica, tirante, rugosidad y topografía del cauce • Puede emplearse en estratigrafía variada. Es recomendado en materiales cohesivo, ya que considera el tiempo para que se produzca la socavación. • Considera la acumulación de socavación de varios eventos de crecidas. • Se puede obtener profundidades de socavación máximas e intermedias que se alcanzan en eventos de inundaciones menores. • Considera el comportamiento del material ante la socavación mediante una curva (\dot{Z} vs τ) que se obtiene mediante la prueba EFA
Lischtvan y Lebediev (1959)	$H_s = \left(\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta \mu \varphi D_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+z}}$ $H_s = \left(\frac{\alpha h^{5/3}}{0.60 \beta \mu \varphi \gamma_s^{1.18}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$ $d_{sc} = H_s - h$ <p>Lecho móvil y aguas claras</p>	<p>→ Friccionante</p> <p>→ Cohesivo</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Los datos que requiere son el gasto de diseño, topografía del cauce y las características del material del fondo (γ_d o d_m). • Se puede tomar en cuenta la variación estratigráfica. • No se esperan resultados confiables en materiales cohesivos ya que solo considera como parámetro característico de este el peso volumétrico seco.

7.6 SOCAVACIÓN LOCAL

7.6.1 Descripción del fenómeno

La socavación local ocurre cuando el campo de flujo de una corriente de agua cerca de la pila o estribo de un puente es lo suficiente fuerte para remover el material del fondo que rodea a éste. La obstrucción causada por la cimentación del puente es de fundamental importancia en el proceso de la socavación. Los expertos en el tema han observado que la profundidad de socavación en una pila está directamente relacionado al ancho de ésta.

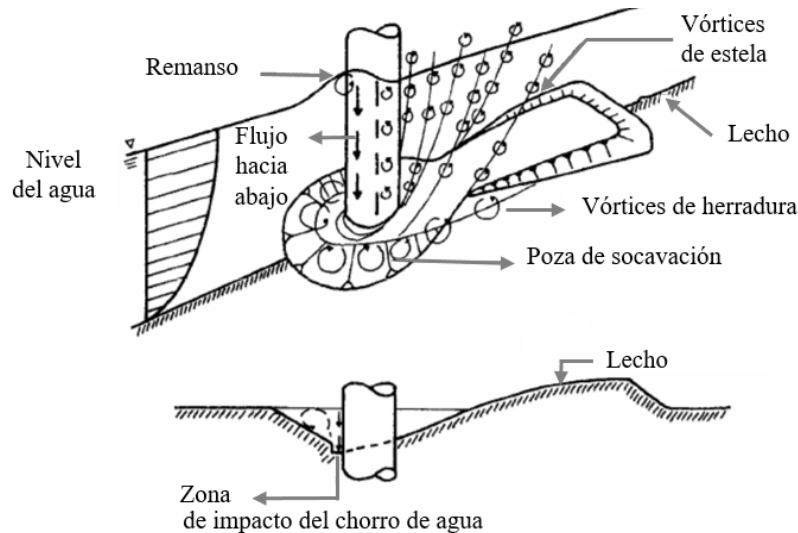


Figura 7.32 Socavación local alrededor de una pila de un puente (Raudkivi, 1986).

El mecanismo que causa la socavación local en pilas es la formación de vórtices en su base. De acuerdo con la Figura 7.32, en la cara aguas arriba de la pila se genera una desaceleración del flujo debido al impacto de la corriente. Los gradientes de presión en la cara de la pila son más altos cerca de la superficie, donde la desaceleración es mayor, y decrecen hacia abajo. La variación del gradiente de presión genera una corriente de flujo sobre la cara aguas arriba de la pila con dirección hacia el pie de ésta, que choca en el fondo como “un chorro vertical”. Este efecto en conjunto con la formación de vórtices de herradura alrededor de la pila genera la erosión de los materiales circundantes, los cuales son transportados y acumulados aguas abajo de la pila. El material acumulado es transportado por los vórtices de estela hacia zonas más retiradas en dirección del flujo. La repetición continua de este ciclo genera la poza de socavación alrededor de la pila (Mellville y Coleman, 2000).

Por lo general, la poza de socavación es más profunda en la zona aguas arriba de la pila debido al impacto del chorro de agua. En ríos con lechos arenosos la profundidad de socavación máxima se alcanza usualmente de forma rápida cuando se presenta la avenida de diseño. No obstante, para lechos acorazados constituidos por boleas o gravas y lechos cohesivos, pueden requerirse de muchas avenidas antes de alcanzar la profundidad de socavación máxima; dependiendo del material, ésta puede tardar horas, días, meses o años.

Si la profundidad de desplante de la cimentación de la pila de un puente no es lo suficientemente profunda ésta podría colapsar o dañarse durante el proceso de socavación.

En cuanto a la socavación en estribos, Shen et al. (1966), Lemos (1975) y Kwan (1984), entre otros, coinciden en que el proceso de socavación es similar al que se presenta en una pila (Melville y Coleman, 2000). El patrón de flujo en el estribo varía según la longitud de éste, tal como se describió en la sección 7.5.1.

7.6.2 Cálculo de la profundidad de socavación local en pilas

A continuación se presentan algunos métodos para estimar la profundidad de socavación local en pilas, los cuales se indican en la Tabla 7.10. En esta tabla se aprecian las variables más representativas que requieren cada uno de estos métodos: geométricas, hidráulicas y geotécnicas.

Tabla 7.10. Métodos para el cálculo de socavación local en pilas.

Autor	Geométricos			Hidráulicos				Geotécnicos y otros					
	a	Forma	α	y	V	τ	P	D	γ	q_u	ϕ	\dot{z}	t
Maza y Sánchez													
Melville y Coleman													
Briaud													
Annandale													

(a) Ancho de pila; (forma) Forma de la pila; (α) Ángulo de ataque de la corriente; (y) Tirante; (V) Velocidad de la corriente; (τ) Esfuerzo cortante de la corriente; (P) Potencia hidráulica; (D) Diámetro de las partículas del sedimento; (γ) Peso volumétrico del material; (q_u) Resistencia a la compresión no confinada; (ϕ) Ángulo de fricción interna; (\dot{z}) Tasa de erosión; (t) Tiempo.

En la Figura 7.33 se propone una nomenclatura general de los tipos de pilas a considerar en esta tesis.

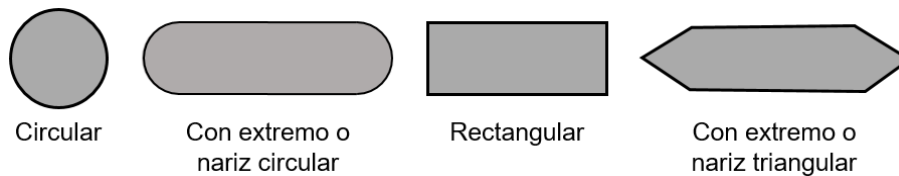


Figura 7.33. Pilas de forma diversa (vista en planta).

Método de Maza y Sánchez (1966)

Es un método gráfico aplicable para lechos cubiertos por arena y gravas, el cual se basa en el uso de curvas elaboradas a partir de resultados experimentales de laboratorio realizados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Maza, 1968).

Los parámetros que intervienen en el método son la profundidad del flujo, ancho de la pila, número de Froude y el ángulo de ataque de la pila con la corriente de agua. A continuación, se presentan los pasos para la aplicación del método:

1. Cálculo del número de Froude de la corriente.

$$F = \frac{V}{\sqrt{gH_s}} \quad 7.63$$

H_s : Profundidad del agua antes de la socavación, m.

V : Velocidad media de la corriente frente a la pila, m/s.

2. Evaluación del factor de corrección f_c que considera el ángulo de ataque de la corriente.

Tabla 7.11. Factor de corrección f_c . Fuente (Maza, 1968).

ϕ	0°	15°	30°	45°
f_c	1.00	1.25	1.40	1.45

ϕ : Ángulo de ataque de la corriente de agua con la pila.

Si se genera un ángulo de ataque de la corriente con la pila y $F^2 < 0.06$, se trabaja con $f_c = 1.0$. Si se genera un ángulo de ataque de la corriente con la pila y $F^2 \geq 0.06$, se trabaja con la siguiente expresión:

$$F = f_c \frac{V}{\sqrt{gH_s}} \quad 7.64$$

3. Cálculo de la relación H_s/a' .

a' : Ancho de la pila sobre un plano normal a la dirección de la corriente, m.

4. Selección de la curva a usar dependiendo de la forma de la pila (Figuras 6.36, 6.37 y 6.38).

5. Cálculo de la profundidad de socavación.

Con el número de Froude corregido se entra a cualquiera de las gráficas (dependiendo del tipo de pila) por el eje de las abscisas hasta interpolar la curva de H_s/a' y se lee en la ordenada el valor de H_T/a' del cual se despeja el valor de d_{sp} .

$$d_{sp} = \left(\frac{H_T}{a'}\right) a' - H_s \quad 7.65$$

H_T : Profundidad de socavación medida desde la superficie del agua.

d_{sp} : Profundidad de socavación medida desde el lecho del cauce.

a' : Ancho proyectado de la pila. En el caso de pilas circulares éste es igual al diámetro y en pilas sin ángulo de ataque de la corriente $a' = a$.

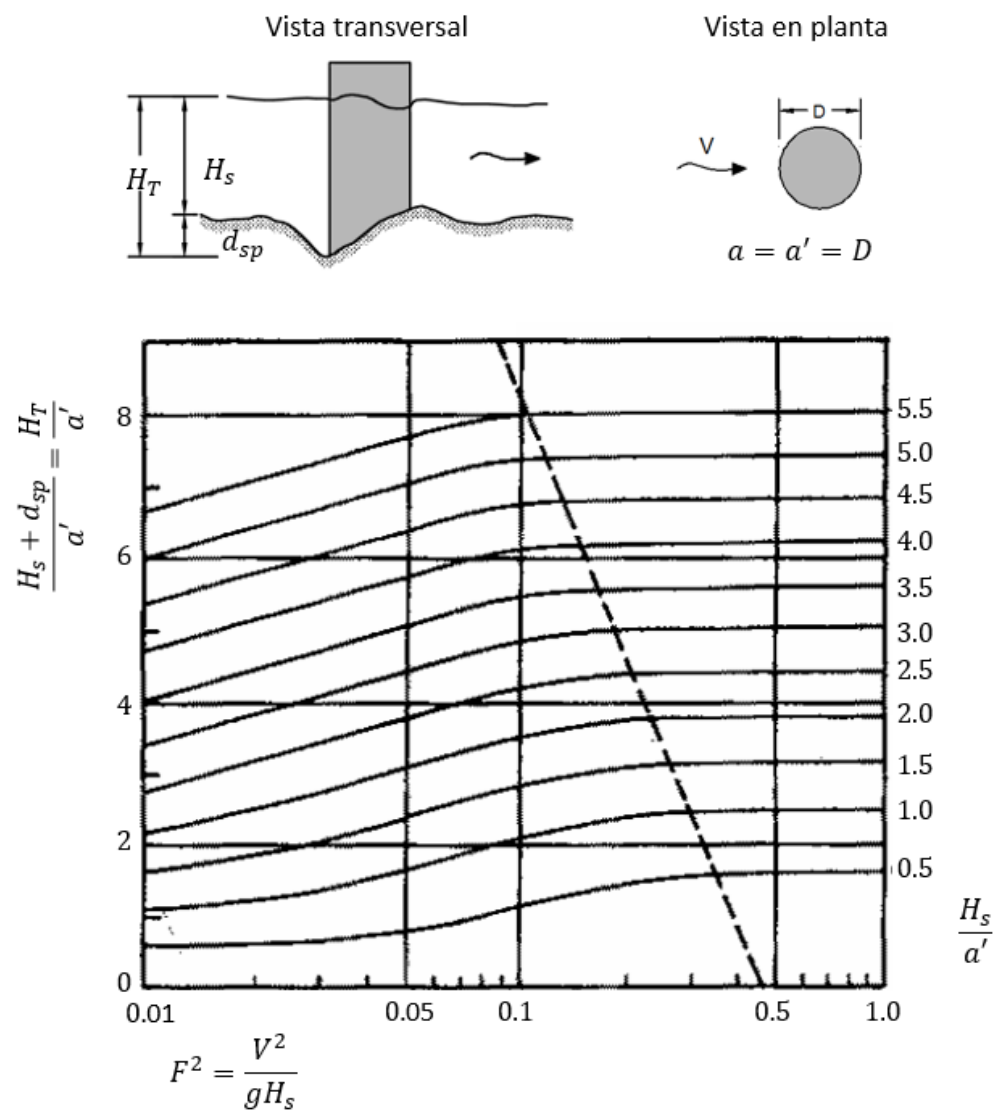
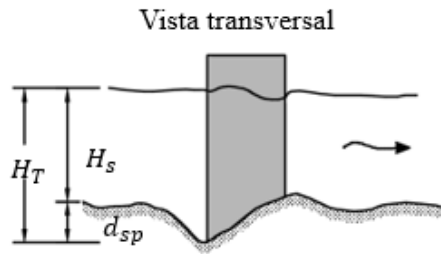


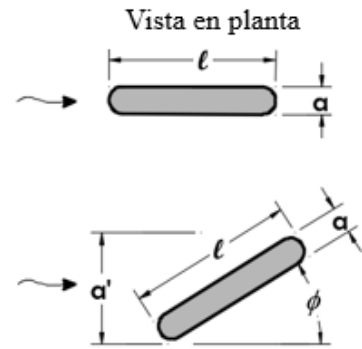
Figura 7.34 Cálculo de socavación local para una pila circular (Maza, 1968).



a) Si la pila está alineada con el flujo $a' = a$

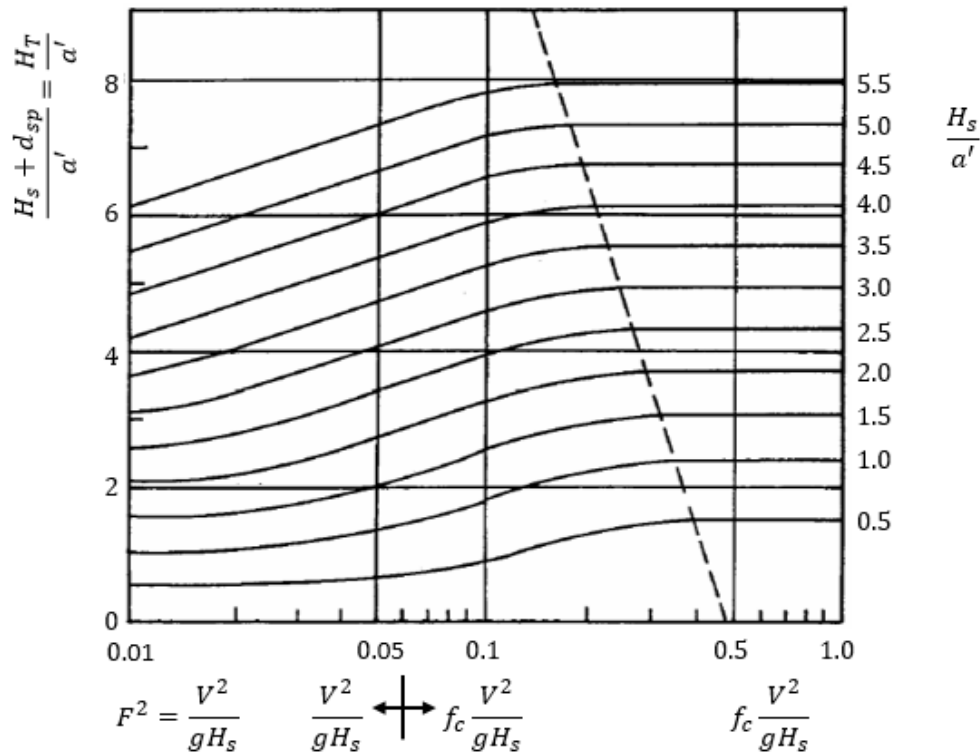
b) Si la pila forma un ángulo ϕ cualquiera con la corriente, los parámetros son:

$$\frac{H_S}{a'}, F^2 = f_c \frac{V^2}{gH_S}, \frac{H_T}{a'}$$



El coeficiente f_c es variable y depende del ángulo de incidencia:

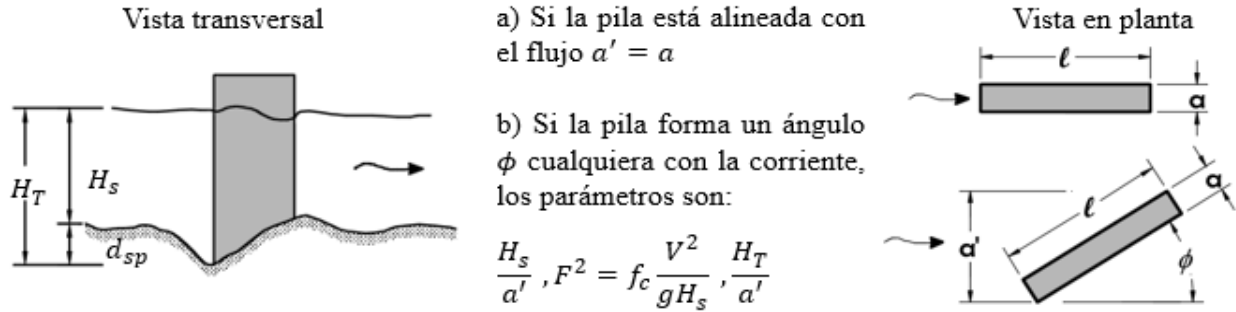
ϕ	0°	15°	30°	45°
f_c	1.00	1.25	1.40	1.45



Si la pila está alineada con el flujo con $\phi = 0^\circ$ y $F^2 < 0.06$ se considera $f_c = 1$

Si $F^2 > 0.06$ se multiplica por el f_c correspondiente y con F^2 , f_c se entra a la gráfica

Figura 7.35 Cálculo de socavación local para una pila con nariz circular (Maza, 1968).



El coeficiente f_c es variable y depende del ángulo de incidencia:

ϕ	0°	15°	30°	45°
f_c	1.00	1.25	1.40	1.45

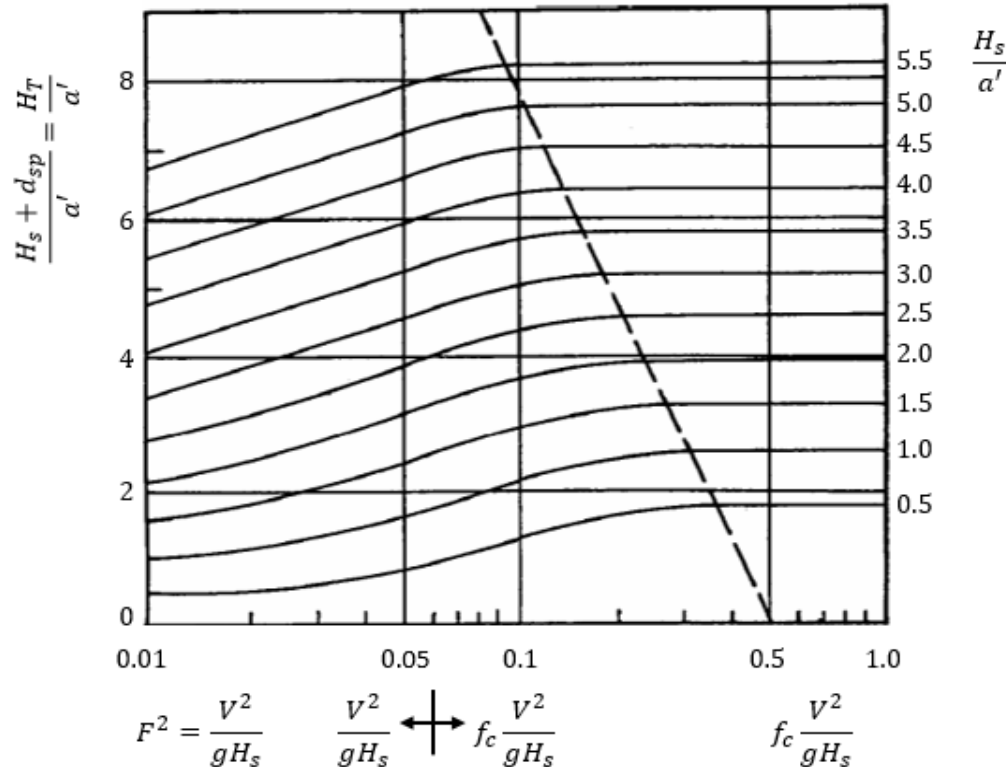


Figura 7.36 Cálculo de socavación local para una pila rectangular (Maza, 1968).

Método de Melville y Coleman (2000)

Este método se basa en calcular la máxima profundidad de socavación que puede presentarse en una pila cilíndrica. Esta profundidad máxima es igual a 2.4 veces el diámetro de ésta. La profundidad máxima de socavación se afecta por factores que consideran condiciones, como condiciones de aguas claras, posibilidad de acorazamiento, profundidades pequeñas del agua, tamaño del sedimento, forma y alineamiento de la pila y el tiempo para la socavación de equilibrio (en caso de acorazamiento). En comparación con los métodos mencionados y otros existentes, este método es uno de los primeros en considerar el efecto de lechos acorazados. La ecuación general se describe como:

$$d_{sp} = K_{ha}K_iK_DK_fK_\phi K_t \quad 7.66$$

donde

d_{sp} : Profundidad de socavación local.

K_{ha} : Factor en función de la profundidad del flujo y tamaño de la pila.

K_i : Factor de corrección por intensidad del flujo.

K_D : Factor de corrección por tamaño del sedimento.

K_f : Factor de corrección por la forma de la pila.

K_ϕ : Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo.

K_t : Factor que considera el tiempo para alcanzar el equilibrio de socavación.

- Factor en función de la profundidad del flujo y tamaño de la pila (K_{ha}):

$$K_{ha} = 2.4a \quad \text{si } a/y < 0.7 \quad 7.67$$

$$K_{ha} = 4.5a \quad \text{si } a/y > 5 \quad 7.68$$

$$K_{ha} = 2\sqrt{ya} \quad \text{si } 0.7 < a/y < 5 \quad 7.69$$

a : Ancho de pila.

y : Tirante de agua antes de la socavación.

- Factor de corrección por intensidad del flujo (K_i):

$$K_i = \frac{V - (V_a - V_c)}{V_c} \quad \text{si } \frac{V - (V_a - V_c)}{V_c} < 1.0 \quad 7.70$$

$$K_i = 1.0 \quad \text{si } \frac{V - (V_a - V_c)}{V_c} \geq 1.0 \quad 7.71$$

Si $\sigma_g < 1.3$, entonces los sedimentos son uniformes y por tanto, $V_a = V_c$

$$\sigma_g = d_{84}/d_{50} \quad 7.72$$

$$V_c = 5.75V_{*c} \log \left(5.53 \frac{y}{d_{50}} \right) \quad 7.73$$

$$V_{*c} = 0.0115 + 0.0125d_{50}^{1.4} \quad \text{si } 0.1\text{mm} < d_{50} < 1.0\text{mm} \quad 7.74$$

$$V_{*c} = 0.0305d_{50}^{0.5} - 0.0065d_{50}^{-1.0} \quad \text{si } 1\text{mm} < d_{50} < 100\text{mm} \quad 7.75$$

Si $\sigma_g > 1.3$, entonces los sedimentos no son uniformes, por lo que existe la posibilidad de que el cauce se acorase

$$V_a = 0.8 V_{ca} \quad 7.76$$

$$V_{ca} = 5.75V_{*ca} \log \left(5.53 \frac{y}{d_{50a}} \right) \quad 7.77$$

$$V_{*ca} = 0.0115 + 0.0125d_{50a}^{1.4} \quad \text{si } 0.1\text{mm} < d_{50a} < 1.0\text{mm} \quad 7.78$$

$$V_{*ca} = 0.0305d_{50a}^{0.5} - 0.0065d_{50a}^{-1.0} \quad \text{si } 1\text{mm} < d_{50a} < 100\text{mm} \quad 7.79$$

$$d_{50a} = d_{\text{máximo}}/1.8 \quad 7.80$$

V : Velocidad de la corriente de agua, m/s.

V_c : Velocidad crítica correspondiente a V_{*c} , m/s. En la Ec. 7.73 el d_{50} debe estar con las mismas unidades de medida que y .

V_a : Velocidad crítica de acorazamiento; sólo aplica para sedimentos no uniformes, m/s.

V_{*c} : Velocidad cortante crítica correspondiente a d_{50} , m/s. En las Ecs. 7.74 y 7.75 el d_{50} es en mm.

V_{ca} : Velocidad crítica de acorazamiento correspondiente a V_{*ca} , m/s. En la Ec. 7.77 el d_{50} debe estar con las mismas unidades de medida que y .

V_{*ca} : Velocidad cortante crítica de acorazamiento correspondiente a D_{50a} , m/s. En las Ecs. 7.78 y 7.79 el d_{50} es en mm.

d : Diámetro de la partícula de sedimento, en m o mm, según sea el caso.

d_{50} : Diámetro 50 del material del lecho.

d_{50a} : Diámetro 50 del lecho acorazado.

$d_{\text{máximo}}$: Tamaño máximo representativo del sedimento. Por ejemplo, $d_{\text{máximo}} = d$ en una curva granulométrica.

σ_g : Desviación estándar de los sedimentos, adimensional.

La V_a calculada siguiendo el procedimiento ilustrativo debe ser mayor que V_c para que haya posibilidad de acorazamiento. En caso de que $V_a < V_c$, la solución simple está en asumir que $V_a = V_c$ y que el material del lecho se comporta como si fuera uniforme y que por tanto no se acoraza. El efecto provocado por el acorazamiento de los materiales del lecho en el fenómeno de socavación se vio en la sección 7.3.3.

- Factor de corrección por tamaño de sedimento (K_D):

$$K_D = 1.0 \quad \text{si } a/d_{50} > 25 \quad 7.81$$

$$K_D = 0.57 \log \left(2.24 \frac{a}{d_{50}} \right) \quad \text{si } a/d_{50} \leq 25 \quad 7.82$$

a y d_{50} deben estar en las mismas unidades de medida.

- Factor de corrección por la forma (K_f) de la pila:

En este trabajo solo se consideran pilas con forma uniforme. En Melville y Coleman (2000) se consideran otras formas de cimentaciones, como pilas cónicas, grupos de pilotes y pilas no uniformes.

Tabla 7.12. Coeficiente de forma para pilas uniformes (Melville y Coleman, 2000).

Forma de la pila	K_f
Rectangular	1.1
Con nariz circular	1.0
Circular	1.0
Con nariz triangular	0.9

- Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo (K_ϕ):

$$K_\phi = \left(\frac{l}{a} \operatorname{sen}\phi + \operatorname{cos}\phi \right)^{0.65} \quad 7.83$$

l : Longitud de la sección transversal de la pila, m.

a : Ancho de la pila, m.

Las pilas están alineadas con el flujo si el ángulo de ataque $\phi = 0^\circ$.

- Factor que considera el tiempo para alcanzar el equilibrio de socavación (K_t):

El factor tiempo K_t se define como la relación entre la profundidad de socavación local d_s para un tiempo particular t y la profundidad de socavación de equilibrio d_{se} que ocurre en un tiempo t_e .

Cuando la socavación se presenta en condiciones de lecho móvil $K_t = 1.0$. Cuando la condición de socavación es en aguas claras, Melville y Coleman (2000) proponen la siguiente expresión solo para pilas circulares:

$$K_t = \exp \left\{ -0.03 \left| \frac{V_c}{V} \ln \frac{t}{t_e} \right|^{\frac{1}{6}} \right\} \quad 7.84$$

t : Tiempo.

t_e : Tiempo de equilibrio.

$$t_e \text{ días} = 48.26 \frac{D}{V} \left(\frac{V}{V_c} - 0.4 \right) \quad \text{si } \frac{y}{D} > 6, \frac{V}{V_c} > 0.4 \quad 7.85$$

$$t_e \text{ días} = 30.89 \frac{D}{V} \left(\frac{V}{V_c} - 0.4 \right) \left(\frac{y}{D} \right)^{0.25} \quad \text{si } \frac{y}{D} \leq 6, \frac{V}{V_c} > 0.4 \quad 7.86$$

$$t_e \text{ máx días} = 28.29 \frac{D}{V} \quad \text{si } \frac{y}{D} > 6, \frac{V}{V_c} = 1 \quad 7.87$$

D : Diámetro de la pila.

Método de Briaud et al. (2011)

Briaud et al. (2011) propusieron un método para el cálculo de la socavación en pilas que sigue la misma metodología utilizada para el cálculo de socavación por contracción (sección 7.5.2), empleando la ecuación (7.36), pero usando expresiones diferentes para el cálculo de la profundidad de socavación máxima de la pila d_{sp} y el esfuerzo cortante máximo que produce la socavación en la pila $\tau_{m\acute{a}x(pila)}$. La ecuación general 7.36 se modifica como:

$$Z = \frac{t}{\frac{1}{z_i} + \frac{t}{d_{sp}}} \quad 7.88$$

- Profundidad de socavación máxima en la pila

La ecuación para determinar la máxima profundidad de socavación en local en las pilas es:

$$d_{sp} = 2.2K_{pw}K_{psh}K_{pa}K_{psp}(2.6F_{(pila)} - F_{c(pila)})^{0.7} B' \quad 7.89$$

B' : Ancho proyectado de la pila perpendicular a la corriente (Figura 7.37), m.

$$B' = B [\cos \theta + (L/B) \sin \theta] \quad 7.90$$

θ : Ángulo de ataque de la corriente de agua con la pila (Figura 7.37).

K_{pw} : Factor que incluye el efecto de la dimensión del tirante antes de la socavación.

$$\text{Si } (y/B') \leq 1.43, \text{ entonces } K_{pw} = 0.89(y/B')^{0.33} \quad 7.91$$

$$\text{Si } (y/B') > 1.43, \text{ entonces } K_{pw} = 1$$

y : Tirante medio del agua antes de la socavación, m.

K_{psh} : Factor que incluye el efecto de la forma de la nariz de la pila (Tabla 7.13).

Tabla 7.13. Factor de corrección por la forma de la nariz de la pila (K_{psh}) (Briaud et al., 2011).

Forma de la nariz de la pila	K_{psh}
Nariz cuadrada	1.1
Nariz redondeada	1.0
Nariz aguda	0.9

K_{pa} : Factor que incluye el efecto de la relación L/B en la profundidad de socavación, siendo L la longitud de la pila en planta y B su ancho. Sin embargo, los autores del método proponen que siempre se considere como 1 para cualquier relación L/B.

K_{psp} : Factor que incluye el efecto del espaciamiento entre pilas.

$$\text{Si } \left(\frac{S}{B'}\right) < 3.42, \text{ entonces } K_{psp} = 2.9 \left(\frac{S}{B'}\right)^{-0.91} \quad 7.92$$

$$\text{Si } \left(\frac{S}{B'}\right) > 3.42, \text{ entonces } K_{psp} = 1.0$$

S es el espaciamiento entre pilas (Figura 7.37), m. La ecuación 7.92 indica que cuando las pilas están espaciadas más de $3.42 B'$ no se produce efecto de aumento de socavación por la interferencia de la otra pila.

$F_{(pila)}$: Número de Froude de la corriente en la zona de aproximación a la pila.

$$Fr_{(pila)} = \frac{V_1}{\sqrt{gB'}} \quad 7.93$$

V_1 : Velocidad de la corriente en la zona de aproximación a la pila, m/s.

g : Aceleración de la gravedad, 9.81 m/s^2 .

$Fr_{c(pila)}$: Número de Froude crítico de la corriente en la zona de aproximación a la pila que está en función de la velocidad crítica V_c del suelo.

$$Fr_{c(pila)} = \frac{V_c}{\sqrt{gB'}} \quad 7.94$$

- Esfuerzo cortante máximo que produce la socavación en la pila

Para el cálculo de socavación en pilas, la ecuación es:

$$\tau_{m\acute{a}x(pila)} = k_{pw} k_{psh} k_{psk} k_{psp} 0.094 \rho_w V_1^2 \left[\frac{1}{\log Re_{(pila)}} - \frac{1}{10} \right] \quad 7.95$$

$\tau_{m\acute{a}x(pila)}$: Esfuerzo cortante máximo generado por la corriente de agua en la zona de aproximación a la pila que provoca la socavación alrededor de ésta, Pa.

k_{pw} : Factor que considera el efecto de la magnitud del tirante antes de la socavación.

$$k_{pw} = 1 + 16e^{(-4y/B)} \quad 7.96$$

k_{psh} : Factor que considera el efecto de la influencia de la forma de la pila.

$$k_{psh} = 1.15 + 7e^{(-4L/B)} \quad 7.97$$

k_{psk} : Factor que considera el efecto de la influencia del ángulo de ataque de la pila.

$$k_{psk} = 1 + 1.5 \left(\frac{\theta}{90}\right)^{0.57} \quad 7.98$$

k_{psp} : Factor que considera el efecto del espaciamiento entre las pilas.

$$k_{psk} = 1 + 5e^{(-1.1\frac{S}{B})}$$

7.99

ρ_w : Densidad de masa del agua, 1000 kg/m³.

V_1 : Velocidad de la corriente en el punto de obstrucción de la pila si la pila no estuviera ahí, m/s.

$Re_{(pila)}$: Número de Reynolds asociado a la longitud de la pila en sección transversal ($Re_{(pila)} = V_1 L / \nu$).

Para tirantes bajos, el esfuerzo cortante $\tau_{m\acute{a}x}$ incrementa significativamente.

Todos los parámetros están esquematizados en la Figura 7.37.

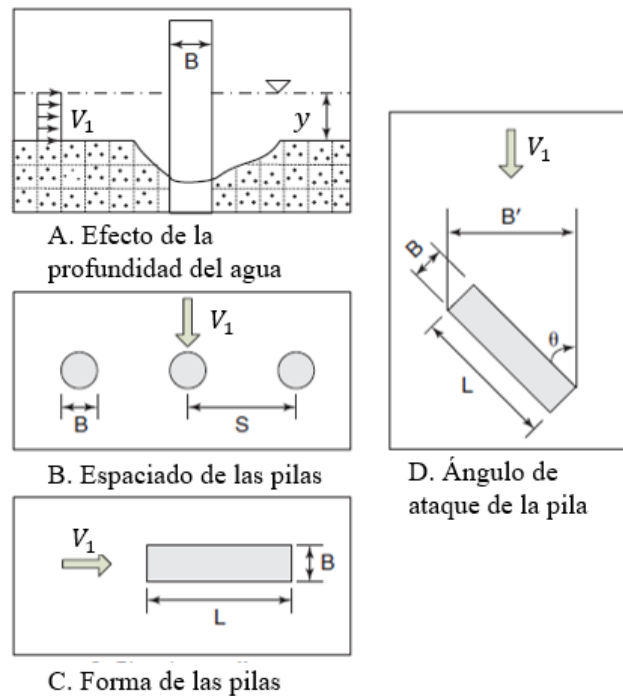


Figura 7.37. Definición de los parámetros de la pila (Briaud, 2013).

Método de Annandale (1995)

El método de Annandale desarrollado en 1995, conocido como el Método del Índice de Erosionabilidad, es aplicable a cualquier tipo de material, rocas y suelos, en donde estos últimos se consideran de comportamiento puramente cohesivos o puramente friccionantes. La metodología del método consiste en comparar la potencia hidráulica de la corriente que se genera alrededor de la pila (P) con la potencia hidráulica de la corriente crítica (P_c) para la cual inicia la erosión del suelo o roca de cimentación de la pila. Así, al comparar estas potencias hidráulicas conforme se profundiza en el material, la profundidad de socavación máxima en la pila (d_{sp}) se obtiene cuando $P < P_c$ (Figura 7.38). La erosión se presentará siempre que $P > P_c$ y cesará o no habrá en caso contrario.

El manual HEC-18 (Arneson et al., 2012) recomienda usar este método en lechos rocosos. Aunque el autor del método recomienda que también puede ser utilizado en cualquier tipo de suelo, para obtener resultados coherentes es necesaria una descripción detallada de las características mecánicas de los suelos. El método solo permite calcular d_{sp} en pilas circulares y rectangulares.

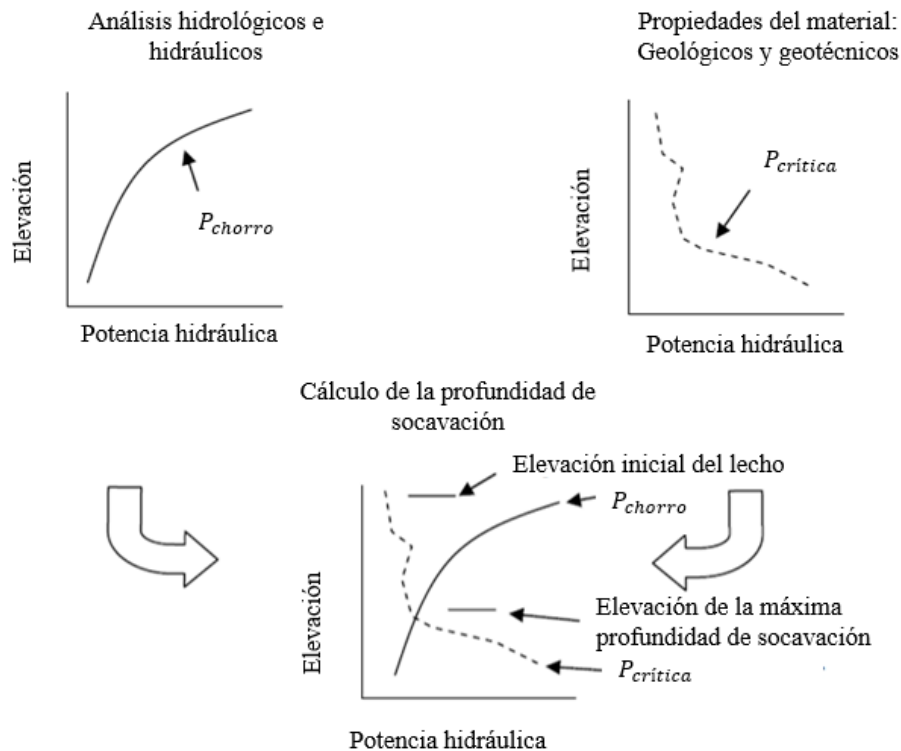


Figura 7.38. Enfoque conceptual para el cálculo de la profundidad de socavación usando el método del Índice de Erosionabilidad (Annandale, 2006).

- Cálculo de la potencia hidráulica en la base de la pila P

Antes de determinar la potencia hidráulica P es necesario calcular la potencia hidráulica disponible (P_a) del río en la sección aguas arriba o de aproximación a la pila del puente mediante la siguiente ecuación:

$$P_a = \gamma_w v d s \quad 7.100$$

P_a : Potencia hidráulica disponible de aproximación a la pila del puente, kW/m².

γ_w : Peso volumétrico del agua, kN/m³.

v : Velocidad de la corriente de agua aguas arriba o en la zona de aproximación de la pila, m/s.

d : Profundidad del agua antes de la socavación, m.

s : Pendiente de la línea de energía o gradiente de energía hidráulico.

Annandale (2006) recomienda que mediante un modelo hidráulico en el programa HEC-RAS, en el cual se incluya la estructura del puente, se obtenga la velocidad v en la sección de aproximación. Al usar este programa, lo más recomendable es obtener un perfil de velocidades en la sección de aproximación y así determinar la velocidad de la corriente correspondiente a la pila a analizar.

Como segundo paso, es necesario obtener la relación entre la potencia hidráulica adimensional en la base de la pila y la profundidad de socavación adimensional, mediante algunas de las siguientes ecuaciones, dependiendo del tipo de pila:

$$\text{Pilas rectangulares: } P/P_a = 8.42e^{-1.88(y_s/y_{m\acute{a}x})} \quad 7.101$$

$$\text{Pilas circulares: } P/P_a = 8.95e^{-1.92(y_s/y_{m\acute{a}x})} \quad 7.102$$

$y_{m\acute{a}x}$: Profundidad máxima de socavación alrededor de la pila que pudiera presentarse ante dichas condiciones hidráulicas.

y_s : Profundidad de socavación variable ($y_s < y_{m\acute{a}x}$).

Para calcular la profundidad de socavación máxima local en la pila ($y_{m\acute{a}x}$), Annandale (2006) recomienda que se use el método propuesto por el manual HEC-18 (Arneson et al., 2012). No obstante, puede elegirse alguno de los métodos convencionales que existen según el criterio del diseñador.

Finalmente, la potencia hidráulica P se obtiene multiplicando P_a con la ecuación utilizada (Ec. 7.101 o Ec. 7.102).

- Cálculo de la potencia hidráulica crítica P_c

Las expresiones para la obtención de la potencia hidráulica P_c que a continuación se muestran, surgen de correlaciones hechas entre la potencia hidráulica de la corriente y el índice geomecánico (K) de diferentes materiales (Annandale, 2006). El índice K , también conocido como el índice de erosionabilidad, mide la capacidad de los geomateriales para resistir las fuerzas de erosión provocada por la turbulencia generada por una corriente o chorro de agua.

La potencia hidráulica P_c (kW/m^2) para materiales con alto índice de erosionabilidad ($K > 0.1$), como suelos cohesivos, suelos con vegetación y macizos rocosos fracturados o formados por bloques se obtiene como:

$$P_c = (K)^{0.75} \quad 7.103$$

y para materiales con bajo índice de erosionabilidad ($K < 0.1$), como limos, arenas, gravas y boleos es:

$$P_c = 0.48(K)^{0.44} \quad 7.104$$

- Índice de Erosionabilidad K

El índice geomecánico o de erosionabilidad K se define como:

$$K = M_s K_b K_d J_s$$

7.105

M_s : Coeficiente que representa la resistencia de masa del material.

K_b : Coeficiente que representa el tamaño de partícula o bloque del material.

K_d : Coeficiente que representa la resistencia al esfuerzo cortante en las discontinuidades de un macizo rocoso o la resistencia al corte de un suelo.

J_s : Coeficiente que representa la capacidad del material para resistir la erosión debido a su estructura.

El índice K del método de Annandale se basa esencialmente en la misma idea de Kirsten (1982) quién en su método propuso el “índice de capacidad de excavación”. El método de Kirsten tiene como principal objetivo evaluar la potencia requerida de una máquina para excavar diferentes tipos de materiales. En las tablas 6.13 a la 6.19 se presentan diferentes correlaciones para determinar los coeficientes geomecánicos de K .

- Cálculo del coeficiente M_s

El coeficiente M_s para **suelos granulares** se obtiene a partir de la prueba de penetración estándar (SPT) y de su caracterización en campo, Tabla 7.14. Cuando el número de golpes SPT es mayor de 50, el suelo granular se considera equivalente a una roca, por lo que se recurre a utilizar la Tabla 7.16.

Tabla 7.14. Determinación del coeficiente M_s para suelos granulares (Kirsten, 1982).

Densidad	Descripción del material	N _{SPT}	M_s
Muy suelto	Se desmorona muy fácilmente cuando se raspa con el martillo geológico.	0 - 4	0.02
Suelto	Resistencia a la penetración muy baja al penetrarlo con la punta martillo geológico.	4 - 10	0.04
Medio	Resistencia a la penetración considerable al penetrarlo con la punta del martillo geológico.	10 - 30	0.09
Denso	Resistencia a la penetración muy alta al penetrarlo con la punta del martillo geológico; requiere muchos golpes de un pico para poder excavarlo.	30 - 50	0.19
Muy denso	Resistencia a la penetración muy alta a varios golpes generados con el martillo geológico; requiere de otras herramientas más poderosas para poder excavarlo.	> 50	0.41

Nota: Si el valor de NSPT > 50 y la descripción del material es una roca suave (muy fragmentada) usar Tabla 7.16.

Para **suelos cohesivos** la resistencia al corte con veleta y la descripción en campo durante su extracción son datos usados para determinar el valor de M_s con la ayuda de la Tabla 7.15. Es recomendable que la resistencia al corte del suelo sea determinada siguiendo el procedimiento expuesto en la norma ASTM D-2573 para determinación en campo o bajo la norma ASTM D-4648 para su determinación en laboratorio. Annandale (2006) recomienda usar la resistencia al corte no drenada obtenida de una prueba de compresión simple (ASTM D-2166) si no se cuenta con equipo de veleta.

Tabla 7.15. Determinación del coeficiente M_s para suelos cohesivos (Kirsten, 1982).

Consistencia	Descripción del material	τ_{veleta} (kPa)	M_s
Muy blando	La cabeza del martillo geológico puede penetrar fácilmente al material hasta el eje del mango del martillo. Se moldea fácilmente con los dedos.	0 - 80	0.02
Blando	Fácilmente penetrado por el pulgar; la punta del martillo geológico puede ser introducido en el material de 30 a 40 mm; se necesita cierta presión para moldearlo con la mano.	80 - 140	0.04
Firme	Se necesita cierto esfuerzo para marcar a la muestra con el pulgar; la punta del martillo geológico puede ser introducido aproximadamente 10 mm; es muy difícil de moldear con la mano; solo puede ser excavada con pala manual.	140 - 210	0.09
Duro	Penetración ligera al presionar con la punta de un pico; no puede ser moldeado con las manos, pero si puede ser penetrado con la uña; solo puede ser excavado con pico de mano.	210 - 350	0.19
Muy duro	Es casi imposible penetrar al material con la uña de la mano; se logra una penetración leve al aplicarle golpes con un pico de mano. Se requieren de otras herramientas más poderosas para excavar al material.	350 - 750	0.41

Nota: Si el esfuerzo cortante de veleta > 750 kPa el material puede considerarse como una roca (usar Tabla 7.16).

En cuanto a la obtención de M_s para **rocas**, éste se puede obtener mediante la Tabla 7.16, en la que están relacionados con la identificación de campo y la resistencia a la compresión no confinada de núcleos de roca intacta (ASTM D-2938).

Tabla 7.16. Determinación del coeficiente M_s para rocas (Kirsten, 1982).

Dureza	Descripción del material	q_u (MPa)	M_s
Roca muy blanda	La roca se desmorona mediante golpes firmes (moderado) con la parte de la punta del martillo geológico y puede ser raspada con algún cuchillo; la muestra labrada para una prueba triaxial es demasiada dura como para romperla con la mano.	< 1.7	0.87
		1.7 - 3.3	1.86
Roca blanda	La roca solo puede ser raspada con un cuchillo; se puede penetrar de 1 a 3 mm al aplicar golpes firmes (moderado) con la punta del martillo geológico.	3.3 - 6.6	3.95
		6.6 - 13.2	8.39
Roca dura	Es imposible rasparla con un cuchillo; el espécimen se rompe al darle un golpe firme (moderado) con la cabeza del martillo geológico (el espécimen es sujetado con la mano).	13.2 - 26.4	17.7
Roca muy dura	El espécimen se rompe al darle más de un golpe firme (moderado) con la cabeza del martillo geológico (el espécimen es sujetado con la mano).	26.4 - 53.0	35.0
		53.0 - 106.0	70.0
Roca extremadamente dura	El espécimen requiere muchos golpes con el martillo geológico para romperse.	> 212.0	280.0

El coeficiente M_s es el producto de la resistencia a la compresión no confinada (q_u) de un material y su coeficiente de densidad relativa (C_r) (Annandale, 2006):

$$M_s = C_r(0.78)(q_u)^{1.05} \quad \text{cuando } q_u \leq 10 \text{ MPa} \quad 7.106$$

$$M_s = C_r(q_u) \quad \text{cuando } q_u > 10 \text{ MPa} \quad 7.107$$

Según Kirsten (1982) el coeficiente de densidad relativa es la relación del peso volumétrico seco del material entre 27 kN/m^3 (peso volumétrico de referencia de una roca).

$$C_r = \frac{g\rho_r}{27(10^3)} \quad 7.108$$

ρ_r : Densidad de la roca seca, kg/m^3 .

g : Aceleración de la gravedad, 9.82 m/s^2 .

La meteorización es un factor importante que debe considerarse antes de asignar un valor de M_s , ya que puede cambiar debido a este efecto durante la vida útil de un proyecto. La meteorización o la debilitación que puede exhibir una roca puede ser prevista mediante la experiencia profesional y el buen juicio ingenieril, o bien, recurriendo a técnicas apropiadas.

- Cálculo del coeficiente K_b

Para **macizos rocosos** el coeficiente está en función del espaciamiento de las discontinuidades y del número de familias de discontinuidades en él. El espaciamiento de las discontinuidades de un macizo rocoso se estima a partir de la prueba RQD y el número de familias de discontinuidades es representado por el factor J_n que se encuentra en la Tabla 7.17 que considera desde rocas con pocas o sin discontinuidades hasta formaciones rocosas de una o más de cuatro familias de discontinuidades. En dicha clasificación también se toma en cuenta la presencia de discontinuidades aleatorias, las cuales no están bien definidas o no forman patrones regulares para definir una familia de discontinuidades. Por ejemplo, un macizo rocoso con dos familias de discontinuidades y con discontinuidades aleatorias, es clasificado como dos familias de discontinuidades más aleatorias (Tabla 7.17).

Tabla 7.17. Determinación de J_n (Kirsten, 1982).

Familias de discontinuidades	J_n
Macizo rocoso Intacto con o sin discontinuidades poco definidas	1.00
Una familia de discontinuidades	1.22
Una familia de discontinuidades más aleatorias	1.50
Dos familias de discontinuidades	1.83
Dos familias de discontinuidades más aleatorias	2.24
Tres familias de discontinuidades	2.73
Tres familias de discontinuidades más aleatorias	3.34
Cuatro familias de discontinuidades	4.09
Múltiples familias de discontinuidades	5.00

Una vez calculado RQD y J_n , K_b se obtiene como:

$$K_b = \frac{RQD}{J_n} \quad 7.109$$

En todos los casos el mínimo valor de RQD no deberá ser menor que 5 (Kirsten, 1982). Si la prueba RQD no se pudo realizar, su valor puede ser estimado con la siguiente ecuación:

$$RQD = (115 - 3.3J_v) \quad 7.110$$

donde J_v es un factor que representa el número de familias de discontinuidades por metro cubico del material, procedimiento descrito en la sección 4.4.

Para el caso de *suelos granulares*, K_b se obtiene directamente como (Kirsten, 1992):

$$K_b = 1000d^3 \quad 7.111$$

donde d para este caso es el diámetro representativo de las partículas del suelo, en m.

En el caso de *suelos cohesivos* el valor de $K_b = 1$.

- Cálculo del coeficiente K_d

El coeficiente K_d en *macizos rocosos* representa la resistencia al esfuerzo cortante que se puede generar en las discontinuidades de un macizo. Se determina mediante la relación entre el grado de rugosidad que exhiben los planos de las discontinuidades del macizo (J_r) y del grado de alteración de éstas (J_a).

$$K_d = \frac{J_r}{J_a} \quad 7.112$$

La resistencia al esfuerzo cortante de una familia de discontinuidades es directamente proporcional al grado de rugosidad que presentan los planos de las discontinuidades, e inversamente proporcional al grado de alteración de éstas.

El factor J_a de alteración considera el grado de intemperización de las discontinuidades o la presencia de otros minerales dentro de éstas (como arcillas). Los valores de J_r y J_a se encuentran en las Tablas 7.18 y 7.19.

Tabla 7.18. Determinación de J_r (Kirsten, 1982).

Espaciamiento de las discontinuidades	Condición de las discontinuidades	J_r
Discontinuidades estrechas o cerradas y que permanecen así aún en contacto con el agua	Escalonada	4.00
	Ondulada, rugosa	3.00
	Ondulada, lisa	2.00
	Ondulada, pulida	1.50
	Plana, rugosa	1.50
	Plana, lisa	1.00
	Plana, pulida	0.50
Discontinuidades abiertas y que permanecen así aún en contacto con el agua	Discontinuidades abiertas o que están rellenas de material relativamente blando con espesor suficiente para impedir el contacto de las paredes de las discontinuidades	1.00
	Arcilla de consistencia muy blanda	1.00

Tabla 7.19. Determinación de J_a (Kirsten, 1982).

Descripción del relleno	Abertura de las discontinuidades (mm)		
	1 ⁽¹⁾	1.0 - 5.0 ⁽²⁾	5 ⁽³⁾
Relleno compacto duro e impermeable.	0.75	-	-
Paredes de las discontinuidades inalteradas y con color diferente al del macizo rocoso.	1.0	-	-
Relleno duro con fragmentos de roca triturada o roca ligeramente alterada.	2.0	2.0	4.0
Relleno ligeramente arcilloso y duro. La consistencia de la arcilla es muy dura.	3.0	6.0*	10.0*
Relleno con arcilla de consistencia dura, con o sin fragmentos de roca triturada.	3.0*	6.0**	10.0
Relleno con arcilla de consistencia firme a blanda	4.0	8.0*	13.0*
Relleno con arcilla de consistencia blanda con o sin fragmentos de roca triturada.	4.0*	8.0**	13.0
Relleno con arcilla de consistencia muy blanda, con o sin fragmentos de roca triturada.	5.0*	10.0**	18.0

Notas:

⁽¹⁾ En un ensaye de corte las paredes de las discontinuidades siempre están en contacto.

⁽²⁾ En un ensaye de corte las paredes de las discontinuidades entran en contacto después de aproximadamente a 100 mm de desplazamiento

⁽³⁾ En un ensaye de corte las paredes de las discontinuidades nunca hacen contacto.

* Valores añadidos por Barton et al.

** También es aplicable cuando fragmentos de roca trituradas se encuentran en rellenos de arcilla, pero sin contacto con las paredes de las discontinuidades.

La rugosidad que exhiben las discontinuidades se describen a gran escala y pequeña escala (sección 4.4). A gran escala éstas pueden ser escalonadas, onduladas y planas; mientras que, a pequeña escala pueden ser, rugosas, suaves o lisas y pulidas. Ejemplos de discontinuidades planas y onduladas se muestran en la Figura 7.39.

Una discontinuidad plana-rugosa indica que de lejos tiene forma plana, pero que al observar más de cerca las caras de la discontinuidad son rugosas. El coeficiente K_d calculado por medio de la Ec. 7.112 es aproximadamente igual a la tangente del ángulo de fricción residual entre los planos de una discontinuidad.

En suelos *cohesivos y friccionantes* el coeficiente K_d se estima mediante la siguiente eucación:

$$K_d = \tan \phi \quad 7.113$$

Donde ϕ es el ángulo de fricción residual del suelo.



Figura 7.39. (a) Discontinuidades planas y (b) onduladas (Annandale, 2006).

- Cálculo del coeficiente I_s

Este coeficiente representa la capacidad relativa del material para resistir la erosión debido a su estructura (Tabla 7.20). En **macizos rocosos** depende de la orientación de los bloques de roca con respecto a la dirección del flujo, es decir de su buzamiento y dirección del buzamiento, y la forma de ellos. Estas dos variables, orientación y forma, afectan la facilidad con la cual la corriente de agua puede penetrar a través de las discontinuidades y desprender los bloques de roca. Si la dirección de la corriente de agua tiene más o menos la misma dirección que el buzamiento del bloque de roca o discontinuidad, se dice que el buzamiento del bloque o discontinuidad está en dirección del flujo. En caso contrario, el buzamiento es opuesto a la dirección del flujo. El concepto de buzamiento y dirección del buzamiento de una discontinuidad se explican en la sección 4.4.

El efecto de la forma de los bloques de roca en la resistencia a la erosión de un macizo rocoso se toma en cuenta mediante la determinación de la relación de forma r , tal como muestra la Figura 7.40.



Figura 7.40. Determinación de la tasa de espaciamiento, r (Annandale, 2006).

En la Figura 7.41.a puede verse que cuando los bloques de roca buzanan en contra de la dirección del flujo, presentan más dificultad para ser erosionados que cuando buzanan en la misma dirección (Figura 7.41.b). De la misma manera, la forma de los bloques de roca también influye en la facilidad con la que éstos pueden ser desprendidos. Los bloques más alargados serán más difíciles de remover que aquellos que tienden a ser equidimensionales, Figura 7.41.c.

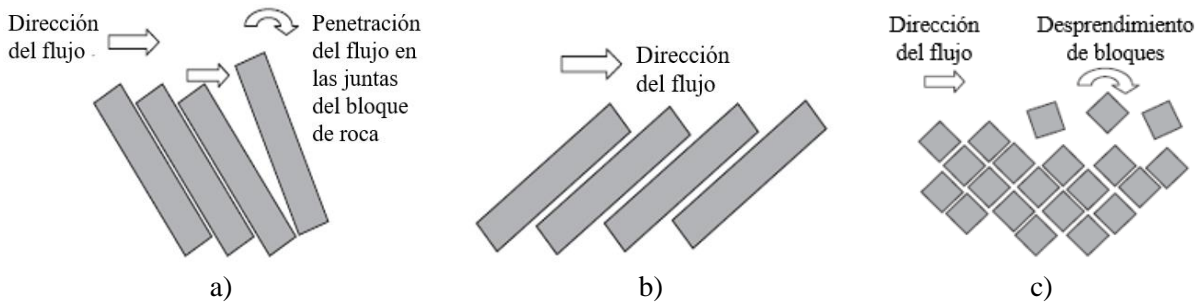
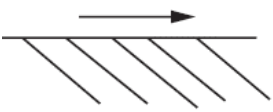
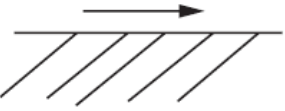


Figura 7.41. Influencia de la dirección del buzamiento de los bloques de roca y forma de estos en la resistencia a la socavación (Annandale, 2006).

Tabla 7.20. Determinación del coeficiente J_s (Kirsten, 1982).

Dirección del buzamiento de las familias de discontinuidades con espaciamiento más cercano (grados)	Buzamiento de las familias de discontinuidades con espaciamiento más cercano (grados)	Relación de forma, r			
		1:1	1:2	1:4	1:8
180/0	Vertical 90	1.14	1.20	1.24	1.26
En dirección de la corriente de agua 	89	0.78	0.71	0.65	0.61
	85	0.73	0.66	0.61	0.57
	80	0.67	0.60	0.55	0.52
	70	0.56	0.50	0.46	0.43
	60	0.50	0.46	0.42	0.40
	50	0.49	0.46	0.43	0.41
	40	0.53	0.49	0.46	0.45
	30	0.63	0.59	0.55	0.53
	20	0.84	0.77	0.71	0.67
	10	1.25	1.10	0.98	0.90
	51	1.39	1.23	1.09	1.01
1	1.50	1.33	1.19	1.10	
0/180	Horizontal 0	1.14	1.09	1.05	1.02
En contra de la dirección de la corriente de agua 	-1	0.78	0.85	0.90	0.94
	-5	0.73	0.79	0.84	0.88
	-10	0.67	0.72	0.78	0.81
	-20	0.56	0.62	0.66	0.69
	-30	0.50	0.55	0.58	0.60
	-40	0.49	0.52	0.55	0.57
	-50	0.53	0.56	0.59	0.61
	-60	0.63	0.68	0.71	0.73
	-70	0.84	0.91	0.97	1.01
	-80	1.26	1.41	1.53	1.61
	-85	1.39	1.55	1.69	1.77
-89	1.50	1.68	1.82	1.91	
	Vertical -90	1.14	1.20	1.24	1.26

Notas:

1. Para materiales intactos usar $J_s = 1.0$.
2. Para valores de $r > 8$ usar J_s con $r = 8$.

Para el caso de lechos con *macizos rocosos sanos o formados por grandes bloques de rocas intactos, o lechos con suelos arcillosos y granulares*, el valor de $J_s = 1$.

Resumen de los métodos

De los métodos para el cálculo de la socavación local en pilas tratados en este trabajo, en la Tabla 7.21 se presenta los usos y limitaciones de estos.

En conclusión, los métodos de socavación de Briaud et al. y Annandale son los que consideran más parámetros geotécnicos que los otros. Sin embargo, el método de Briaud et al. es más recomendable para ríos con lechos cohesivos mientras que el de Annandale lo es para lechos rocosos. En lechos compuestos con materiales granulares los métodos de Maza y Sánchez, y, Melville y Coleman son los más recomendables para lechos granulares, siendo el último adecuado en lechos con posibilidad de acorazamiento.

Tabla 7.21. Ventajas y desventajas de los métodos para el cálculo de la socavación local en pilas.

Autor	Ecuación general	Tipo de suelo	Usos y limitaciones
Maza y Sánchez (1968)	$\frac{H_s + d_{sp}}{a'} = \frac{H_T}{a'}$ Lecho móvil y agua claras	Friccionante: Arenas y gravas	<ul style="list-style-type: none"> • Considera el tirante, ancho de la pila, ángulo de ataque y velocidad de la corriente. • El método es puramente gráfico, y solamente considera tres tipos de pilas; circular, con nariz redondeada y rectangular.
Melville y Coleman (2000)	$d_{sp} = K_{na} K_i K_D K_f K_\phi K_\tau$ Lecho móvil	Friccionante: Arenas y gravas	<ul style="list-style-type: none"> • Considera la posibilidad de acorazamiento, tirantes grandes y pequeños, tamaño del sedimento, forma y alineamiento de la pila y el tiempo de equilibrio de la socavación. • Considera que la socavación solo se da en condiciones de aguas claras. Así mismo, considera geometrías complejas de pilas y grupos de pilotes.
Briaud et al. (1990-2011)	$Z = \frac{t}{\frac{1}{z_i} + \frac{t}{d_{sp}}}$ Aguas claras	Friccionante, cohesivo, cohesivo-friccionante y rocas	<ul style="list-style-type: none"> • La ecuación recomendada por los autores para d_{sp}, considera la velocidad de la corriente de aproximación y crítica, tirante, ancho y forma de la pila, ángulo de ataque y separación entre pilas. Tipo de pila: circular y rectangular. • Puede emplearse en estratigrafía variada. Es recomendado en materiales cohesivo, ya que considera el tiempo para que se produzca la socavación. • Considera la acumulación de socavación de varios eventos de crecidas. • Se puede obtener profundidades de socavación máximas e intermedias que se alcanzan en eventos de inundaciones menores. • Considera el comportamiento del material ante la socavación mediante una curva (\dot{Z} vs τ) que se obtiene mediante la prueba EFA.
Annandale (1995)	$K = M_s K_b K_d J_s$ Lecho móvil y agua claras	Friccionante, cohesivo, y rocas	<ul style="list-style-type: none"> • Aplicable solo para pilas circulares y rectangulares. La ecuación recomendada por el autor para d_{sp}, considera el tirante, ancho de pila y ángulo de ataque, velocidad de la corriente y formas de fondo. • Puede utilizarse en lechos con estratigrafía variada. Recomendado para lechos rocosos, ya que toma en cuenta las características de las discontinuidades y parámetros de resistencia. • Utiliza como parámetro crítico a la potencia hidráulica. • Método recomendado para lechos rocoso

7.7 TÉCNICAS DE PROTECCIÓN Y REHABILITACIÓN

Algunas de las técnicas más utilizadas en Estados Unidos para proteger y rehabilitar puentes dañados por el fenómeno de socavación se presentan en la Tabla 7.22.

Tabla 7.22. Descripción de las técnicas de prevención y mitigación de socavación en puentes (Melville y Coleman (2000))

Medidas	Descripción
Enrocamiento (Rip-Rap)	Fragmentos de rocas colocadas a mano o a volteo
Elementos prefabricados	Elementos de concreto con diversas formas geométricas (Ej. tetraedros y Jacks).
Gaviones	Jaulas o mallas de alambre rellenas de fragmentos de roca.
Revestimiento articulado	Bloques de concreto individuales o unidos mediante cables de acero colocados de forma entrelazada similar a un pavimento adoquinado.
Sacos de mortero	Bolsas rellenas de concreto o mortero (colocadas de forma similar al sistema de enrocamiento).
Enrocamiento-concreto	Sistema de enrocamiento reforzado con concreto a través de sus poros.
Colchones rellenos de concreto	Colchones prefabricados con conductos interconectados colocados en la superficie del lecho y posteriormente rellenos con mortero a presión.
Plantación de vegetación	Plantación de vegetación pequeña tipo zacate en las laderas de ríos
Llantas usadas	Las llantas usadas funcionan como gaviones y sacos de mortero.
Pavimentación	Pavimentación del lecho del canal y laderas con concreto reforzado o asfalto.
Suelo-cemento	Estabilización del suelo in situ con cemento.
Tablestacas	Muro vertical que puede usarse para soportar el material de las laderas del río.
Paletas deflectoras de flujo	Alteran el campo de flujo para reducir concentraciones de flujo en zonas del río
Espigones	Estructuras impermeables o permeables, las cuales se proyectan dentro del río para disminuir la velocidad del flujo e inducir el depósito de sedimentos.
Hardpoint	Espigones pequeños conformados generalmente por bloques de roca pequeños o boleos y colocados a lo largo de márgenes de ríos afectadas por socavación.
Retardantes (estacas de madera, cercas de madera, arboles, etc)	Estructuras permeables colocadas de forma paralela en las laderas de los ríos, para reducir la velocidad de la corriente e inducir el depósito de sedimentos.
Presas de regulación	Presas de tamaño pequeño construidas aguas abajo de puentes para mitigar la de degradación continua del lecho.
Mejoramiento de los cauces (canalización)	Modificaciones de los cauces para generar el incremento de su capacidad de flujo y transporte de sedimentos (dragado, limpieza, cortes de curvas, etc).
Control de dragado	Dragado de los sedimentos para controlar el depósito de sedimentos.
Micro-cuencas de retención	Construidas aguas arriba de la zona del río a proteger contra el depósito de sedimentos.
Estructuras de conducción del flujo	Estructuras añadidas a los terraplenes de acceso al puente a partir de los aproches, generalmente conformadas por estructuras térreas (bordos) rectas o curvadas para alinear el flujo del río que pasa a través del puente. Reduce la socavación en los estribos.
Modificación de la cimentación del puente	Extensión horizontal de la base de la cimentación de las pilas de un puente o aumento de su profundidad para tratar de inhibir la socavación local en ellas.
Uso de collares en pilas	Colocación de placas metálicas alrededor de las pilas en contacto con el lecho del cauce para prevenir la socavación local.
Uso de pilas de sacrificio	Pilas colocadas aguas arriba de la pila(s) del puente para desviar la dirección del flujo lo suficientemente lejos de ésta(s) e inducir el depósito de sedimentos.

Estas técnicas pueden ser clasificadas de acuerdo con el tipo de socavación para las que fueron propuestas, Tabla 7.23.

Tabla 7.23. Técnicas de prevención y mitigación de socavación en puentes según el tipo de socavación (Melville y Coleman, 2000).

Técnica	Ejemplos	Propósito
Generación de acorazamiento	Enrocamiento, gaviones, revestimiento articulado, hardpoints, llantas usadas, etc. Plantación de vegetación.	Prevención de erosión en las laderas de los ríos colindante con la estructura de los puentes; estabilización del alineamiento de canales.
Retardantes	Pilas o estacas de madera, cercas de alambre, plantación de vegetación.	Reducción de la velocidad del flujo en las laderas de los ríos e induce al depósito de sedimentos.
Espigones y Hardpoints		Reduce la velocidad del flujo cerca de las laderas e induce al depósito de sedimentos; estabiliza la alineación de canales.
Presas de control		Controlar el curso y degradación del canal.
Revestimiento del canal	Con pavimento articulado (bloques de concreto) o monolítico (asfalto o concreto).	Control de la degradación del canal.
Modificación del puente	Incremento del ancho del flujo al pasar por el puente.	
Mejoramiento del canal	Dragado, limpieza del canal. Cortes de canales.	Transporte de sedimentos incrementado para reducir el depósito de sedimentos en la sección del puente.
Dragado controlado		Reducción de la entrada de sedimentos en la zona del puente
Micro-cuenca de retención		Reducción de la entrada de sedimentos en la zona del puente
Generación de acorazamiento	Enrocamientos, elementos prefabricados, gaviones, pavimentos articulados, etc.	Reducción de la socavación local.
Alteración del campo de flujo	Pilas de sacrificio, paletas deflectoras, collares.	Reducción de la socavación local en pilas.
Aumento de la profundidad de cimentación		Reducción de la socavación local en pilas.
Bordos guía		Alineamiento del flujo de agua al cruzar el puente; reducción de la socavación local en estribos.

En lo que sigue, se muestran algunos ejemplos de las técnicas de protección y rehabilitación de zonas propensas o dañadas por la socavación, tanto en la subestructura de los puentes como en las secciones próximas a los puentes.

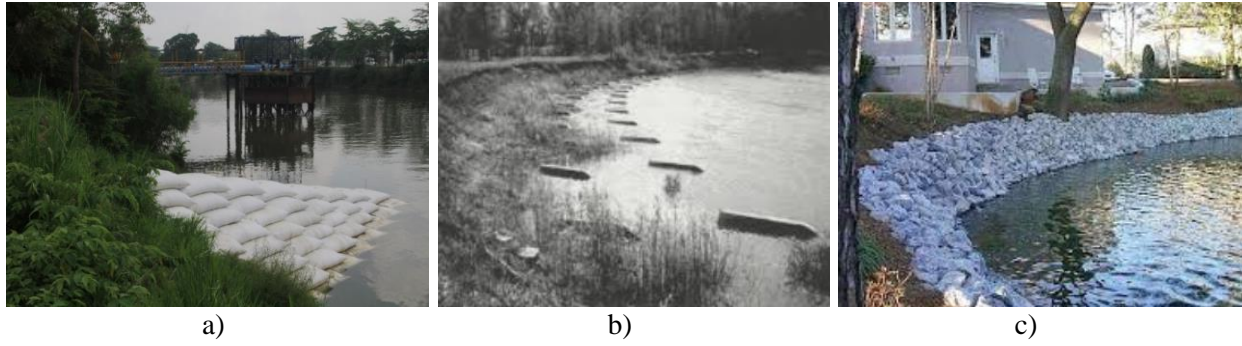


Figura 7.42. Protección de la margen de ríos con (Dominio público de internet): (a) espigones de bolsacreto, (b) paletas desviadoras y (c) enrocamiento.

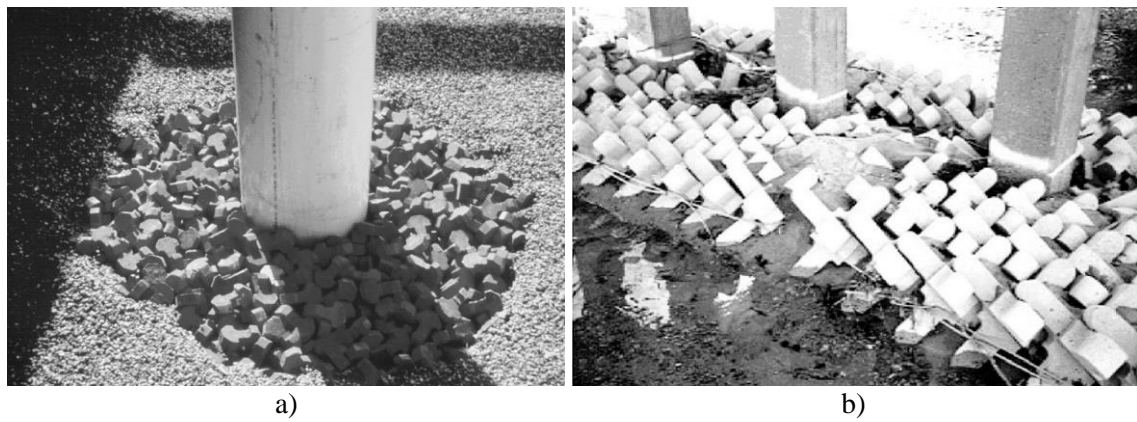


Figura 7.43. Protección en pilas de puentes con elementos prefabricados de concreto del tipo (Lagasse et al., 2012): (a) Toskano y (b) Jack.

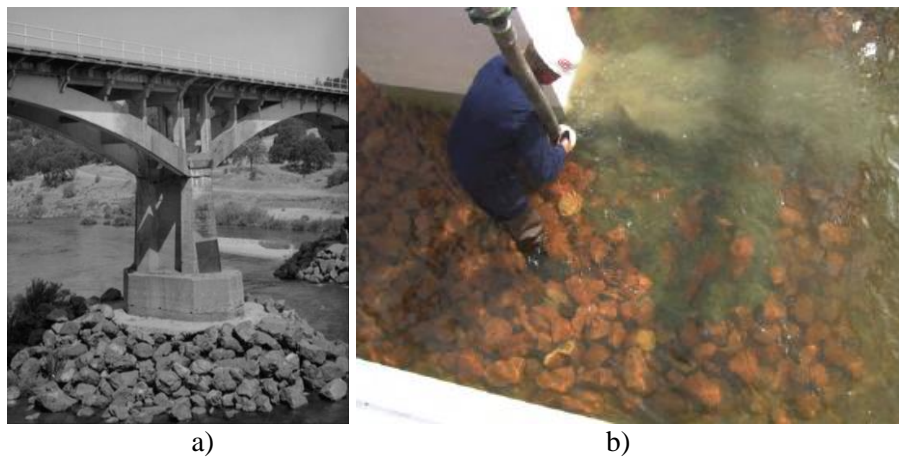


Figura 7.44. Protección en pilas de puentes con (dominio público de internet): (a) solo enrocamiento y (b) reforzado con concreto.



Figura 7.45. Protección de estribos en puentes mediante (IHRB, 2006): (a) enrocamiento y (b) pavimentos flexibles.

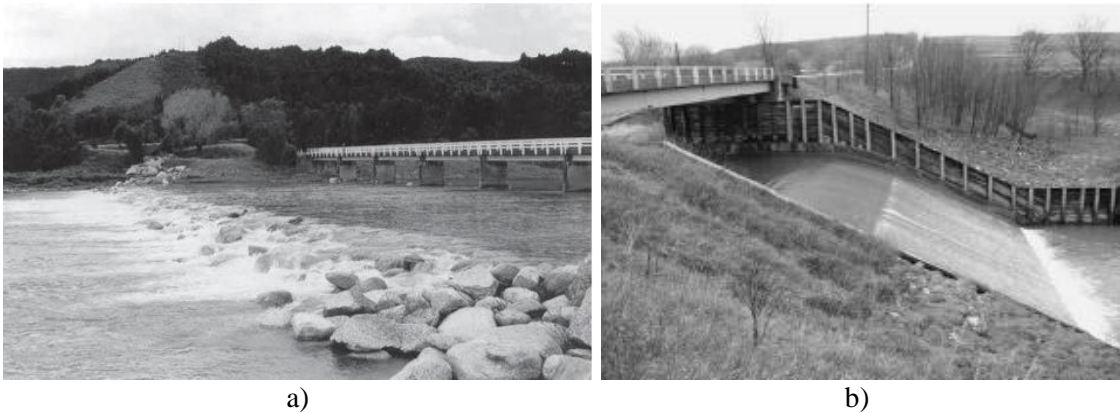


Figura 7.46. Presas de regulación para mitigar la degradación continua del lecho en donde se ubica el puente (IHRB, 2006), construidas con: (a) rocas y (b) de concreto.

En Melville y Coleman (2000), Manual HEC-23 (FHWA, 2009), Maza y García (1996) y Maza (1975), se proponen diversas formas de diseñar estos y otros tipos de obras de protección contra erosión en las margenes de ríos y cimentación de puentes.

7.8 MONITOREO DE LA SOCAVACIÓN EN PUENTES

El monitoreo es el proceso de recolectar información continua acerca del comportamiento del cauce o de los componentes del puente. Sirve para llevar un registro de la degradación del cauce en la zona de un puente y facilitar la detección a tiempo de problemas potenciales.

Las etapas esenciales que deben realizarse durante el monitoreo de un puente son:

- Inspección en campo de la estructura del puente y de la zona de influencia por un equipo de especialistas.
- Levantamientos topográficos y batimétricos de la zona de influencia del puente.

Durante el monitoreo de un puente se debe recopilar información de los siguientes aspectos (IHRB, 2006):

- Geomorfológicos: Cambios en el equilibrio de tránsito de sedimentos en el río debido a actividades antropogénicas o naturales; es decir, determinar si en la zona del puente el río se está degradando o está recibiendo continuamente depósito de sedimentos.
- Hidráulicos: Niveles de agua, velocidades, caudales, pendientes, amplificaciones de las fuerzas de impacto de la corriente debido al arrastre de materiales durante una avenida.
- Geométricos: Dimensiones físicas del cauce (secciones transversales, localización de las zonas de socavación en el puente y aguas arriba y aguas abajo de este), dimensiones físicas del puente (estribos, pilas y terraplenes de acceso) y condiciones de las obras de protección contra socavación del puente.
- Estructurales: Tamaño, forma y localización de las fallas dentro del cuerpo de la estructura (donde es importante determinar su causa).
- Geotécnicos: Características de los sedimentos (propiedades índices y mecánicas).

El monitoreo de socavación en un puente se puede hacer después de ocurrida una creciente o en tiempo real y consiste en lo siguiente (FHWA, 2009):

- Post-creciente. Se hace con equipo portátil que se instala pasado el proceso erosivo. No arroja información sobre el riesgo real debido a que el hueco máximo de socavación formado durante el pico de la creciente se rellena al ir descendiendo los caudales. Se suelen utilizar técnicas geofísicas que permiten detectar las máximas profundidades de socavación que se han presentado en el pasado.
- En tiempo real. Mide el proceso de socavación en el momento de su ocurrencia, permitiendo correlacionar el hidrograma de creciente con la socavación. Las mediciones se suelen hacer con equipos fijos en el puente, aún cuando también podría ser portátil.

Por lo general los equipos fijos que se instalan directamente en las estructuras de los puentes suelen ser muy costosos y, además, requerir de una supervisión continua. Debido a esto, los equipos de medición fija son poco usados. Son de uso más común los equipos portátiles, los cuales se describen a continuación.

7.8.1 Instrumentación portátil

Se ha utilizado una amplia variedad de instrumentos para realizar mediciones de socavación con equipos portátiles. En general, éstos pueden clasificarse en (Richardson, 2002): manuales, fatómetros y geofísicos.

Manuales

Las barras y plomadas tipo torpedo para sondear el lecho de los ríos son los equipos portátiles y manuales más comunes. Las barras de sondeo son barras largas por lo general de fibra de vidrio, madera o metal, resistentes al pandeo. Se pueden usar desde el puente o desde botes vadeando el río para medir profundidades en puntos determinados.

Las plomadas tipo torpedo se suspenden por un cable de acero. El material de los torpedos es en general de acero y su peso varía de 3, 7 y 75 kg. Pueden ser de mayor peso, pero su selección depende de la velocidad de la corriente para prevenir su arrastre durante las mediciones. Las mediciones realizadas con plomadas con pesos más ligeros pueden hacerse a mano, mientras que las más pesadas con grúas. Al igual que las barras manuales, las mediciones se realizan desde el puente o desde botes. Irregularidades en el fondo del río hacen que el torpedo pueda atorarse conduciendo incluso a su pérdida.

- Ventajas: Ambos equipos no son afectados por la cantidad de aire atrapado en la corriente o por altas cargas de sedimento.
- Desventajas: Ambos equipos no son aplicables a altas velocidades de corriente, ríos con arrastre de materiales (basura, arboles, etc.) y son susceptibles a penetrar el lecho del cauce. En ríos muy profundos, el uso de barras no es recomendable debido al pandeo de éstas, pero si pueden usarse las plomadas tipo torpedo. El proceso de medición del lecho mediante el uso de torpedos suele ser muy lento.



a)



b)

Figura 7.47. (a) Barras y (b) torpedos metálicos para sondear ríos (Richardson, 2002).

Fatómetros

Los fatómetros o ecosondas se usan también ampliamente como instrumentos portátiles para monitorear la socavación en puentes. Cuando las mediciones se realizan desde el puente, los transductores son fijados a una barra o atadas a plataformas flotantes (Figura 7.48).

- Ventajas: La salinidad del agua tiene poco efecto en las tomas de lecturas. Puede ser colocado en plataformas flotantes y operado a control remoto. También puede ser acoplado con el sistema de Posicionamiento Global (GPS).
- Desventajas: Las lecturas son afectadas por altas cargas de sedimentos en la corriente o por arrastre de aire. Su uso en ríos con profundidades > 2 m y con velocidades de flujo > 3 m/s pueden dar mediciones erróneas.



Figura 7.48. Ecosondas o fatómetros portables instalados en: (a) una barra y; (b) tabla de surf.
(Richardson, 2002).

Geofísicos

Los instrumentos geofísicos, basados en la propagación de ondas y mediciones de reflexión, determinan las interfaces entre materiales con diferentes propiedades físicas. La diferencia principal entre las técnicas de sonar y las geofísicas es que estas últimas proporcionan información por debajo del fondo, mientras que el sonar solo puede "ver" la interfaz agua-suelo y no puede penetrar la capa de sedimento. La principal diferencia entre las diferentes técnicas geofísicas son los tipos de señales transmitidas y los cambios en las propiedades físicas que causan reflexiones. Las señales de los equipos geofísicos pueden ser de tipo acústico o de tipo electromagnético. La mejor aplicación de las técnicas geofísicas es determinar la profundidad de socavación después de una creciente. En general, el costo y la complejidad del equipo y la interpretación de los datos son factores limitantes para su uso como un dispositivo portátil de monitoreo, ya que con frecuencia surge la necesidad de datos de exploración geotécnica para interpretar los resultados correctamente (Richardson, 2002).

A continuación se describen dos técnicas geofísicas utilizadas comúnmente para estos fines:

- Radar de penetración terrestre (GPR por sus siglas en inglés). Se usa para obtener perfiles del subsuelo de alta resolución, y en forma continua en seco o en aguas relativamente bajas (menos de 8 m). Utiliza señales electromagnéticas (típicamente 60-300 MHz), y las reflexiones son causadas por interfaces entre materiales con diferentes propiedades eléctricas. En general el GPR penetrará materiales resistivos y no materiales conductores. Por lo tanto, no funciona bien en arcillas densas y húmedas o en condiciones de agua salada. La profundidad de penetración del RPT depende de las propiedades eléctricas del material a través del cual la señal y la frecuencia de la señal se transmiten. Señales de baja frecuencia (80 Mhz) logran mejor penetración, pero más baja resolución, en tanto que señales de alta frecuencia (800 Mhz) logran mejor resolución, pero menor penetración.
- Transductor de sonido. Es un sistema sísmico que usa señales acústicas similares a las de un sonar, pero a una frecuencia más baja (generalmente 2-16 kHz). Al igual que el sonar, las señales sísmicas pueden ser dispersadas por burbujas de aire y altas concentraciones de sedimentos. Para definir la estratigrafía una porción de la señal sísmica se refleja a la

superficie cuando hay un cambio en la impedancia acústica entre dos estratos. Su resolución suele ser muy baja.

Una buena interpretación de las lecturas tomadas mediante técnicas geofísicas requiere de una buena calibración de los equipos y experiencia del operador (Arneson et al., 2012).

7.8.2 *Monitoreo mediante buceo*

Las condiciones del sitio para puentes grandes pueden requerir que el lecho del cauce y cimentación de los puentes sea evaluén con buzos para obtener datos completos y precisos. Aplica cuando las profundidades del agua son muy grandes y se sospecha que los elementos de la subestructura están socavados.

La recopilación de datos subacuáticos es una fuente invaluable de información sobre la estructura y magnitud de la socavación.

- **Ventajas:** Elimina la incertidumbre de las mediciones realizadas con los instrumentos fijos o portátiles.
- **Desventajas:** Es un trabajo muy intensivo. Ríos muy profundos, con alta velocidad y transporte de escombros pueden dificultar esta labor.

8. SOCAVACIÓN EN PRESAS

8.1 GENERALIDADES

El fenómeno de socavación en una presa y obras auxiliares puede iniciar de forma externa o interna. De forma externa se puede presentar: (1) en los terraplenes de presas de tierra debido al oleaje, desbordamiento y lluvia; (2) en los materiales de fondo del canal de excedencias (vertedor) debido a corrientes de agua muy rápidas; (3) en el tanque de amortiguación debido al impacto directo de la corriente de agua o por la generación de saltos hidráulicos; (4) en el lecho del río aguas abajo de vertedores sin disipadores de energía. De forma interna la socavación se puede presentar: (5) en el interior del terraplén debido a erosión interna, provocada por fuerzas de filtración o porque los materiales empleados en la construcción son dispersivos; (6) a través de grietas generadas en el cuerpo del terraplén o en el suelo o roca de cimentación, debido a asentamientos diferenciales, o secado; (7) por saturación durante el primer llenado, mal proceso constructivo o por efectos de un sismo.

La socavación también se puede favorecer a lo largo del tiempo debido al envejecimiento y tipo de materiales superficiales, pero también por variaciones climáticas estacionales.

En este capítulo se presentan los modos de fallas por socavación externa e interna más comunes en presas. Así mismo, se describen y discuten las metodologías disponibles para su análisis y algunas medidas de prevención y mitigación para este fenómeno.

8.2 SOCAVACIÓN EN VERTEDORES

8.2.1 Descripción del fenómeno

La socavación en canales de excedencias construidos con losas de concreto se presenta de dos formas: (1) debido al desprendimiento de losas de concreto y; (2) por el fenómeno de cavitación. Ambos fenómenos están asociados con el desprendimiento de la Capa Límite CL (sección 5.1.2). El primero se presenta cuando la rugosidad del canal es tal que no se forma la subcapa viscosa y en flujo turbulento las fluctuaciones de presión (desprendimiento intermitente de la CL) provocan la vibración de las losas, aflojamiento y posteriormente su desprendimiento. Además de la rugosidad, la alteración de la subcapa viscosa puede presentarse por cualquier tipo de irregularidad, por ejemplo, debido a un mal procedimiento constructivo (ej., asentamiento de losas, acabados inadecuados y juntas entre losas no adecuadas) o por un mal diseño de los disipadores de energía. Este proceso de socavación es similar al que ocurre en lechos conformados por bloques de roca (sección 5.3.2).

En canales de excedencias, donde se alcanzan velocidades de corriente altas, el desprendimiento de la capa límite en algunas zonas puede provocar grandes caídas de presión que generen la formación de cavidades llenas de vapor de agua o burbujas. Dicho fenómeno es conocido como cavitación. El transporte de las burbujas de vapor hacia aguas abajo puede ocasionar que éstas se condensen súbitamente al encontrarse con zonas de mayor presión. Si esto sucede cerca de la superficie del material del vertedor, se inducirán esfuerzos muy altos que al repetirse continuamente provocan la erosión del material (Echávez, 1979), Figura 8.1.

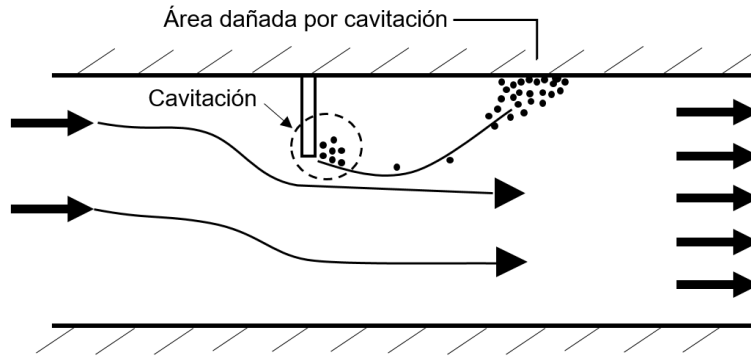


Figura 8.1. Esquema de la generación de cavitación en un túnel o canal vertedor.

El fenómeno de socavación debido a las fluctuaciones de presión en el fondo y a la cavitación también suele presentarse en túneles vertedores.

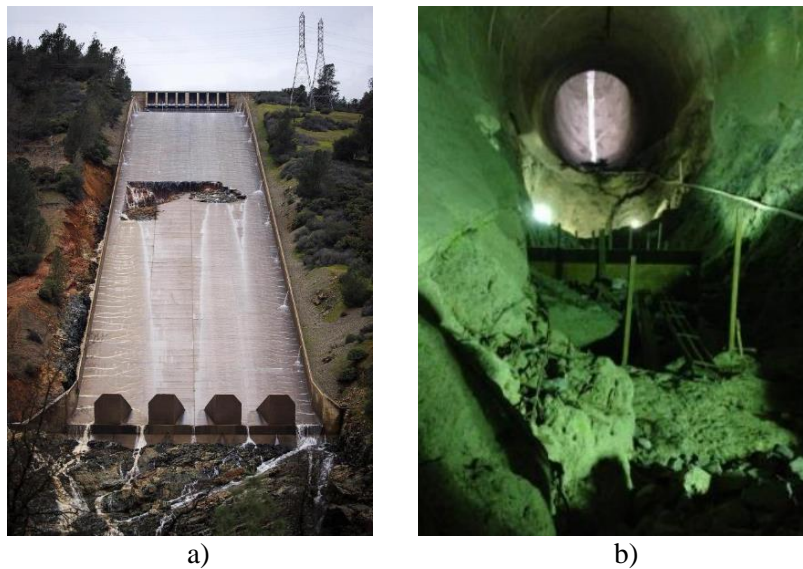


Figura 8.2. (a) Socavación en el canal de excedencias de la presa Oroville, California, USA. (b) Socavación en túnel de excedencias de la presa Infiernillo, entre Michocán y Guerrero, México (dominio público de internet).

Aunque el canal sea de otro material, como aquellos recubiertos por vegetación, el proceso de socavación es el mismo.

8.2.2 Posibilidad de cavitación

Echávez (1979) propone un método para evaluar las posibilidades de cavitación en vertedores de sección transversal plana (canales) y circulares (túneles), que puede ser provocada por la rugosidad de los materiales y diversos tipos de irregularidades u obstáculos (escalones, ranuras y protuberancias). El método consiste en determinar el índice de cavitación local σ , el cual se

compara con el índice de cavitación local incipiente (σ_i). Si $\sigma_i > \sigma$, existe la posibilidad de cavitación.

El índice σ se calcula como:

$$\sigma = \frac{h_p - h_v}{\frac{v^2}{2g}} \quad 8.1$$

h_p : Carga de presión en la zona de interés, en m.

h_v : Carga de vaporización del líquido, m.

$v^2/2g$: Carga de velocidad en la zona de interés, m.

El efecto de la rugosidad o irregularidades se considera en el cálculo de v . El índice σ_i se obtiene experimentalmente utilizando condiciones hidráulicas similares a las que se presentan durante la operación de la obra y es característico de la rugosidad o irregularidad de la zona evaluada (Echávez, 1979).

8.2.3 Medidas de prevención y mitigación

Una vez determinadas las zonas expuestas a cavitación en las obras vertedoras, Echávez (1979) propone dos formas para proteger a estas estructuras, ya sea disminuyendo los esfuerzos debidos a la cavitación o aumentando la resistencia de la superficie.

Una manera de disminuir los esfuerzos es mediante aireación del flujo en la zona próxima a la pared, pues el aire, al no condensarse, amortigua la violencia de la implosión y evita que las burbujas de vapor de agua y aire mezclados reduzcan de volumen en forma violenta. Por otra parte, el aumento de la resistencia de la superficie implica una mejor calidad del concreto, o concretos especiales como los que utilizan polímeros.

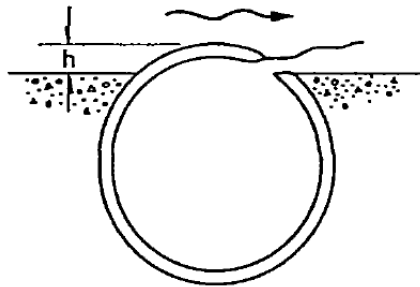


Figura 8.3. Esquema de un aireador (Echávez, 1979).

Las recomendaciones de cálculo y diseño de la implementación de aireadores se describen detalladamente en Echávez (1979).

8.3 SOCAVACIÓN EN TANQUES DE AMORTIGUACIÓN

8.3.1 Descripción del fenómeno

Para reincorporar el alivio de excedencias de presas al curso natural del río, se suele recurrir a la construcción de estanques amortiguadores para disipar la energía del agua. Esto es con el fin de evitar problemas de socavación al pie de éstas. Dependiendo del tipo de obra vertedora, el agua puede llegar a estas estructuras por medio de un chorro de agua o como una corriente de agua. Por lo general, las presas que generan chorros de agua durante el alivio de sus excedencias son de gran altura y se desplantan sobre macizos rocosos muy resistentes. Por ello, los estanques amortiguadores en estas presas se labran sobre la misma roca. En presas con altura media o pequeña y que alivian sus excedencias mediante corrientes de agua recurren a estanques de amortiguación contruidos por losas de concreto o bien labrados sobre el lecho cuando éstos son rocosos.

Por lo general, la socavación en estanques amortiguadores ocurre cuando la turbulencia generada por el impacto del agua, ya sea mediante un chorro de agua (Figura 8.4.a) o una corriente de agua (Figura 8.4.b), interactúa directamente con el material de fondo de estas estructuras. Es por ello, que el diseño de estanques amortiguadores está en función del tirante de agua que debe haber en ellas; si el tirante es lo suficientemente profundo, la turbulencia no logrará interactuar con el material del fondo.

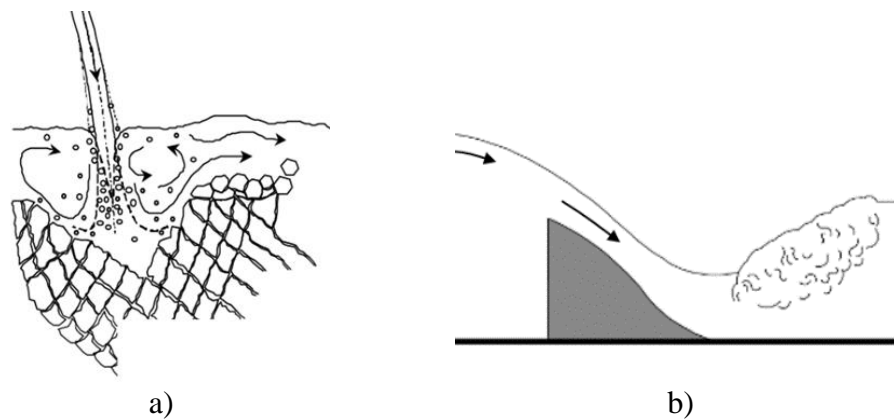


Figura 8.4. Ejemplos de formación de turbulencia en el tanque de amortiguación: (a) por el impacto de un chorro de agua (Bollaert, 2002) y (b) por la generación de salto hidráulico.

En lo que sigue se presentan algunos casos de socavación en estanques amortiguadores de obras vertedoras de presas.



Figura 8.5. Presa Wivenhoe, Australia. Desprendimiento y arrastre de grandes bloques de roca del tanque de amortiguación labrado en el macizo rocoso de cimentación (Stratford et al., 2013).



Figura 8.6. Presa Nezahualcóyotl (Malpaso), Chiapas, México. Losas del estanque amortiguador desplazadas hacia aguas abajo (Marsal y Reséndiz, 1975).



Figura 8.7. Presa Santa Luzia, Coimbra District, Portugal. Desprendimiento de bloques de roca en estanque de amortiguación (labrado en el macizo rocoso) (modificada de Annadale, 2006).

8.3.2 Cálculo de la profundidad de socavación

Método de Annandale (1995)

En este método solo se permite calcular la profundidad de socavación debido al impacto de un chorro de agua y sigue la misma metodología descrita en la sección 7.6.2 para el cálculo de socavación local en pilas propuesto por el mismo autor; es decir, se comparan la potencia hidráulica disponible del chorro (P_{chorro}) y la potencia hidráulica crítica del material del fondo (P_c). La elevación máxima de socavación se define cuando $P_{chorro} \leq P_c$ (Figura 8.8) y la profundidad de socavación es la diferencia de elevaciones entre el lecho de la poza antes de la socavación y la elevación máxima de socavación.

Para el caso de socavación provocada por la turbulencia de una corriente de agua o por la formación de saltos hidráulicos, el método solo permite determinar si el material del fondo es susceptible a ser socavado o no. Esto se logra mediante la comparación de la potencia hidráulica generada por estos efectos y P_c . El material es susceptible a ser erosionado si $P_{corriente}$ o $P_{salto\ hidráulico} > P_c$.

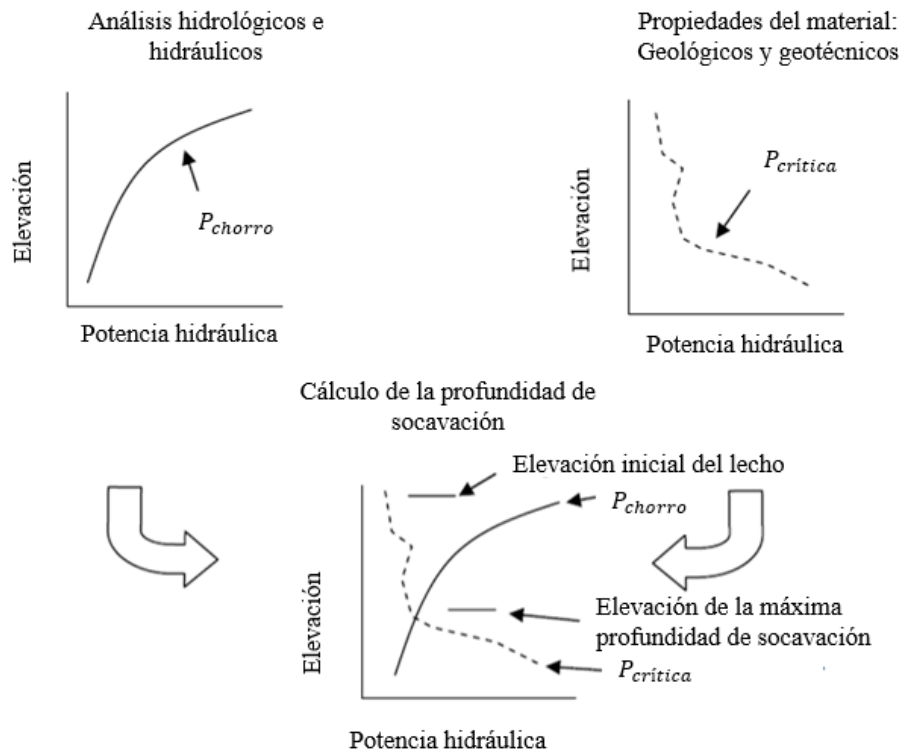


Figura 8.8. Determinación de la profundidad de socavación en pozas de amortiguación labradas en lechos de ríos (Annandale, 2006).

En lo que sigue se describen las fórmulas para obtener la potencia hidráulica generado por corrientes de agua ($P_{corriente}$), saltos hidráulicos ($P_{salto\ hidráulico}$) y chorros de agua (P_{chorro}). La potencia hidráulica crítica P_c se obtendrá de la misma manera como se describió en el método de Annandale para el cálculo de la socavación local en pilas visto en la sección 7.6.2.

- Potencia hidráulica debido a una corriente de agua

Para una sección transversal de una corriente de agua, la potencia hidráulica total por longitud unitaria de la corriente puede formularse como:

$$P_m = \gamma_w v w y S_f L = \gamma_w Q S_f L = \gamma Q \Delta E \quad 8.2$$

γ_w : Peso volumétrico del agua, kN/m³.

v : Velocidad de la corriente de agua, m/s.

w : Ancho de la corriente de agua, m.

y : Tirante de la corriente de agua, m.

S_f : Pendiente de la línea de energía o gradiente de energía hidráulico, m/m.

L : Longitud unitaria, m.

Q : Gasto total de la corriente, m³/s.

ΔE : Pérdida de energía.

La unidad de medida de P_m es kW-m.

La potencia hidráulica de la corriente de agua por área unitaria del lecho o aplicada en el lecho del cauce se puede calcular con la siguiente expresión (Annandale, 2006):

$$P_a = 7.853 \rho_w \left(\frac{\tau_*}{\rho_w} \right)^{3/2} \quad 8.3$$

ρ_w : Densidad de masa del agua, 1000 kg/m³.

τ_* : Esfuerzo cortante en el lecho generado por la corriente de agua, Pa.

$$\tau_* = \rho_w g y S_f \quad 8.4$$

g : Aceleración de la gravedad, m/s².

y : Profundidad del flujo, m.

La unidad de medida de P_a es kW/m².

- Potencia hidráulica debido al impacto de un chorro de agua

La potencia hidráulica del chorro de agua en el punto de contacto con el estanque de amortiguación, es decir, en la superficie de la lámina de agua o en la superficie del fondo si éste se encuentra seco es:

$$P_{chorro} = \frac{\gamma_w Q \Delta E}{A} \quad 8.5$$

P_{chorro} : Potencia hidráulica generada por el chorro de agua en la zona de contacto, W/m².

γ_w : Peso volumétrico del agua, kN/m³.

Q : Gasto de generación del chorro de agua, m³/s.

ΔE : Energía disipada en términos de carga hidráulica h , m.

A : Área donde impacta el agua, m^2 .

Teniendo en cuenta que la energía del chorro de agua se disipa al sumergirse en el cuerpo de agua de un estanque de amortiguación, la Ec. 8.5 se modifica de la siguiente manera:

$$P(Y/D) = C_t(Y/D) \frac{\gamma_w Q \Delta E}{A} \quad 8.6$$

$P\left(\frac{Y}{D}\right)$: Potencia hidráulica generada por el chorro de agua en función de la profundidad adimensional del tanque de amortiguación (Y/D), siendo Y la profundidad del agua en el tanque de amortiguación y D el diámetro o ancho del chorro de agua.

C_t : Coeficiente de presión dinámica total en función de la profundidad del tanque de amortiguación:

$$C_t(Y/D) = C_p(Y/D) + C'_p(Y/D) \Gamma F \quad 8.7$$

C_p : Coeficiente de presión dinámica media propuesto por Castillo (2004), Figura 8.9. Incluye el efecto de la magnitud de turbulencia generado por el chorro de agua.

C'_p : Coeficiente de presión dinámica fluctuante (Bollaert, 2002), Figura 8.10. Incluye el efecto que provoca la cantidad de aire atrapado en el agua en las fluctuaciones de presión.

Γ : Factor de amplificación por resonancia que pueden propagar fisuras superficiales en lechos rocosos sanos (Bollaert, 2002), Figura 8.11.

F : Factor de reducción de presión dinámica fluctuante dependiente del grado de ruptura de chorro basado en investigaciones hechas por Ervine et al. (1997) (Annandale, 2006), Figura 8.12.

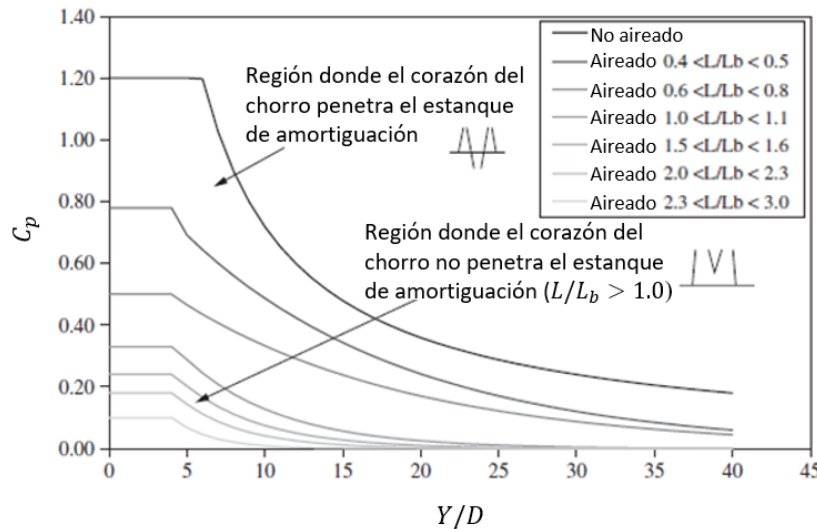


Figura 8.9. Variación de C_p en función de Y/D (Castillo, 2004; citado en Annandale, 2006).

Castillo (2004) propone la siguiente ecuación para definir C_p basado en la Figura 8.9:

$$C_p = a e^{-b(Y/D)} \quad 8.8$$

Los valores de los parámetros a y b se obtienen de la Tabla 8.1 y son función de la relación de rompimiento del chorro de agua por el efecto de la entrada de aire al agua L/L_b (L es la longitud del chorro y L_b la longitud de rompimiento, Figura 8.13).

Tabla 8.1. Parámetros para calcular el coeficiente C_p (Castillo, 2004: citado en Annandale, 2006).

L/L_b	a	b	$C_p(Y/D < 4)$
0.4-0.5	0.98	0.070	0.78
0.5-0.6	0.92	0.079	0.69
0.6-0.8	0.65	0.067	0.50
1-1.10	0.65	0.163	0.33
1.1-1.3	0.65	0.185	0.31
1.5-1.6	0.55	0.200	0.24
1.8-1.9	0.55	0.250	0.20
2.2-2.3	0.50	0.250	0.18
2.3-3.0	0.50	0.400	0.10

Los valores de C_p calculados con la Ec. 8.8 solo son válidos para las curvas de la Figura 8.9, que consideran el aireamiento del agua y para relaciones de $Y/D > 4$. Los valores correspondientes a $Y/D < 4$ se aprecian en la columna final derecha de la Tabla 8.1.

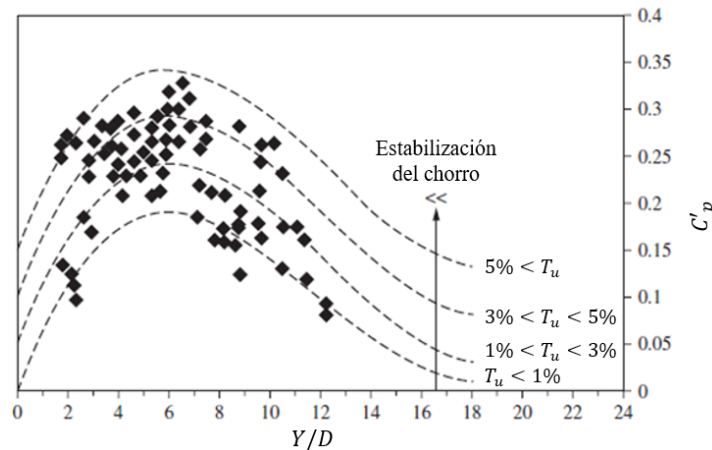


Figura 8.10. Variación de C'_p en función de Y/D y la intensidad de turbulencia emitida por la inmersión del chorro de agua (T_u) (Bollaert, 2002).

De la Figura 8.10, Bollaert (2002) presenta la siguiente ecuación para definir C'_p , pero solo para valores de $Y/D \leq 20$:

$$C'_p = \alpha_1 \left(\frac{Y}{D}\right)^3 + \alpha_2 \left(\frac{Y}{D}\right)^2 + \alpha_3 \left(\frac{Y}{D}\right) + \alpha_4 \quad 8.9$$

Las relaciones entre la intensidad de turbulencia T_u señalados en la Figura 8.10 y los coeficientes adimensionales α_i de la Ec. 8.9 se presentan en la Tabla 8.2.

Tabla 8.2. Relaciones entre la intensidad de turbulencia T_u y los coeficientes adimensionales α_i (Bollaert, 2002).

T_u (%)	α_1	α_2	α_3	α_4	Tipo de chorro
<1	0.000220	-0.0079	0.0716	0.000	Compacto
1-3	0.000215	-0.0079	0.0716	0.050	Turbulencia baja
3-5	0.000215	-0.0079	0.0716	0.100	Turbulencia moderada
>5	0.000215	-0.0079	0.0716	0.150	Turbulencia alta

La máxima presión en una discontinuidad superficial, o fisura, en un lecho rocoso sano es la suma de la presión dinámica media más la fluctuante. La presión dinámica media permanecerá sin cambios cuando se transfiera a la fisura, pero la presión dinámica fluctuante podría amplificarse por resonancia si la frecuencia natural de la estructura de la fisura es aproximadamente igual a la frecuencia de las fluctuaciones de presión introducidas. A partir de datos experimentales, Bollaert (2002) desarrolló un factor de amplificación Γ^+ que se aplica al coeficiente de presión dinámica fluctuante C'_p para tomar en cuenta los efectos de la resonancia en las fisuras superficiales de lechos rocosos aparentemente sanos. En la Figura 8.11 se muestra una relación entre el factor de amplificación y la profundidad adimensional (Y/D).

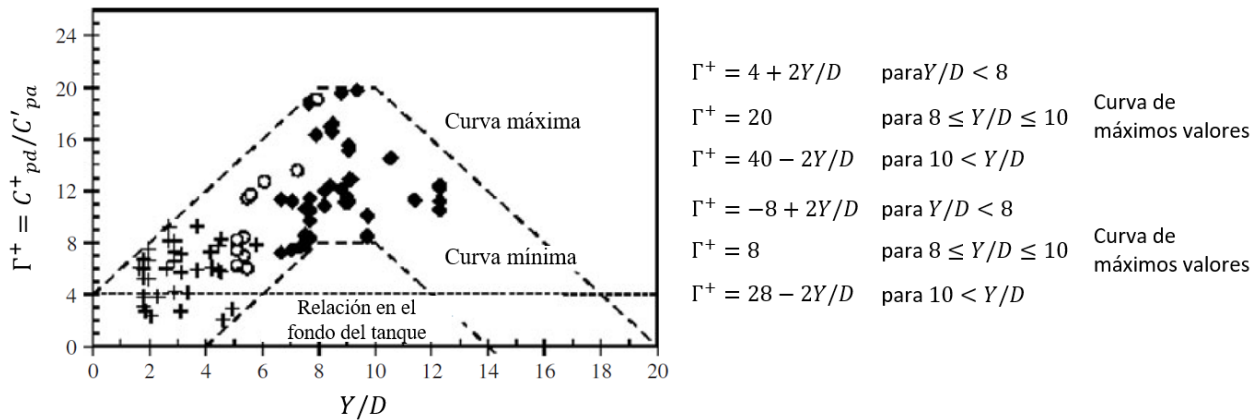


Figura 8.11. Factor de amplificación en función de la profundidad adimensional (Bollaert, 2002).

Según Annandale (2006) el factor de reducción de presión dinámica fluctuante dependiente del grado de ruptura del chorro de agua se puede obtener mediante la Figura 8.12 o por las siguientes expresiones:

$$F = 0.595L_{br}^3 - 2.075L_{br}^2 + 1.583L_{br} + 0.645 \quad \text{para } L_{br} \leq 1.9 \quad 8.10$$

$$F = 0.113 \quad \text{Si no cumple}$$

$L_{br} = L/L_b$: Relación de rompimiento del chorro de agua.

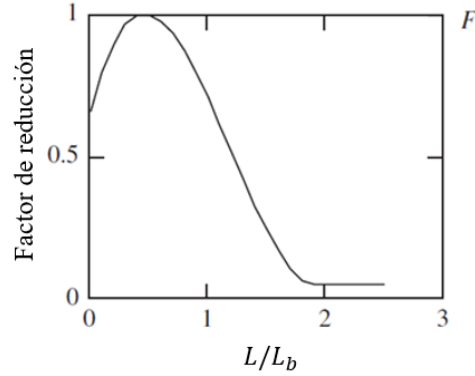


Figura 8.12. Relación de con L/L_b propuesta por (Ervine et al., 1997; citado en Annandale, 2006).

Para determinar el grado de rompimiento del chorro L/L_b , Annandale (2006) propone la siguiente ecuación para determinar la longitud del chorro (L):

$$L = \int_0^x \sqrt{1 + \left[\tan \theta - \frac{2x}{4 \left(D_i + \frac{v_i^2}{2g} \right) (\cos \theta)^2} \right]^2} dx \quad 8.11$$

x : Distancia horizontal de impacto del chorro de agua, m.

θ : Ángulo del chorro de agua con respecto a la horizontal.

D_i : Diámetro o ancho del chorro de agua en la salida de la estructura vertedora, m.

v_i : Velocidad del chorro en la salida de la estructura vertedora, m/s.

g : Aceleración de la gravedad, m/s^2 .

La longitud de rompimiento del chorro (L_b) puede ser determinada mediante dos ecuaciones propuestas por Horeni (1956) y por Ervine et al. (1997) (Annandale, 2006):

$$L_{b(Horeni)} = 6q^{0.32} \quad 8.12$$

q : Gasto unitario de descarga del chorro de agua, m^2/s .

$$L_{b(Ervine)} = \frac{1}{2} D_i Fr^2 \frac{-\frac{1}{2}C + 1 + \frac{1}{2}(C^2 + 4C)^{1/2}}{C} \quad 8.13$$

Fr : Número de Froude del chorro de agua en la salida de la estructura vertedora.

C : $1.07T_{ui}Fr^2$. Donde T_{ui} es la intensidad de turbulencia del chorro de agua en la salida de la estructura vertedora. En la Tabla 8.3 se presentan valores estimados de T_{ui} usados comúnmente en la práctica.

En la Figura 8.13 se describen las variables utilizadas en las Ecs. 8.11, 8.12 y 8.13.

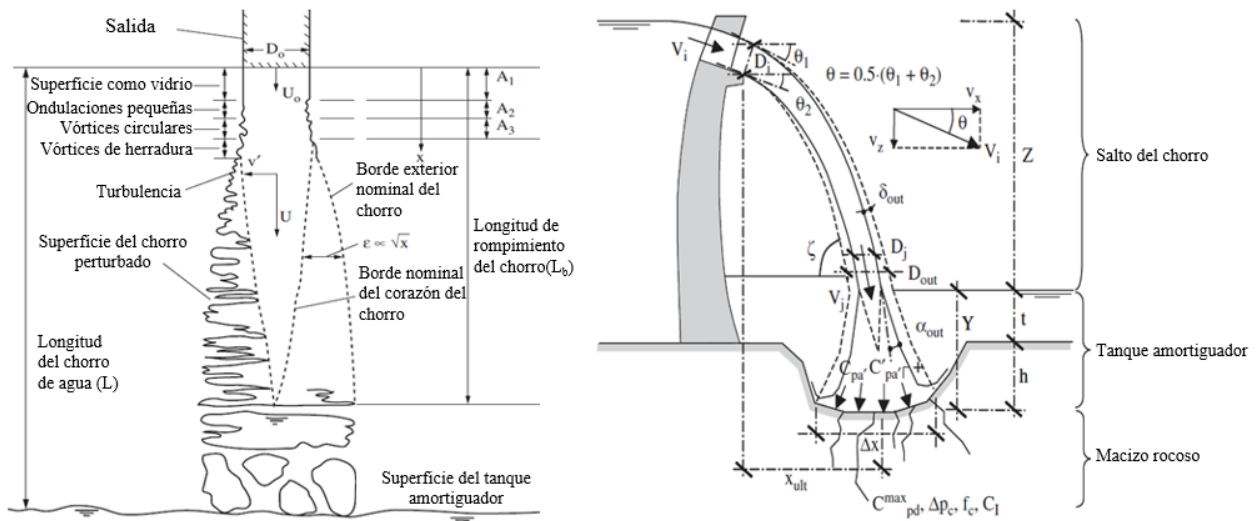


Figura 8.13. Características y nomenclatura de un chorro de agua al sumergirse en la poza de amortiguación (Ervin et al., 1997; Bollaert, 2002).

Tabla 8.3. Valores típicos de T_{ui} en la salida de varios tipos de estructuras vertedoras (Bollaert, 2002).

Tipo de estructura de salida	Intensidad de turbulencia T_u
Caída libre	0.00 – 0.03
Salida con salto de esquí	0.03 – 0.05
Válvula	0.03 – 0.08

Una vez que se conocen los coeficientes C_p y C'_p , el factor de amplificación por resonancia Γ (si es un macizo rocoso intacto con fisuras superficiales, sino $\Gamma = 1$) y el factor de reducción F , se puede determinar el coeficiente de presión dinámica total (C_t) en función de la profundidad adimensional del tanque amortiguador mediante la Ec. 8.7 (Figura 8.14).

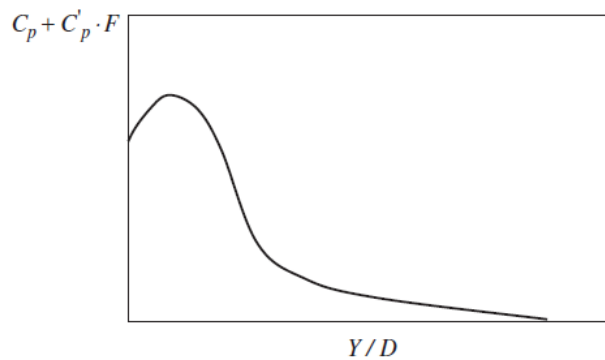


Figura 8.14. Coeficiente (C_t) en función de la profundidad adimensional del tanque amortiguador.

La Ec. 8.5 suele ser muy conservadora, pero puede ser utilizada cuando no se tengan los datos necesarios del tanque de amortiguación.

- Potencia hidráulica debido a la formación de salto hidráulico

Los cuatro tipos de saltos hidráulicos que pueden presentarse según Hagar (1988) se aprecian en la Figura 8.15. La potencia hidráulica para el tipo A, designado comúnmente como el salto hidráulico clásico, puede ser estimado como (Annandale, 1995):

$$P_{SH} = \gamma q \frac{\Delta E}{L} = \gamma \frac{q}{L} \left[y_1 + \frac{q^2}{2gy_1^2} - \frac{y_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right) - \frac{4q^2}{2gy_1^2 \left(\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right)^2} \right] \quad 8.14$$

P_{SH} : Potencia hidráulica generada por el salto hidráulico (kW/m)

ΔE : Pérdida de energía en términos de carga hidráulica (m)

y_1 : Profundidad del agua aguas arriba (m)

$Fr_1 = V_1/\sqrt{gy_1}$: Número de Froude aguas arriba del salto hidráulico

L : Longitud efectiva del salto hidráulico sobre la cual se disipa energía. Si no se tienen datos apropiados, para propósitos de diseño $L=1m$ (Annandale, 2006).

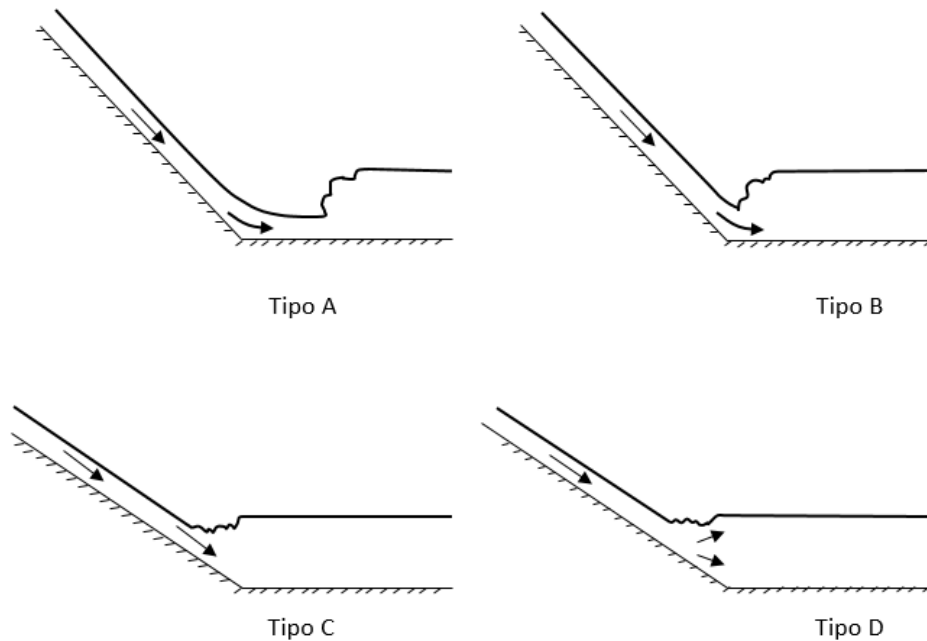


Figura 8.15. Tipos de saltos hidráulicos (Hagar, 1988; citado en Annandale, 1995).

8.3.3 Medidas de prevención y mitigación

El funcionamiento adecuado de un tanque de amortiguación radica en la profundidad de agua adecuada en éste, es decir, si el tanque de amortiguación es lo suficientemente profundo, la energía del chorro o corriente de agua se disipará y evitará la posibilidad de socavación del material del fondo.

En tanques amortiguadores de concreto

En presas que se cimientan en materiales de baja resistencia, por lo general se recurre a tanques de amortiguación de concreto para disipar la energía un chorro o corriente de agua.



Figura 8.16. disipación de energía de un chorro de agua en tanque amortiguador (Annandale, 2006).

Cuando la forma de llegada del agua al tanque amortiguador es en forma de un chorro de agua, la profundidad necesaria para disipar la energía puede obtenerse al relacionar el coeficiente de presión dinámica media (C_p) con la profundidad adimensional del tanque amortiguador (Y/D) para diferentes longitudes adimensionales de ruptura del chorro (L/L_b); donde C_p incluye el efecto de la magnitud de turbulencia generado por el impacto del chorro de agua aireado o no aireado, Y es la profundidad del agua en el tanque de amortiguación, D el diámetro o ancho del chorro de agua, L es la longitud total del chorro y L_b es la longitud de ruptura del chorro.

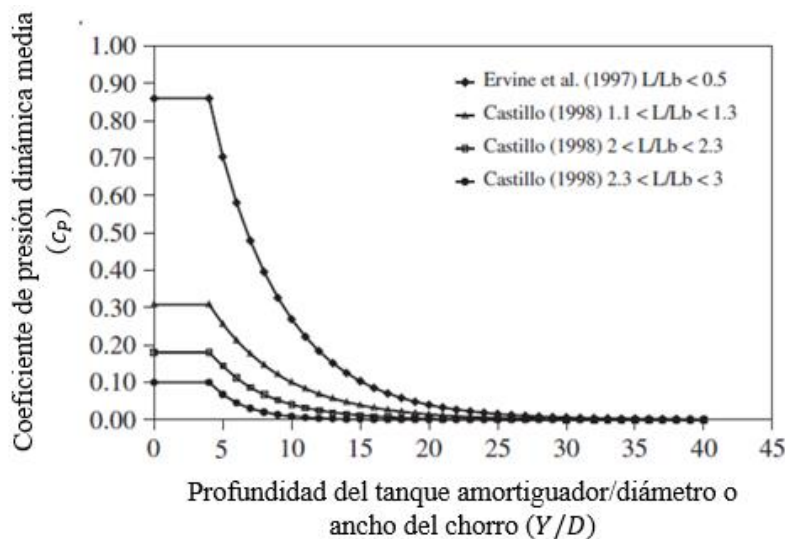


Figura 8.17. Coeficiente de presión dinámica en función de Y/D y de L/L_b desarrollada por Ervine et al. (1987), Castillo (1998) y Castillo (2004) (citado en Annandale, 2006).

La Figura 8.17 muestra tales relaciones, indicando que si L_b es mucho más pequeña que L y Y/D es muy grande, la presión dinámica media en el fondo del tanque se reduce a valores bajos. Por ejemplo, si $L_b = (1/3)L$, y, $(Y/D) = 15$, entonces el coeficiente de presión dinámica medio es muy cercano a cero.

En macizos rocosos

- *Estanque labrado en el macizo rocoso*

Cuando las presas se cimientan en lechos rocosos resistentes, no suele recurrirse al diseño de estanques amortiguadores; por lo general se deja que el agua disipe su energía directamente con la roca de cimentación. Debido a que la socavación se presenta incluso en macizos rocosos muy resistentes, se recomienda determinar la profundidad de socavación que pudiera alcanzar el macizo rocoso mediante la metodología descrita en la sección 8.3.2, y construir el tanque de amortiguación directamente sobre la roca, mediante excavación. El tanque de amortiguación deberá tener la máxima profundidad y forma que se pueda predecir de la posible socavación.

- *Anclaje postensado*

En casos en los que aumentar la profundidad de tanques amortiguadores, construidos o labrados directamente sobre macizos rocosos, pueda poner en riesgo la estabilidad de la obra vertedora o presa, se pueden recurrir a algunas técnicas para mejorar la resistencia a la socavación del macizo, como el uso de anclas postensadas (Figura 8.18).

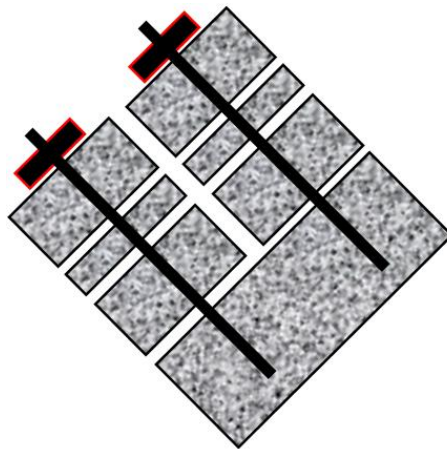


Figura 8.18. Uso de sistemas de anclajes postensados para aumentar la resistencia a la socavación de macizos rocosos.

En macizos rocosos altamente fracturados, el objetivo principal de usar anclajes postensados es aumentar el tamaño efectivo de los bloques de roca. Como objetivo secundario, trata de reducir la separación de los bloques de roca, es decir, la abertura de las discontinuidades para minimizar los efectos de las fluctuaciones de presión del agua dentro de las discontinuidades. Por ejemplo, si el macizo rocoso en cuestión tiene un RQD de 50 %, su resistencia a la erosión se puede aumentar al 100 % al utilizar anclajes.

La eficiencia del uso de anclas postensadas puede ser evaluado usando el método de Annandale (1995). Al usar este método, los dos factores más importantes son el coeficiente de resistencia de masa de la roca (M_s) y coeficiente de tamaño del bloque de roca (K_b). El coeficiente M_s representa la capacidad que tiene la roca para resistir la falla frágil o por fatiga, mientras que el coeficiente K_b representa la capacidad que tiene el bloque de roca para resistir la socavación debido al aumento de su peso provocado por el anclaje. Adicionalmente, la magnitud coeficiente K_d , que representa la resistencia al esfuerzo cortante en las discontinuidades de un macizo rocoso, será afectado debido a la disminución del ancho de abertura de las discontinuidades debido al uso de las anclas.

Annandale (2006) recomienda que el uso de anclajes postensados en macizos rocosos fracturados son efectivos solo si la resistencia de la masa de la roca (considerado en el coeficiente M_s) es suficiente para evitar que la roca se rompa en fragmentos, ya sea por falla frágil o por fatiga. Para determinar si esto es posible Bollaert (2002) propone comparar directamente la resistencia que tiene la fisura superficial de la roca a ser propagada con la intensidad de los esfuerzos generados dentro de ella por las fluctuaciones de presión. Si se determina que la resistencia de la masa de la roca es adecuada para resistir la ruptura, la siguiente etapa del diseño implica el desarrollo de un sistema de anclaje que aumente el tamaño efectivo de los bloques de roca, de tal modo que sean lo suficientemente grandes y pesados para evitar su remoción por la capacidad erosiva del agua. La longitud del anclaje y las técnicas para su construcción dependerán de la estratigrafía del sitio.

- Revestimiento de concreto

Si el diseño de anclajes indica que los bloques de roca podrían fallar por los modos de fractura frágil o fatiga, podría considerarse el uso de un revestimiento de concreto. Dicho revestimiento puede proporcionarse con o sin anclajes (Figura 8.19).

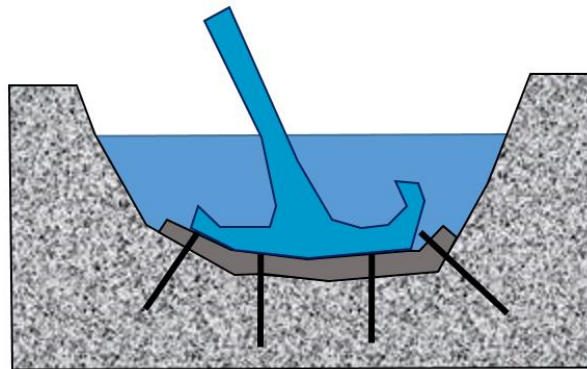


Figura 8.19. Revestimiento de concreto de tanque amortiguador labrado en roca reforzado con anclas postensadas.

El revestimiento con concreto de un tanque de amortiguación sin anclajes postensados puede ser exitoso si el concreto es lo suficientemente fuerte para resistir fallas por fractura frágil o fatiga, mientras que al mismo tiempo es lo suficientemente pesado como para evitar la subpresión. Si económicamente esto no es posible, es recomendable utilizar anclajes postensados para evitar que el revestimiento sea desprendido por las fuerzas erosivas del agua.

El funcionamiento adecuado del revestimiento de concreto en tanques amortiguadores, con o sin anclajes, radica en rellenar bien las juntas de las losas de concreto y que éstas no tengan fisuras superficiales importantes. Cuando el revestimiento se combina con anclaje, éste deberá tener una longitud tal que se alcance el tamaño del bloque de roca que resista la socavación.

Más consideraciones para un buen funcionamiento del uso de recubrimientos de concreto y anclajes postensados en rocas se describen en Annadale (2006) y Annandale (2004).

8.4 SOCAVACIÓN POR DESBORDAMIENTO

8.4.1 Descripción del fenómeno

Cuando la obra de excedencia no tiene la capacidad suficiente para desalojar el agua excedente generado por algún evento extremo, como lluvias intensas, se produce el desbordamiento de la presa.

Durante el desbordamiento se forman corrientes de agua que pueden alcanzar altas velocidades al pie del talud. Si la presa es de materiales térreos, se puede iniciar un proceso de socavación tanto en la cimentación como en el terraplén (Figura 8.20.a). En presas de tipo gravedad, los materiales que las componen, por lo general de mampostería o concreto, suelen ser muy resistentes a la erosión por desbordamiento; sin embargo ésta puede presentarse en la zona de cimentación (Figura 8.20.b).

Si la duración de la inundación es lo suficientemente larga y con profundidad de desbordamiento prácticamente constante, la socavación avanzaría hacia aguas arriba de la presa y podría generar el colapso de ésta.

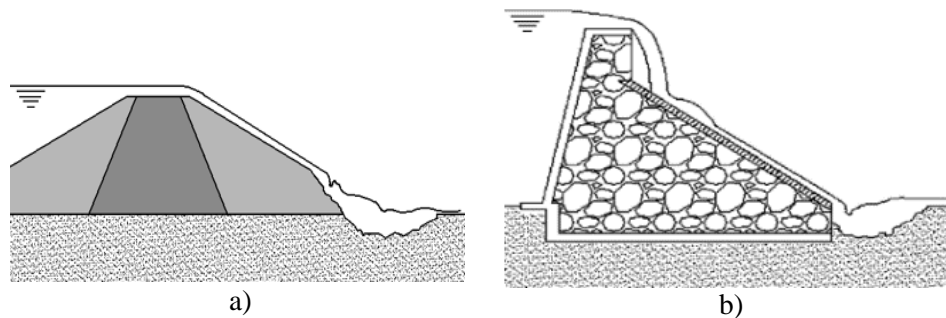


Figura 8.20. Socavación por desbordamiento en presas (a) de materiales térreos y (b) de tipo gravedad.

La resistencia a la erosión de los materiales del terraplén está en función del tipo de suelo y compactación, geometría del terraplén, profundidad y velocidad del flujo al desbordarse, y la presencia o no de tirante de agua, aguas abajo. Las irregularidades en la superficie del terraplén, como árboles o arbustos (vegetación robusta) y el cambio de pendiente debido a la intersección del terraplén con la formación geológica del sitio, provocan el aumento de la turbulencia y concentración del flujo.

8.4.2 Formas de flujo

En presas de tierra, debido a que el esfuerzo cortante generado en la superficie de los materiales está en función de la velocidad de la corriente, es importante definir la forma del flujo para obtener una velocidad de desbordamiento adecuada en el análisis de socavación.

En los casos más comunes de flujo de superficie libre, cuando el flujo sigue el contorno del talud aguas abajo, se presentan tres zonas de flujo durante un desbordamiento (Figura 8.21), los cuales se describen como (Clopper y Chen, 1988):

- Flujo subcrítico sobre la cresta del terraplén (Zona 1). Se caracteriza por a profundidad crítica (Y_c), que es aproximadamente igual a $2/3$ de la carga producida por el desbordamiento (H_1). La ubicación de la profundidad Y_c depende de la geometría del terraplén y de H_1 .
- Flujo supercrítico sobre la cresta del terraplén (Zona 2). Se presenta aguas abajo de Y_c antes del quiebre del talud. La velocidad en este punto depende de la aceleración de la gravedad y Y_c .
- El flujo supercrítico aguas abajo a lo largo del talud del terraplén. En este punto la velocidad del flujo se ve afectada por el arrastre de aire, así mismo, la profundidad del flujo está en función del ángulo de inclinación del talud.

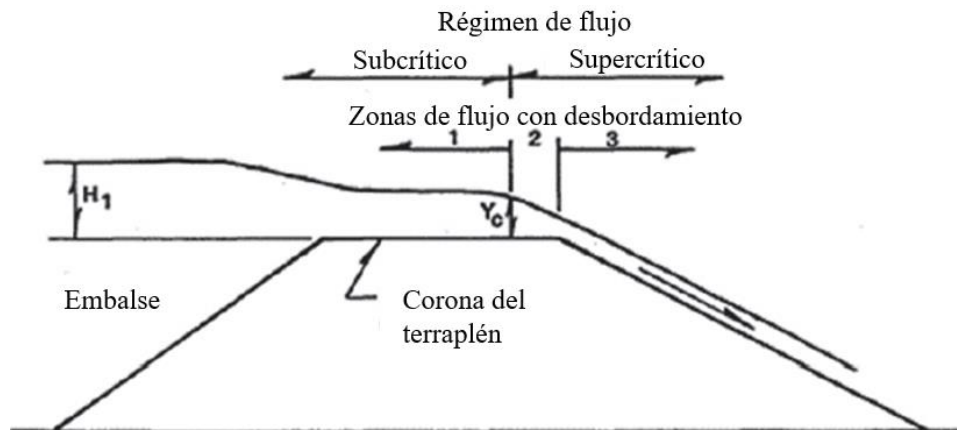


Figura 8.21. Regímenes de flujo y zonas de desbordamiento. (Clopper y Chen, 1988).

Otro factor importante que debe ser considerado durante el desbordamiento, ya sea en una presa de tierra o de mampostería, es la zona de presión negativa que se puede formar en el talud aguas abajo del terraplén debido a la separación de la capa límite (Figura 8.22). Esta presión provoca fuerzas de succión en los materiales de dicha zona y puede aumentar más el daño por socavación durante el desbordamiento (Clopper y Chen, 1988).

En obras vertedoras con transiciones abruptas en la cresta, también pueden generar zonas de presión negativa como en el esquema de la Figura 8.22.

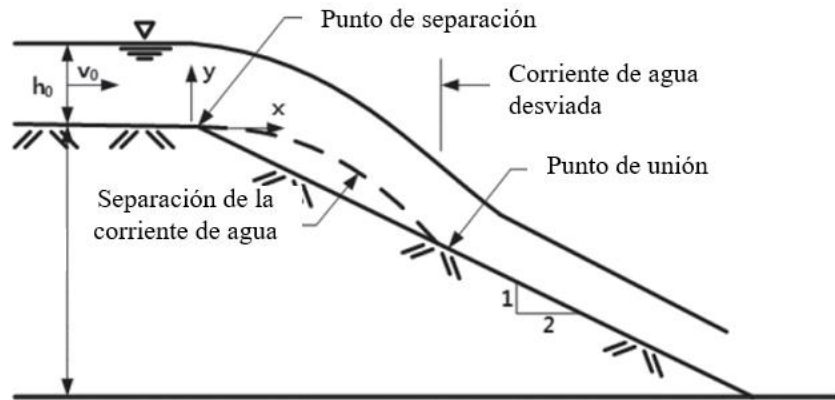


Figura 8.22. Zona de presión atmosférica (presión negativa) generada en el talud aguas abajo del terraplén.
Fuente: (Clopper y Chen, 1988).

8.4.3 Cálculo de la profundidad de socavación

En la actualidad existe muy poca información para calcular la socavación que se presenta por el efecto de desbordamiento. Generalmente, muchos autores se dirigen directamente a las medidas de prevención, como sistemas de protecciones y métodos que, en su mayoría, se basan en la experiencia y en la observación del comportamiento de este fenómeno.

El potencial de socavación en el talud aguas abajo de una presa de tierra, se puede evaluar mediante la comparación de la velocidad crítica de los materiales superficiales (v_c) y la velocidad de desbordamiento (v). Si $v > v_c$ entonces los materiales son susceptibles a la socavación. La velocidad crítica para arenas y gravas se puede obtener mediante la Ec. 6.1, definida en la sección 6.1:

$$v_c = 0.35 (D_{50})^{0.45} \quad 8.15$$

Para arcillas no existe una relación definida de v_c ya que la erosión de estos materiales depende del tiempo. De acuerdo con Briaud (2013), la mejor forma de evaluar la condición hidrodinámica crítica de las arcillas o suelos con contenidos de arcillas es mediante pruebas que permitan obtener la curva de erosionabilidad de éstos, la cual relaciona la tasa de erosión del material (\dot{Z}) con la velocidad de la corriente de agua aplicada (Figura 8.23.b).

La velocidad de desbordamiento v se determina mediante un estudio hidrológico e hidráulico.

(NCHRP, 2016) propone una metodología para calcular la profundidad de socavación por desbordamiento en diques costeros, pero debido a su similitud con presas de tierra, el método puede ser utilizado para este caso. Los pasos para el cálculo de socavación son los siguientes:

1. Determinar la curva de erosionabilidad del material a analizar (Figura 8.23.b).
2. Obtener el hidrograma de velocidades para la lluvia de diseño (Figura 8.23.c).
3. Descomponer el hidrograma en etapas de velocidades constantes.

4. Para cada etapa de velocidad elegida en el hidrograma, obtener \dot{z}_i de la curva de erosionabilidad.
5. Mediante la Ec. 8.16 encontrar el incremento de socavación para cada etapa de velocidad considerado en el hidrograma.

$$\Delta Z_i = \dot{z}_i \Delta t_i \quad 8.16$$

6. Determinar la profundidad de socavación final mediante la Ec. 8.17.

$$Z = \Sigma \Delta Z_i = \Sigma \dot{z}_i \Delta t_i \quad 8.17$$

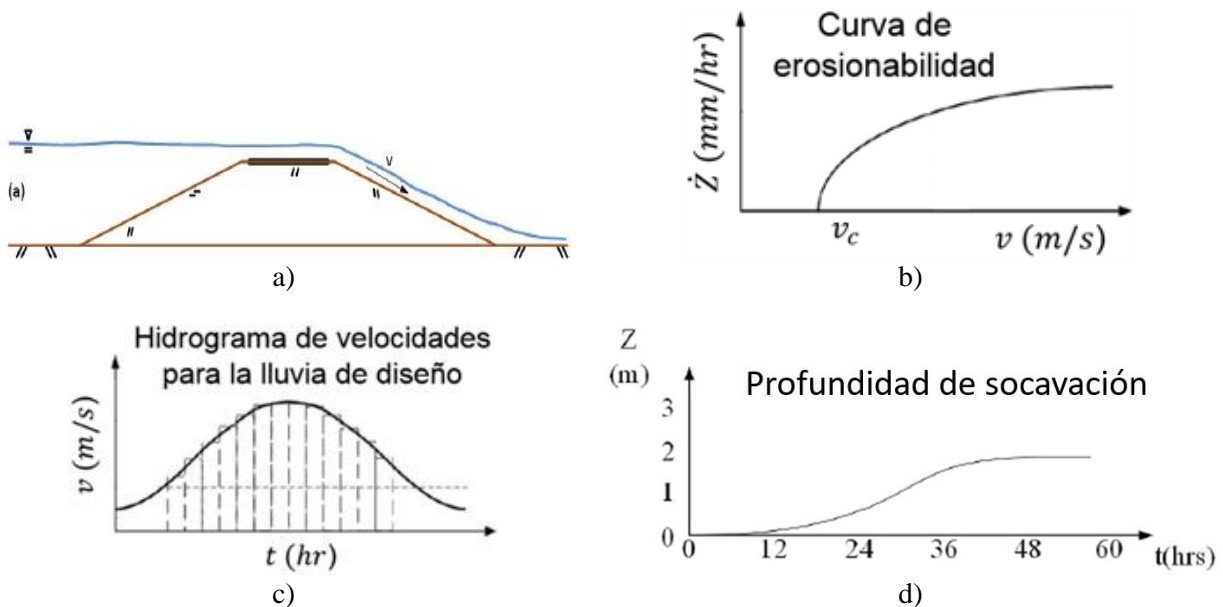


Figura 8.23. Esquema ejemplificado del cálculo de socavación por desbordamiento (NCHRP, 2016).

Si no es posible obtener la curva de erosionabilidad de los materiales del terraplén, ésta puede ser estimada mediante la Figura 8.24. El suelo que será evaluado tiene que ser clasificado de acuerdo con el sistema de clasificación SUCS. Con el símbolo correspondiente del suelo se entra al gráfico y se selecciona la línea recta que divide a la zona de erosión correspondiente como la curva de erosionabilidad. La selección de la curva de erosionabilidad de esta manera debe de elegirse de forma conservadora y con criterio.

Como puede verse, este método también permite seleccionar los materiales adecuados para proteger a los taludes de una presa de materiales térreos. Sin embargo, no es aplicable para el cálculo de socavación al pie de presas de mampostería. En este último caso se puede usar la metodología propuesta por Annandale para el cálculo de socavación por el impacto de un chorro de agua, ya que se asemeja más a este proceso de socavación (sección 8.3.2).

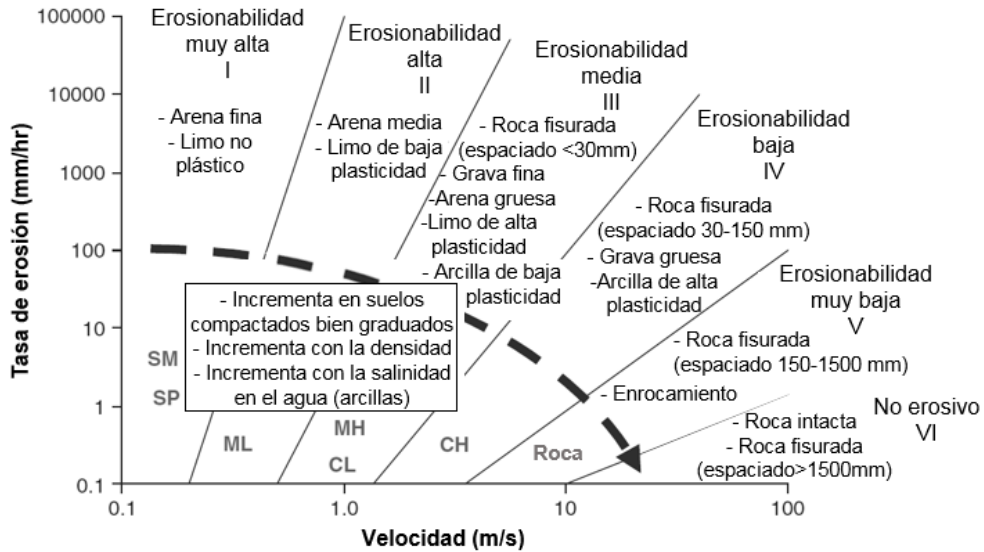


Figura 8.24. Clasificación de suelos respecto a su grado de erosionabilidad (Briaud, 2013)

8.4.4 Medidas de prevención y mitigación

Como se mencionó, el desbordamiento en una presa se presenta cuando la obra de excedencias no tiene la suficiente capacidad para aliviar las excedencias de un evento extremo (lluvias intensas). Por ello, debe de preverse un buen diseño de este tipo de obras, ya que por lo general no se contemplan obras de protección para desbordamiento. Cabe señalar, que las presas construidas de materiales térreos son las más susceptibles a fallar por este fenómeno, mientras que las de concreto suelen resistir este tipo de eventos; por lo que es más común el diseño de obras de protección contra desbordamiento en presas de concreto, cuya cimentación y empotramiento son en macizos rocosos resistentes a la socavación.



Figura 8.25. Presa de concreto Gibson, Montana: (a) desbordamiento en 1964; (b) modificada para en 1984 para permitir el desbordamiento. (Annandale, 2006)

8.5 SOCAVACIÓN POR OLEAJE

8.5.1 Descripción del fenómeno

En los embalses de presas se pueden generar olas debido a la acción del viento sobre la superficie del agua o por la actividad de vehículos acuáticos. Las fuerzas principales que se oponen a su formación son la viscosidad del agua y la gravedad. Sin embargo, estas fuerzas influyen muy poco y por ello durante su recorrido conservan casi toda su energía. Así, cuando las olas se topan con la presa, se genera la disipación total de su energía de forma inmediata. Dependiendo de la energía con la que se impacte, ésta puede generar grandes o bajos esfuerzos cortantes que al interactuar con los materiales superficiales de la presa podrán provocar su erosión. Las presas de tierra son las más afectadas por este efecto, en el talud aguas arriba.

La disipación de la ola y la producción de esfuerzos cortantes en el talud aguas arriba se produce de dos maneras: (1) cuando la ola se aproxima a la presa, debido al cambio de pendiente, en el lecho, se genera el rompimiento de la ola (Figura 8.26) y el impacto directo con el talud de ésta genera la mayor disipación de energía; (2) la energía de la ola restante se disipa en la zona de lavado, en la cual el agua sube y baja (Figura 8.26). En ambos casos, además de esfuerzos cortantes en la interfaz del talud, también se generan fuerzas de succión provocados por la formación de vórtices. Este fenómeno es similar al que ocurre en zonas costeras.

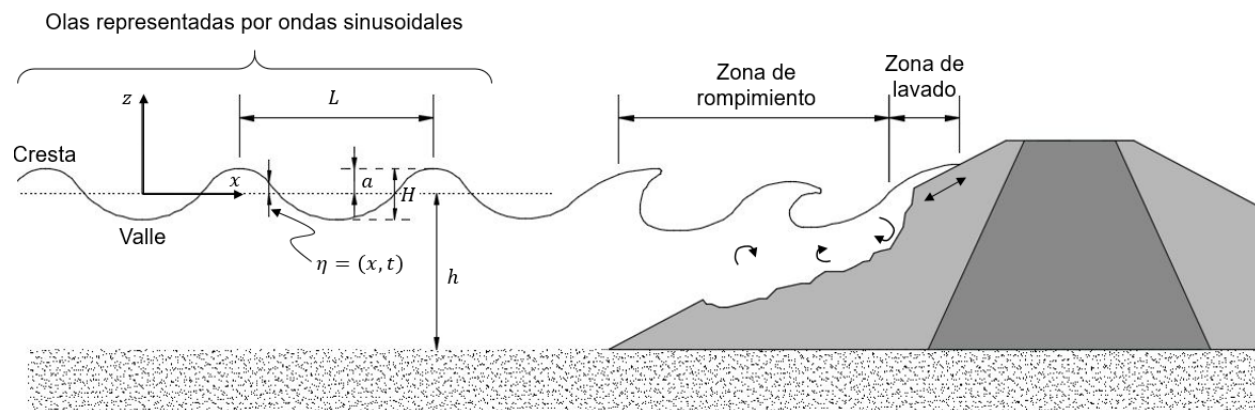


Figura 8.26. Esquema del mecanismo de erosión por oleaje y caracterización de las olas.

Características de las olas

Los parámetros más importantes que describen a las olas son la longitud L y altura H , y la profundidad h sobre la cual se propagan. Todos los demás parámetros, tales como velocidades y aceleraciones inducidas a las olas, se pueden determinar teóricamente de estas cantidades. En la Figura 8.26 se muestra un esquema bidimensional del estado de un embalse ideal con el oleaje definido por ondas sinusoidales, crestas y valles de idéntica forma, un periodo único y un movimiento orbital progresivo, dirigiéndose al talud aguas arriba de una presa de tierra.

La longitud de la onda (ola), L , es la distancia horizontal entre dos crestas sucesivas o puntos más altos de la onda, o alternativamente la distancia entre dos valles sucesivos, mientras que la distancia vertical desde la cresta hasta el valle define la altura de la onda H . El periodo de la onda T , es el tiempo requerido por dos crestas o valles sucesivos para pasar por un punto en particular, y su

inverso es la frecuencia, f . Debido a que la onda debe moverse a una distancia L en un tiempo T , la velocidad de la onda, llamada celeridad C , es definida como $C = L/T$, mientras la forma de la onda que genera el perfil de la superficie del agua η , viaja con celeridad C , el agua que comprende la onda no se traslada en la dirección de ésta.

El eje de coordenadas que se utiliza para describir el movimiento ondulatorio se localiza en la línea de agua quieta, $z = 0$. El fondo del cuerpo de agua se ubica en $z = -h$.

Clasificación de olas debido a su rompimiento

Al igual que en caso de zonas costeras, las olas producidas en los embalses se deforman y se rompen a medida que se acercan al terraplén. Las olas se pueden clasificar de acuerdo a su forma de rompimiento como (Dewey, 2014):

- Derramada: Rompen gradualmente y son caracterizadas por una zona de espuma y turbulencia en la cresta, llamada agua blanca. La disipación de la energía se lleva a cabo de forma gradual en esta región de agua blanca.
- Tipo surf: Se presenta cuando la cima de la ola se curva hacia la playa y cae en su misma base, provocando una fuerte salpicadura. Este tipo de ola es la que se asimilan en el deporte de surf.
- Creciente: La cima de la ola permanece intacta, mientras que su base avanza hacia la playa, generando un rompimiento suave.
- Tipo colapso: Se presenta cuando la cima de la ola permanece intacta y relativamente plana, mientras que la base de la ola se eleva y luego cae, creando una superficie de agua turbulenta que se desliza por la playa. El rompimiento de este tipo de ola es una combinación entre los rompimientos de olas tipo derramada y tipo surf.

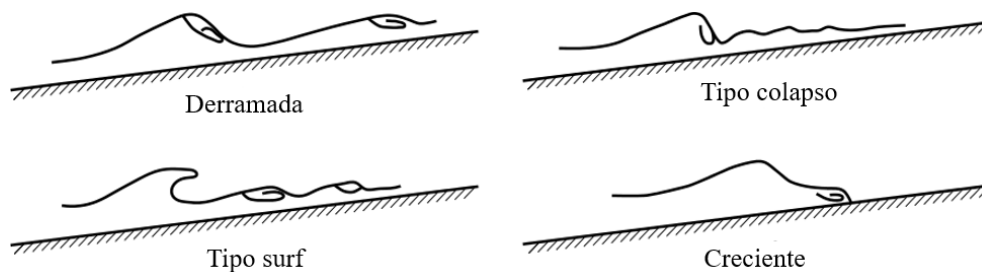


Figura 8.27. Formas de rompimiento de olas. Fuente: (Dewey, 2014).

Se ha observado que el rompimiento tipo colapso es el que genera mayor concentración de carga hidráulica al impactarse la ola con la playa y, por tanto, se puede considerar que es la que suele afectar más a los taludes aguas arriba de presas.

8.5.2 Medidas de prevención y mitigación

Las obras de protección contra oleaje comúnmente usadas son los enrocamientos (rip-rap), recubrimientos con mezclas de concreto-roca, bolsas de mortero, pavimentos flexibles, elementos de concreto prefabricado y pantallas de concreto (Figura 8.28). La experiencia de expertos en la

construcción de presas ha mostrado que, la protección del talud aguas arriba contra el oleaje, por medio de enrocamiento a volteo, ha sido una de las mejores técnicas para evitar problemas de socavación por oleaje (Sherard, 1963; Marsal y Reséndiz, 1975). Sus principales ventajas son (Marsal y Reséndiz, 1975):

- Gran flexibilidad, que lo hace insensible a las más severas condiciones de deformación del terraplén.
- Rugosidad, que reduce considerablemente la altura de rodamiento de las olas sobre el talud, disminuyendo en la misma medida los requisitos de bordo libre.
- Permeabilidad, que elimina problemas de subpresión.
- Facilidad de reparación.



a)



b)



c)



d)

Figura 8.28. Obras de protección contra oleaje (Dewey, 2014): a) enrocamiento; b) roca-mortero; c) enrocamiento con filtro de geotextil; d) bolas de mortero.

Una protección de enrocamiento a volteo es más satisfactoria desde todo punto de vista (excepto, quizá, el estético) que una roca acomodada. La principal razón para esto es la menor influencia que en la estabilidad del conjunto tiene la de una roca individual. Así, si el oleaje desplaza de su sitio una roca de una protección a volteo, el resto de la capa apenas resentirá alguna consecuencia, en tanto que la remoción de una pieza en una carpeta de roca cuidadosamente acomodada puede ser el principio de una falla progresiva de toda la chapa de protección o el punto débil por el que se inicie la erosión de los materiales más finos que la subyacen (Marsal y Reséndiz, 1975).

8.5.3 Diseño de enrocamiento

El diseño de un buen sistema de enrocamiento respeta dos aspectos primordiales (Sherard, 1963): (1) que los bloques o fragmentos de roca tengan la suficiente capacidad para no ser removidos por las fuerzas hidráulicas ejercidas por las olas y; (2) que el filtro de transición entre el enrocamiento y el cuerpo de la presa tenga la capacidad de no ser removido a través de los poros del enrocamiento y que al mismo tiempo sea capaz de no permitir la erosión del material de la presa.

Uno de los criterios más comunes para el diseño de enrocamientos es el propuesto por Sherard (1963), el cual es esencialmente empírico se muestra en la Tabla 8.4.

Tabla 8.4. Criterio de Sherard (1963) para el diseño de protecciones de enrocamiento contra oleaje en presas.

Altura máxima de las olas (en pies)	Tamaño medio mínimo recomendado d_{50} (en plg)	Espesor de la capa recomendada (en plg)
0-2	10	12
2-4	12	18
4-6	15	24
6-8	18	30
8-10	21	36

Dadas las condiciones que ha de satisfacer un enrocamiento de protección bajo la acción del oleaje se observa que su cumplimiento requiere de un tamaño mínimo de las rocas individuales en la superficie. Marsal y Reséndiz (1975) proponen la siguiente ecuación para determinar el peso ideal (W) de una roca individual:

$$W = \frac{0.0063\gamma_r}{(\gamma_r/\gamma_w - 1)^3} \left[\frac{H_0}{\text{sen}(\alpha_{cr} - \alpha)} \right]^3 \quad 8.18$$

H_0 : Altura del oleaje (distancia de cresta a valle), m.

γ_w : Peso volumétrico del agua, t/m^3 .

γ_r : Peso volumétrico de la roca de protección, t/m^3 .

α_{cr} : Ángulo de inclinación del talud necesario para que, en una roca superficial típica, la línea GC sea vertical (Figura 8.29), siendo G el centro de gravedad y C el punto de contacto más bajo de la roca.

α : Ángulo de inclinación del talud por proteger.

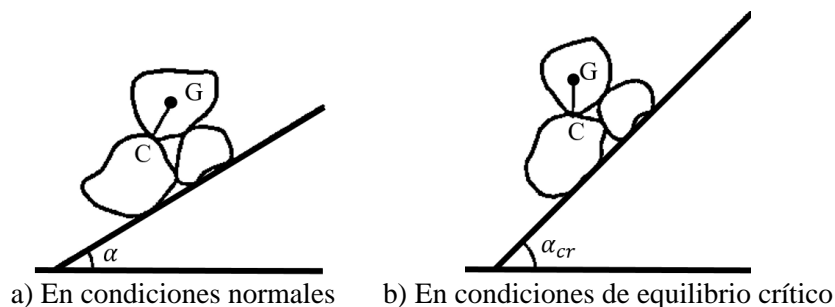


Figura 8.29. Roca superficial típica en una protección de enrocamiento (Marsal y Reséndiz, 1979)

La Ec. 8.18 es una modificación de la ecuación propuesta por Carmany (1963), en la que se supone una condición límite en la que la fuerza de una ola tiende a mover una roca en la superficie del talud (Marsal y Reséndiz, 1975).

Marsal y Reséndiz (1975) recomiendan que el espesor de la capa de enrocamiento para una protección eficiente debe ser tal que permita alojar el tamaño máximo de roca incluido, así como una transición gradual hasta la capa del filtro. Un espesor de capa entre 1.5 y 2 veces el diámetro de las rocas mayores es en general suficiente para cubrir ambos requisitos.

La altura de la ola de diseño está en función del Fetch y de la velocidad y duración del viento de diseño. El manual USBR (Dewey, 2014) propone la Ec. 8.19 para el cálculo de la ola de diseño, la cual considera que las olas siguen una distribución de ondas tipo Rayleigh:

$$H_{10} = 1.27(H_s) \quad 8.19$$

H_{10} : Altura de la ola con solo el 10 % más grande que una serie de olas promedio, ft.

H_s : Altura de la ola significativa, la cual es 1/3 más grande que una serie de olas promedio, ft.

La altura H_s fue propuesta por la USACE (2008) y se determina de la siguiente manera:

$$H_s = 0.0245F^{1/2}VMPH(1.1 + 0.0156VMPH)^{1/2} \quad 8.20$$

donde:

$VMPH$: Velocidad del viento de diseño, mi/h.

F : Longitud del Fetch, mi.

Derivado de varias investigaciones, el USBR (Dewey, 2014) menciona que el uso de H_{10} (Ec. 8.19) como altura de diseño de la ola da como resultado tamaños de enrocamiento que funcionan bien sin conservadurismo innecesario y costo indebido.

Hay que tener en cuenta que las olas también se pueden generar por otros factores además del viento, como debido a deslizamientos de laderas en embalse provocado por un sismo y vehículos acuáticos.

La granulometría del enrocamiento y del filtro de transición debe satisfacer el criterio de Terzaghi para el diseño de filtros; es decir, de retención y permeabilidad. De retención para evitar que partículas más pequeñas migren a través de los espacios generados por las partículas más grandes, y una permeabilidad suficiente que permita una evacuación rápida del flujo.

Según el USBR (Dewey, 2014) un adecuado diseño de enrocamiento incluye el cálculo del viento y ola de diseño, el cálculo de los tamaños de roca a utilizar, la determinación de las bandas de graduación aceptables para el enrocamiento y filtro de transición. Este manual propone definir una sola banda de graduación del enrocamiento y a partir de ésta se diseñan las bandas para las capas necesarias de filtros de transición que siguen el criterio de diseño de filtros de Terzaghi (Figura 8.30).

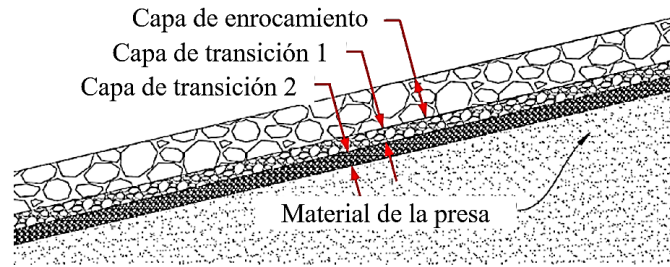


Figura 8.30. Capas de filtros múltiples para cumplir con la condición de retención del material del terraplén (Dewey, 2014).

8.6 SOCAVACIÓN POR LLUVIA

8.6.1 Descripción del fenómeno

Este tipo de socavación es común en presas de materiales térreos y se desarrolla en los taludes de los terraplenes sin algún tipo de protección, aunque también puede presentarse en la corona. El inicio de este tipo de erosión se identifica cuando se observa la presencia de surcos. Los surcos son pequeños conductos que se forman por la concentración de flujo debido a una pendiente y generalmente son de poca profundidad. Si este indicio de socavación no es atendido rápidamente, las lluvias posteriores pueden erosionar aún más estos surcos y propiciar a la generación de cárcavas en los taludes y en consecuencia poner en riesgo la estabilidad de la presa.

La intensidad, frecuencia y duración de las lluvias son los factores principales que influyen en la magnitud de la pérdida de suelo en la superficie de los terraplenes de las presas. Sin embargo, las características geométricas y de las propiedades de los suelos del terraplén también pueden influir en este efecto, por ejemplo:

- Cuando los taludes son muy largos, la socavación puede ocurrir incluso cuando se tiene recubrimiento vegetal debido a que se alcanzan altas velocidades de flujo (Figura 8.31.a).
- Cuando el material superficial del talud tiene muy poca o baja cohesión (Figura 8.31.b).
- Cuando el material superficial es resistente a la socavación, pero tiene un grado de protección bajo (Figura 8.31.c).
- Cuando la tasa de infiltración de agua es muy baja, aumenta el escurrimiento superficial y, por tanto, la erosión (Figura 8.31.d).

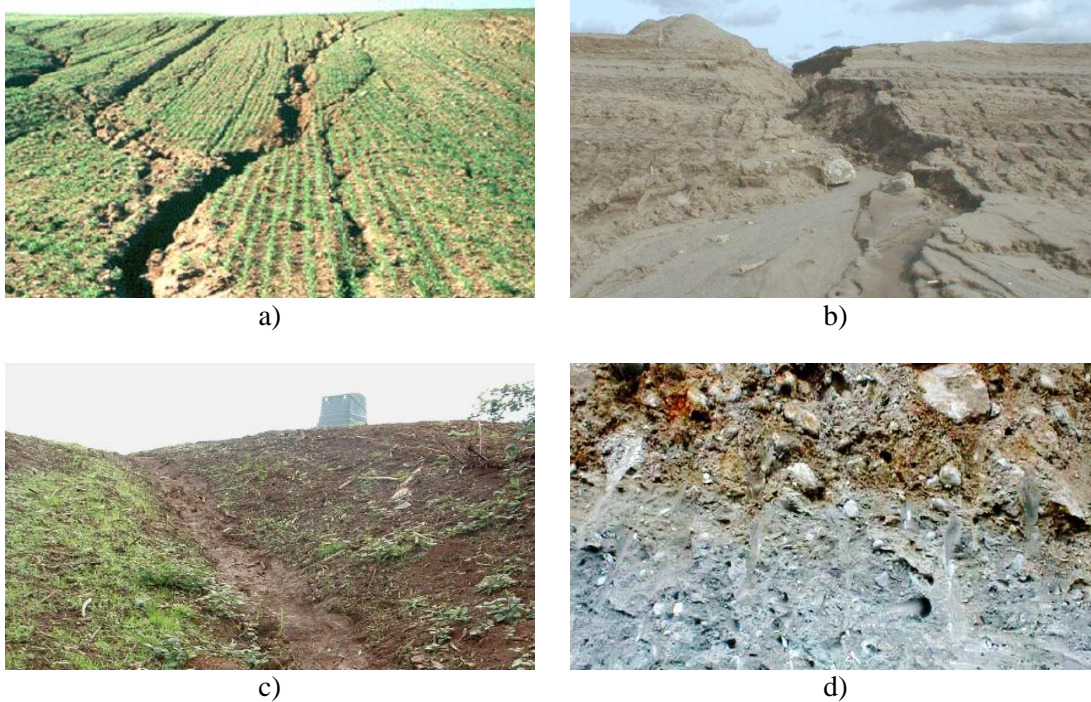


Figura 8.31. Factores que aceleran la socavación por lluvias (dominio público de internet).

8.6.2 *Medidas de prevención y mitigación ante socavación por lluvia*

Para este tipo de socavación no existen métodos de cálculo de la profundidad de socavación. Los diseñadores por lo general recurren directamente a la implementación de medidas de protección de los terraplenes. Una de las técnicas más usadas y que ha dado buenos resultados a través de los años, es propiciar el crecimiento de vegetación nativa pequeña tipo “zacate”, ya que sus raíces aumentan más la resistencia del suelo a ser socavado, principalmente aquellas con raíces fibrosas (sección 5.6). En presas con terraplenes muy altos, para evitar altas velocidades de flujo y en consecuencia problemas de erosión, se suele optar por la formación de bermas para impedir que las escorrentías alcancen altas velocidades, las cuales deben actuar de forma eficiente como sistemas de drenaje del agua generada durante una lluvia.

Otro tipo de solución es el recubrimiento de los taludes mediante enrocamientos, losas de concreto o una combinación de roca-mortero. Sin embargo, estas técnicas suelen ser muy costosas. El uso de geosintéticos como sistemas de protección combinados con el crecimiento de vegetación nativa (pequeña) también han sido implementados para la protección de taludes de presas y se ha visto que aumenta aún más la resistencia a la erosión de los materiales superficiales.

En la Figura 8.32 se muestra un gráfico que relaciona las velocidades críticas de movimiento incipiente en canales vertedores recubiertos por vegetación y reforzados con geosintéticos. Aunque este gráfico es utilizado para el diseño de canales vertedores, también puede ser utilizado para elegir una adecuada protección de los taludes de terraplenes de presas provocado por los efectos de las lluvias (Ingold, 1994).

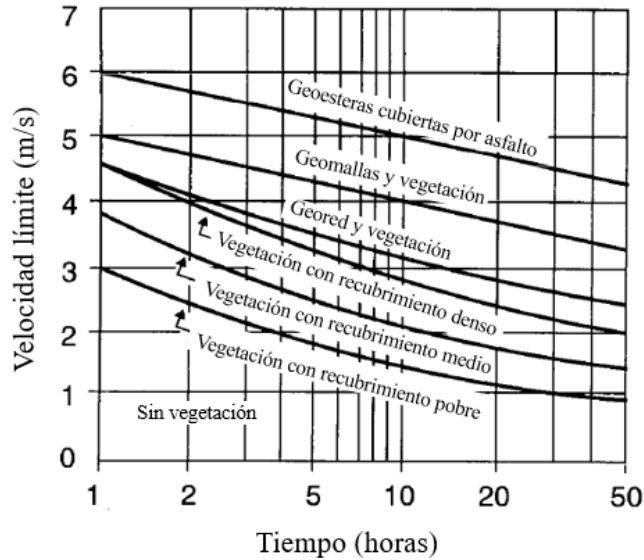


Figura 8.32. Límites de velocidades de flujo sobre vegetación pequeña tipo zacate (Ingold, 1994).

Los geosintéticos que aparecen la Figura 8.32 son los que se aprecian en las siguientes la Figura 8.33.

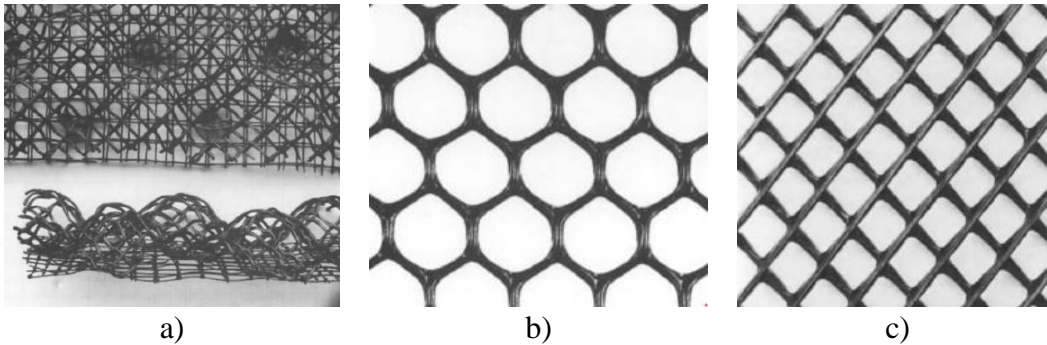


Figura 8.33. Geosintéticos tipo: a) Geosteras; b) Geomallas y; Georedes. (Ingold, 1994).

8.7 SOCAVACIÓN INTERNA

8.7.1 Descripción del fenómeno

Formas de socavación interna

La falla erosión interna ocurre principalmente en presas de materiales térreos. Ésta se puede presentar a través del terraplén, de la cimentación o de una combinación de ambos. La erosión interna se atribuye a la generación de gradientes hidráulicos (i) dentro del cuerpo de la presa provocados por la diferencia de cargas hidráulicas aguas arriba y aguas abajo. El aumento en los gradientes hidráulicos provoca también el aumento de las fuerzas de filtración; una vez que estas fuerzas exceden la resistencia a la erosión de los materiales, el proceso comienza. Las fuerzas resistentes a la erosión dependen de la cohesión, del grado de trabazón entre partículas (fricción) y

del peso de la partícula de suelo, así como de la acción de los filtros de la presa, si es que existen (Sherard, 1963).

Para que la erosión interna se presente en una presa se requieren las siguientes condiciones:

- Una trayectoria de filtración de agua definida con velocidad suficiente para erosionar el material.
- Un punto de salida desprotegido (sin filtro).
- Materiales erosionables en la trayectoria de flujo (entre más pequeñas las partículas de suelo y menos pesadas son más fáciles de ser arrastradas por el agua).

La erosión interna en una presa puede presentarse por el agrietamiento del terraplén o suelo o roca de cimentación debido a asentamientos diferenciales, mala compactación o por secado de los materiales superficiales. Así mismo, por saturación de los materiales y propagación de grietas durante el primer llenado, por un mal proceso constructivo, por los efectos de un sismo o simplemente durante condiciones normales de operación, sin un evento desencadenante aparente. La erosión interna puede verse favorecida por huecos en la presa generados por raíces de vegetación robusta, actividad animal (madrigueras, “tuzificación” y hormigueros) y vandalismo. Las zonas más propensas para iniciar erosión interna se presentan en la Figura 8.34.

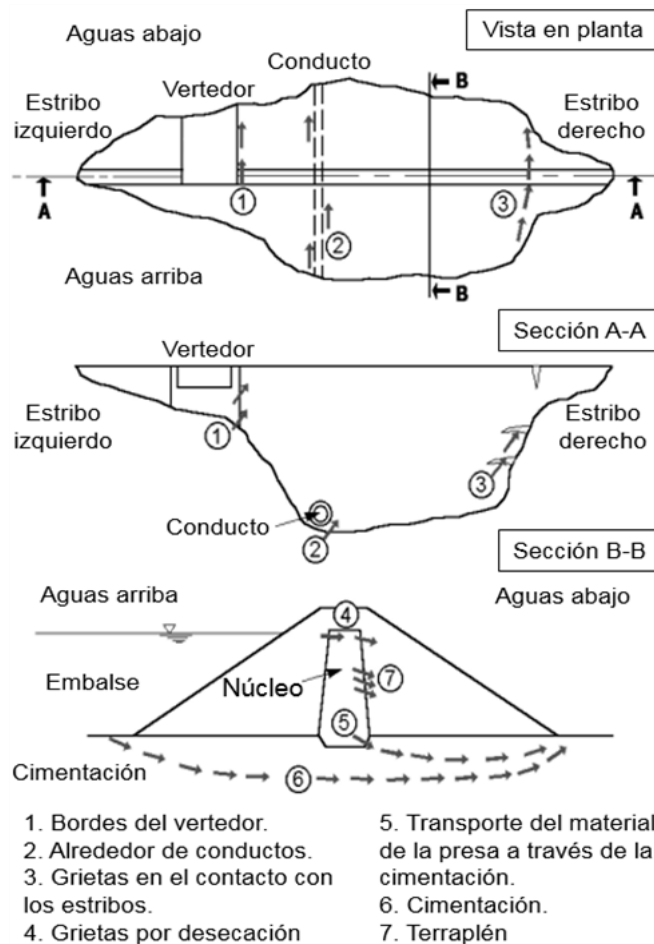


Figura 8.34. Zonas comunes en presas donde suele presentarse erosión interna (Fell y Fry, 2005).

Complementando lo anterior, la erosión interna también puede iniciar en el terraplén y cimentación al mismo tiempo.

Según los expertos la erosión interna en una presa puede iniciar de cuatro formas diferentes (Figura 8.35): erosión retrograda, erosión concentrada, sufusión y erosión de contacto.

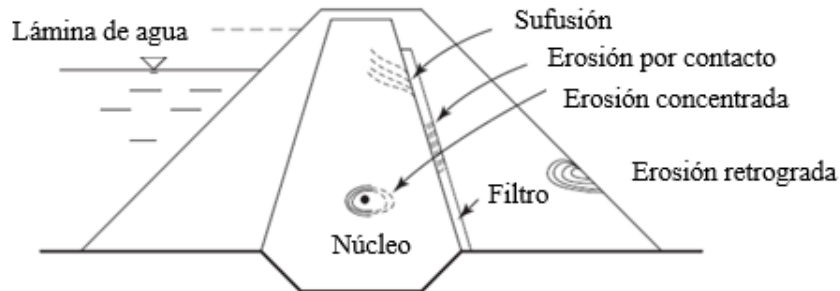


Figura 8.35. Mecanismos que generan erosión interna en una presa (Perlzmaier, 2005)

- Erosión retrógrada. Ocurre cuando altos gradientes se concentran en la zona de salida de las trayectorias de flujo de agua, en la cara o pie del talud aguas abajo, y provocan que la erosión progrese gradualmente hacia atrás. Se identifica por la formación de caídos o cárcavas.
- Erosión concentrada. Comienza internamente en la masa del suelo provocada por una grieta o zona blanda y puede o no progresar hacia la zona de salida de la trayectoria del flujo.
- Erosión por sufusión. Sucede cuando partículas finas de suelo son arrastradas a través de los espacios formados por partículas más gruesas, principalmente cuando los materiales son bien graduados.
- Erosión de contacto. Se refiere a la erosión generada en la interfaz de dos materiales que presentan diferentes rigideces. Suele presentarse alrededor de tuberías o vertedores, o en la interfaz cimentación-terraplén. Puede derivar en problemas de tubificación.

La tubificación es el modo de falla provocado por la erosión interna que se forma debido a la presencia de algún mecanismo iniciador (erosión por contacto) y que resulta en la formación de tubos, desde aguas abajo de la presa hacia el embalse, ya sea a través del terraplén o su cimentación. Según Foster (1999) los materiales con más probabilidad de generar tubificación son las arenas limosas o limos arenosos con contenido de finos $> 15\%$ aunque éstos sean plásticos o no plásticos, siempre y cuando tengan la capacidad de formar ductos. Otro factor importante para la tubificación de suelos es el grado de compactación, los suelos sueltos tendrán menos probabilidad de formar conductos que los densos ya que les sería difícil mantener una estructura estable, y la operación del embalse, las fluctuaciones constantes del nivel del embalse pueden conducir a la tubificación.

8.7.2 Evaluación de la socavación interna

Identificación de materiales erosionables

En presas de tierra los materiales más susceptibles a la erosión interna son los granulares, mientras que las arcillas suelen ser más resistentes, siempre y cuando los enlaces entre sus partículas no se

rompan al reaccionar con alguna sustancia, como el caso de las arcillas dispersivas. Sherard et al. (1967) publicó una clasificación de resistencia a la erosión de los materiales para identificar los materiales susceptibles a presentar erosión interna, los cuales han derivado en problemas de tubificación (Tabla 8.5). Nótese que la plasticidad y el contenido de agua óptimo de compactación juegan un papel importante en la erosionabilidad de los materiales.

Tabla 8.5. Relación empírica entre la resistencia a la tubificación y diversos tipos de suelos (Sherard et al., 1967).

Resistencia Alta	1. Arcilla muy plástica (IP>15) bien compactada (la excepción son las arcillas dispersivas). 2. Arcilla muy plástica (IP>15) mal compactada (la excepción son las arcillas dispersivas). 3. Arena gruesa bien graduada o mezclas de arena y grava con finos arcillosos de mediana plasticidad (IP>6) bien compactadas.
Resistencia Media	4. Arena gruesa bien graduada o mezclas de arena y grava con finos arcillosos de mediana plasticidad (IP>6) mal compactadas. 5. Mezclas bien graduadas de grava, arena y limo (IP<6) bien compactadas. 6. Mezclas bien graduadas de grava, arena y limo (IP<6) mal compactadas.
Resistencia Baja	7. Arena fina muy uniforme o limo (IP<6) bien compactada. 8. Arena fina muy uniforme o limo (IP<6) mal compactada.

La Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD, 2013) preparó una clasificación similar para la resistencia a la erosión de los materiales enfocada a la erosión concentrada basada en Fell et al. (2008), como se muestra en la Tabla 8.6.

Tabla 8.6. Resistencia a la erosión de suelos para generar erosión concentrada (ICOLD, 2013).

Muy erosionable	Todos los suelos dispersivos: Identificados con pruebas de pinhole y pruebas de inmersión. SM con contenido de finos $f < 30\%$.
Erosionable	SM con contenido de finos $f > 30\%$, ML, SC, y CL-ML
Moderadamente erosionable	CL, CL-CH, MH, y CH con $LL < 65$
Resistente a la erosión	CH con $LL > 65$

La graduación de los materiales de una presa de tierra y el tamaño de sus partículas son dos factores también importantes. Se sabe que a medida que las partículas aumentan de tamaño, principalmente arenas y gravas, se necesita mayor velocidad de filtración (más energía) para poder moverlas. Pero desde el punto de vista de la graduación de los materiales, es importante el potencial de inestabilidad interna de éstos, que es clave para el desarrollo de la sufusión. Los suelos son considerados internamente inestables si la fracción más gruesa del material de la presa no retiene la fracción más fina (Sherard, 1979). En la Figura 8.36 se muestran dos ejemplos de curvas granulométricas de suelos que son susceptibles a erosión por sufusión, como son suelos compuestos por gravas con bajo contenido de arcillas y suelos compuestos por gravas con arenas finas.

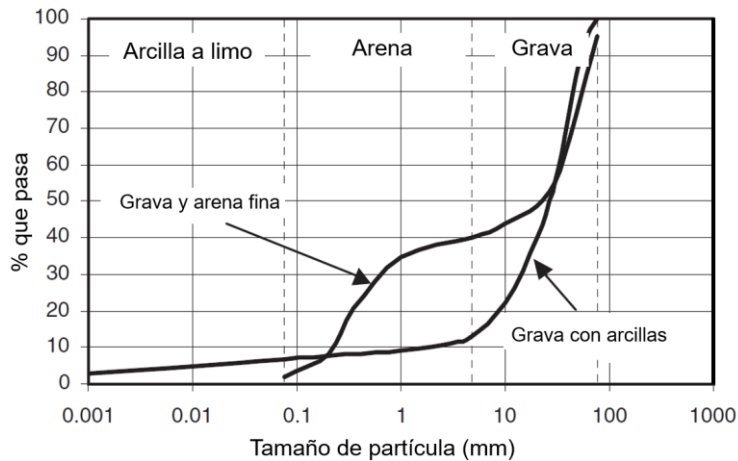


Figura 8.36. Suelos con potencial de ser internamente inestables (susceptibles a erosión por sufusión) (Fell y Fry, 2005).

Sherard (1979) realizó un estudio de la erosión en presas construidas con materiales bien graduados (susceptibles a sufusión) de origen glaciar, las cuales en su mayoría presentaron sumideros o huecos en la cresta y talud aguas abajo antes de fallar. La banda de graduación de los materiales de las presas estudiadas se presentan en la Figura 8.37.

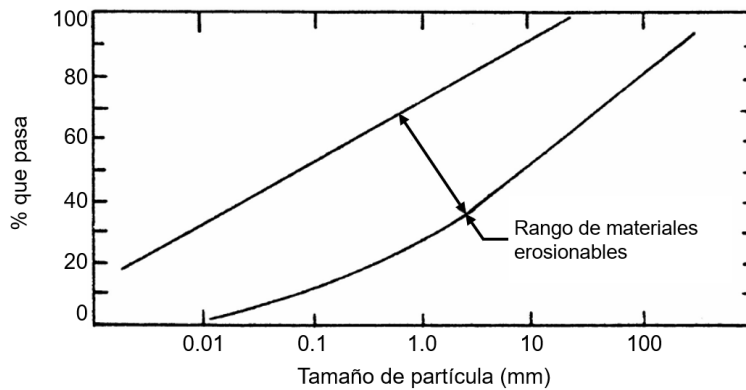


Figura 8.37. Banda de Sherard de los materiales de las presas analizadas en su estudio (Sherard, 1979).

La conclusión de Sherard (1979) de la causa de los problemas de erosión de estas presas fue que los materiales eran internamente inestables y que sus curvas granulométricas tenían formas casi rectas o con una ligera curvatura, tal como las dos líneas que definen el rango de materiales erosionables en la Figura 8.37. El estudio de otras presas con los mismos tipos de fallas, pero con otros materiales de origen no glaciar, demostró que la mayoría de ellas tenían también una distribución granulométrica casi idéntica a la mostrada en la Figura 8.37 (Sherard, 1979).

La línea 4x propuesta por el USBR (2011), mostrada con línea azul en la Figura 8.38, tiene aproximadamente las mismas pendientes de los límites de la banda de Sherard de materiales inestables, y puede ser utilizada para identificar tramos de curvas granulométricas de materiales potencialmente inestables; cualquier tramo que tenga una pendiente más pequeña que la línea 4x indicará un suelo potencialmente inestable. La ubicación de la línea 4x en el gráfico puede

colocarse en cualquier posición, conservado la misma pendiente. De acuerdo con el USBR (2011), esta técnica también puede utilizarse para evaluar suelos con desfase en su graduación (Figura 8.36).

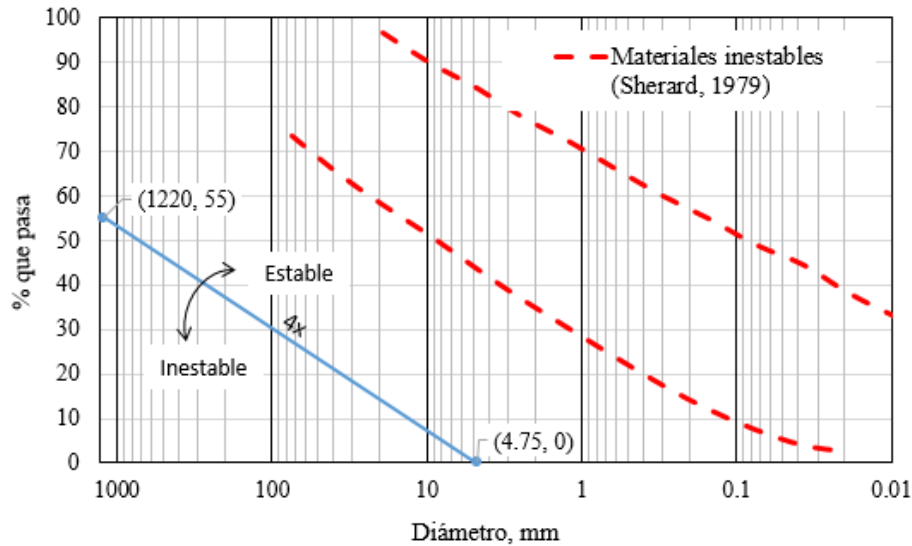


Figura 8.38. Línea 4x (USBR, 2011) para determinar el potencial de inestabilidad interna de los suelos.

Potencial de erosión

La forma común de evaluar el potencial de erosión interna en presas es por medio de la comparación de los gradientes hidráulicos, generados dentro de la presa (i), y los gradientes críticos para el cual inicia la erosión (i_c). Vale la pena recordar que el gradiente hidráulico i se calcula como la carga hidráulica ΔH dividida por la distancia del flujo L formada entre los dos puntos de medición de ΔH :

$$i = \frac{\Delta H}{L} \quad 8.21$$

La ecuación más conocida para determinar el gradiente hidráulico crítico es:

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{s_s - 1}{1 + e} \quad 8.22$$

donde γ' es el peso volumétrico sumergido del material y γ_w el peso volumétrico del agua.

La ec. (8.22) propuesta por Terzaghi es válida para flujo de agua ascendente (Terzaghi y Peck, 1967). Sustituyendo esta ecuación con valores típicos de $s_s = 2.65$ de una arena de cuarzo y $e = 0.65$ ($0.57 \leq e \leq 0.95$, valores típicos en arenas), se observa que un valor promedio del gradiente crítico puede ser tomado como:

$$i_c \approx 1 \quad 8.23$$

En la práctica actual este valor (Ec. 8.23) es usado comúnmente para evaluar problemas de erosión interna. Sin embargo, este criterio sobrestima la magnitud del gradiente hidráulico crítico que suele presentarse en campo. Resultados de pruebas de laboratorio han demostrado que gravas arenosas con coeficientes de uniformidad $C_u < 5$ suelen presentar una estructura interna estable y el gradiente crítico es aproximadamente igual a 1, el cual coincide con el valor teórico de Terzaghi. Sin embargo, cuando estos presentan $C_u > 5$ a 10 tienden a ser internamente inestables, provocando que la erosión comience con valores de 1/5 a 1/3 del gradiente crítico correspondiente a los suelos internamente estables (Skempton y Brogan, 1994), Tabla 8.7. Se hace notar que los suelos bien graduados son susceptibles a sufusión.

Tabla 8.7. Gradientes críticos por erosión interna en gravas arenosas (Skempton y Brogan, 1994).

Material	Flujo horizontal Den Adel et al. (1988)	Flujo en ascención vertical Skempton y Brogan (1994)
$C_u > 5$ a 10	0.16 - 0.17	0.20 - 0.30
$C_u < 5$	0.70	1.00

Perzmaier et al (2007) afirma que el riesgo de sufusión aumenta al incrementarse el coeficiente de uniformidad, por lo que el i_c debe reducirse:

$$i_c = \begin{cases} 0.3 \text{ a } 0.4 & \text{para } C_u < 10 \\ 0.2 & \text{para } 10 \leq C_u \leq 20 \\ 0.1 & \text{para } C_u > 20 \end{cases} \quad 8.24$$

Den Adel et al. (1988) demostraron experimentalmente que para condiciones de flujo horizontal el gradiente hidráulico crítico es más bajo que el vertical como se muestra en la Figura 8.39 y Tabla 8.7.

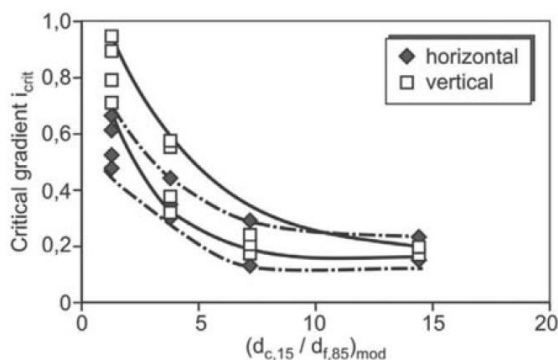


Figura 8.39. Comparación de gradientes hidráulicos críticos en flujo vertical y horizontal (Den Adel et al., 1988).

Perzmaier et al. (2007) presentan un resumen general de gradientes hidráulicos críticos basados en estudios empíricos, los cuales se aprecian en la Tabla 8.8.

Tabla 8.8. Gradientes hidráulicos críticos para iniciar erosión retrograda (Perzmaier et al., 2007).

Criterio	Grava	Arena gruesa	Arena media	Arena fina
Chugaev	0.25	0.25	0.11	0.10
Bligh	0.11	0.08	—	0.067
Lane	0.095	0.067	0.056	0.048
Mueller-Kirchenbauer, límite inferior	—	0.12	0.08	0.06
Mueller-Kirchenbauer, límite superior	—	0.17	0.10	0.08
Weijers y Sellmeijer, Cu = 1.5	0.28	0.18	0.16	0.09
Weijers y Sellmeijer, Cu = 3	0.34	0.28	0.24	0.14

Los criterios para identificar y evaluar la susceptibilidad a la erosión interna de los materiales tratados hasta ahora solo son aplicables a suelos granulares con bajos contenidos de arcilla. Los suelos con alto contenido de arcilla o puramente arcillosos por lo general no suelen presentar erosión interna debido a su baja permeabilidad. En presas cimentadas en un estrato arcilloso superficial seguido de un estrato permeable, el riesgo de erosión a través de la cimentación deberá determinarse evaluando la posibilidad de que se genere subpresión en el estrato de arcilla y que pueda generar un fracturamiento hidráulico.

8.7.3 Medidas de prevención y mitigación de la erosión interna

Muchas de las fallas de presas de tierra son ocasionadas por erosión interna asociadas con la inestabilidad de taludes. Debido a esto, a lo largo de los años se han desarrollado diversos métodos o técnicas para controlar las filtraciones. Cedergren (1977) sugiere que estas obras y similares, como diques, pueden ser protegidas de filtraciones mediante estructuras que impidan el paso del agua o reduzcan las filtraciones y métodos de drenaje para controlar la entrada/salida de agua (Figura 8.40).

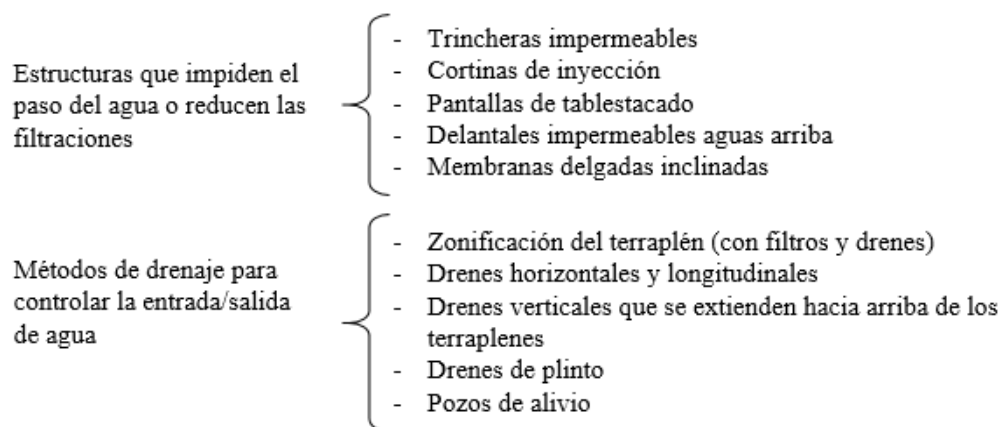


Figura 8.40. Clasificación de medidas de mitigación contra los efectos negativos del flujo de agua (Cedergren, 1977).

Diseño de filtros

Normalmente los filtros y drenes son las medidas de mitigación de erosión interna más usadas. En la actualidad existen diversos métodos para el diseño de filtros, de los cuales la mayoría sigue los principios básicos enunciados por Terzaghi (1922) que son:

- Cumplir con la condición de retención o geométrica. Los granos deben ser suficientemente pequeños para retener el suelo que se pretende proteger o material base; es decir, deben de tener la capacidad de evitar los diversos mecanismos de erosión interna (concentrada, retrograda, sufusión y de contacto) en el suelo a proteger.

$$D_{15F} \leq 4D_{85B} \quad 8.25$$

- Cumplir con la condición de permeabilidad o condición hidráulica. Los granos deben ser suficientemente grandes para que su permeabilidad permita una canalización y evacuación rápida del flujo, y disipe el exceso de presión de poro generado.

$$D_{15F} \geq 4D_{15B} \quad 8.26$$

D_{15F} : Diámetro característico del filtro correspondiente al 15 % de la curva granulométrica.

D_{85B} : Diámetro característico del material que se pretende proteger (o base) correspondiente al 85 % de la curva granulométrica.

D_{15B} : Diámetro característico del material que se pretende proteger correspondiente al 15 % de la curva granulométrica.

En la Figura 8.41 se muestra un esquema simplificado de la aplicación del criterio de Terzaghi para el diseño de filtros. Las curvas b y c, que son las fronteras que definen la banda donde debe quedar la curva granulométrica del filtro, se trazan geoméricamente similares a la curva del material que se presente proteger (curva a), quedando limitadas por los puntos B y D. Así, con base en el criterio de Terzaghi, un suelo cuya curva de distribución de tamaño de partículas quede dentro de las curvas b y c, se considera un buen material para filtro protector.

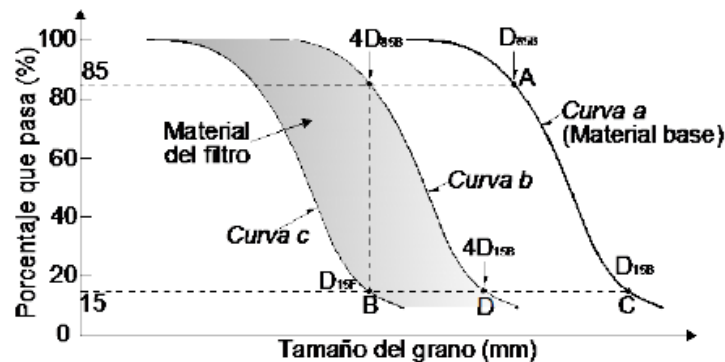


Figura 8.41. Banda de las curvas granulométricas donde debe ubicarse el filtro protector según el criterio de Terzaghi (1922).

Otro criterio clásico para el diseño de filtros es el propuesto por Sherard (1963), el cual considera la condición geométrica como

$$D_{15F} \leq 5D_{85B} \quad 8.27$$

y la condición hidráulica como

$$D_{15F} \geq 5D_{15B}$$

8.28

La formación de la banda donde debe ubicarse el filtro protector sigue el mismo criterio de Terzaghi (1922). No obstante, en caso de que el suelo protegido contenga un alto porcentaje de gravas, el filtro se debe diseñar considerando la porción de la curva granulométrica que es más fina que la malla de 1 pulgada (25.4 mm). Así mismo, los filtros no deben contener más del 5 % de finos que pasen la malla #200, y éstos no deben ser cohesivos.

Las reglas de Sherard (1963) son muy conservadoras para algunos tipos de suelos, como las arcillas y los suelos gruesos con finos arcillosos, los cuales presentan una resistencia inherente a la tubificación debido a su cohesión. De igual forma, este criterio también resulta conservador para suelos gruesos bien graduados con finos limosos, ya que estos materiales son considerados por sí mismos filtros naturales (Sherard, 1963).

8.8 SOCAVACIÓN DEBIDO A MATERIALES DISPERSIVOS

8.8.1 Descripción del fenómeno

Las arcillas dispersivas se caracterizan por tener un alto contenido de sodio en su estructura molecular, las cuales al entrar en contacto con agua ávidas de sales, como el agua de lluvia comienzan a perder cationes de sodio debido al intercambio catiónico. Este efecto provoca que las fuerzas de atracción entre sus partículas disminuyan y aumenten las de repulsión. Cuando la concentración de sodio en estas arcillas disminuye considerablemente, las fuerzas de atracción son rebasadas por las fuerzas repulsivas y éstas se repelen, de tal modo que pueden ser observadas suspendidas en el agua.

La dispersión de las partículas de una arcilla sódica se presenta a velocidades de flujo bajas e incluso en agua sin movimiento. El proceso de erosión inicia cuando éstas son transportadas en suspensión por escorrentías o a través del suelo en el que se encuentran. Dependiendo de la cantidad y tipo de arcilla dispersiva en los materiales de la presa, éstos pueden ser poco o altamente inestables. Presas construidas con estos materiales suelen presentar fallas por tubificación (Figura 8.42).



Figura 8.42. Tubificación en una presa construida con suelos dispersivos en NWS, Australia (Fell et al., 2015).

Como se explicó en la sección 6.3, la erosión ocasionada por una arcilla dispersiva es debido a un proceso físico-químico que ocurre a nivel molecular y es distinta de la que se presenta en otros materiales altamente erosionables como arenas y limos, que se erosionan por la acción mecánica de las fuerzas de una corriente de agua tanto externa como interna.

Mitchell (1993) menciona que muchas de las fallas en presas producidas por arcillas dispersivas corresponden a arcillas de baja a alta plasticidad del tipo montmorilonita. No obstante, este efecto depende de la cantidad de finos; si este es menor del 10% podrían no presentar problemas de erosión (Sherard et al., 1976).

8.8.2 Identificación de los suelos dispersivos

Knodel (1991) recomienda que la identificación de las arcillas dispersivas debe comenzar con el reconocimiento de campo, observando posibles indicios en la superficie del suelo incluyendo formas de erosión inusuales, como tubificación y cárcavas, o si se presenta turbidez excesiva en lugares donde se almacene agua. Las áreas con crecimiento pobre de vegetación y retraso del mismo pueden indicar suelos altamente salinos, los cuales pueden ser dispersivos. Sin embargo, los suelos dispersivos también se pueden presentar en condiciones neutras o ácidas, y pueden proveer un crecimiento abundante de vegetación. Aunque las observaciones del reconocimiento de campo no arrojen resultados de presencia de suelos dispersivos, esto no garantiza que no existan suelos dispersivos a cierta profundidad. Es por ello la importancia de una buena planeación de campañas de exploración de los suelos para el diseño de obras hidráulicas como presas, puentes, canales, y otras estructuras hidráulicas que puedan estar sujetas a problemas de erosión por la presencia de arcillas dispersivas.

Como se vio en la sección 6.3, las arcillas más susceptibles a ser dispersivas son las esmectitas del grupo de las montmorilonitas, formadas principalmente en ambientes marinos. Mediante el uso de la carta de plasticidad de Casagrande se puede tener una idea si la arcilla analizada es del tipo montmorilonita, Figura 8.43.

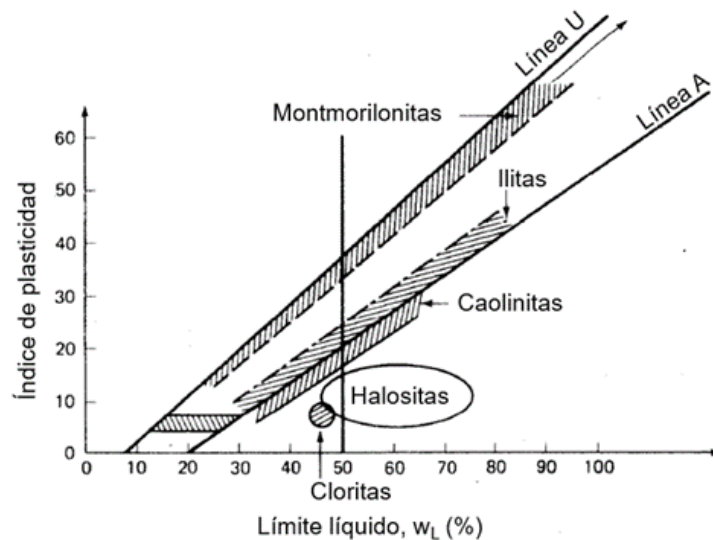


Figura 8.43. Identificación aproximada de minerales de arcilla en la carta de plasticidad de Casagrande.

Otra forma de identificar a los posibles minerales de arcilla en un suelo es mediante la determinación de su actividad (Holtz y Kovacs, 1981):

$$Actividad = \frac{\text{Índice de plasticidad}}{\text{Fracción arcillosa}} \quad 8.29$$

donde la fracción arcillosa es el porcentaje de la muestra menor a 2 μm .

En la Tabla 8.9 se puede apreciar que el rango de actividad que exhiben las arcillas montmorilonitas sódicas, propensas a ser dispersivas, está entre 4 y 7.

Tabla 8.9. Rango de actividad de varios minerales (Holtz y Kovacs, 1981).

Mineral	Actividad
Montmorilonita-Na	4-7
Montmorilonita-Ca	1.5
Illita	0.5-1.3
Caolinita	0.3-0.5
Halosita	0.5
Halosita (hidratada)	0.1
Atapulgita	0.5-1.2
Alofán	0.5-1.2
Mica (muscovita)	0.2
Calcita	0.2
Cuarzo	0

La identificación de arcillas dispersivas por medio de la carta de plasticidad y la actividad del suelo no son métodos del todo confiables, ya que la mayoría de las arcillas suelen tener mezclas de varios tipos de minerales, pero puede dar una primera aproximación del tipo de arcilla que se está analizando.

Los ensayos más utilizados para identificar a los suelos dispersivos son: la prueba de inmersión, la prueba pinhole, la prueba del hidrómetro doble y las pruebas químicas.

Prueba de inmersión

Esta prueba fue desarrollada por Emerson en 1967 y puede realizarse tanto en campo como laboratorio. Consiste en preparar una muestra cúbica de suelo de 15 mm por lado o también puede ser utilizado un grumo de suelo de igual volumen, ambos con su contenido de agua natural. Este espécimen se coloca cuidadosamente en un recipiente que contenga 250 ml de agua destilada. A medida que éste comienza a hidratarse, se observa la tendencia de las partículas coloidales a entrar en suspensión. Los resultados son interpretados en intervalos de tiempo y se pueden clasificar en diferentes grados de reacción:

- Sin reacción: La muestra puede deformarse hacia abajo, pero sin indicios de turbiedad (Figura 8.44.a).
- Reacción ligera o moderada: hay un pequeño indicio fácilmente reconocible de una nube de coloides en suspensión. Los coloides pueden estar justo en la superficie de la muestra o extenderse en finas vetas en el fondo del vaso de precipitados (Figura 8.44.b y c).

- Reacción fuerte: La nube coloidal cubre casi todo el fondo del vaso de precipitados, generalmente en una capa muy delgada. En casos extremos, toda el agua en el vaso se vuelve turbia (Figura 8.44.d).

La prueba comúnmente se lleva a cabo en agua destilada, pero puede repetirse con agua del embalse de la presa. Debe tenerse cuidado con esto, porque el agua del embalse podría tener cierto contenido de sales que ocasionaría una dispersión más baja en el material que la obtenida con agua destilada (USBR, 1990).

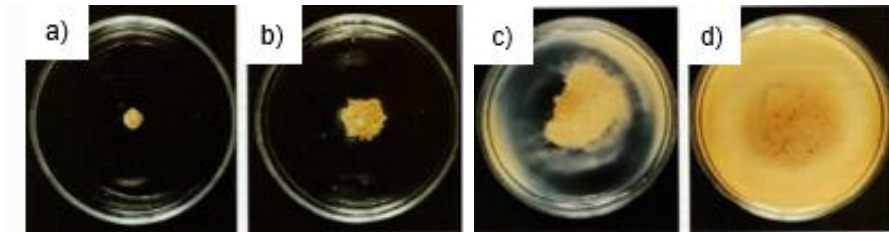


Figura 8.44. Interpretación de resultados de la prueba de inmersión.

Prueba del doble hidrómetro

Esta es una de las primeras pruebas de laboratorio para evaluar la dispersión en suelos arcillosos y fue desarrollada por Volk en 1937. El método consiste en realizar dos pruebas de hidrómetro con el mismo tipo de suelo con la diferencia de que una no lleva la sustancia química dispersante. El porcentaje de dispersión se obtiene como:

$$D = \frac{A}{B} 100 \quad 8.30$$

donde A es el porcentaje de suelo en peso más fino que 0.005 mm de diámetro de la prueba sin dispersante, y B es el porcentaje de suelo en peso más fino que 0.005 mm de diámetro de la prueba con dispersante, Figura 8.45.

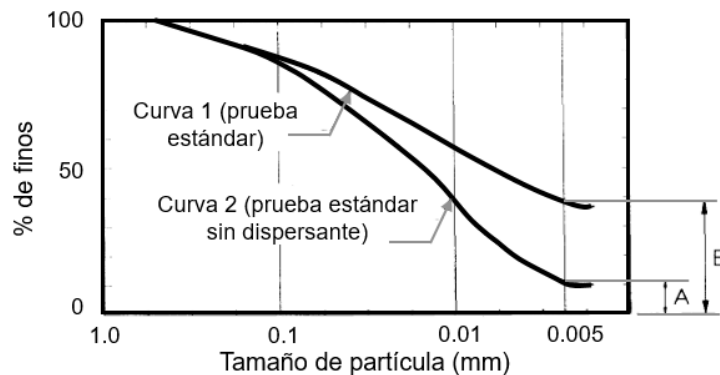


Figura 8.45. Porcentaje de dispersión determinado de la prueba del doble hidrómetro.

El criterio para evaluar el grado de dispersión mediante los resultados obtenidos de la prueba es el siguiente: no dispersivo si $D < 30 \%$; intermedio si $20 \% < D < 50 \%$; dispersivo si $D > 50 \%$.

De acuerdo con Sherard y Decker (1977) los resultados de numerosas pruebas muestran que un alto porcentaje de suelos con características dispersivas exhibieron un 30 % o más de dispersión cuando se analizaron con este método.

En el Manual de Tierras del USBR (1990) se describe detalladamente esta prueba.

Prueba Pinhole

Fue desarrollada por Sherard et al. (1976.b) y hasta el momento ha sido una de las más utilizadas para evaluar suelos dispersivos. Esta prueba puede ser realizada en campo o en laboratorio y mide la dispersividad en suelos finos compactados. Consiste en labrar una muestra de suelo de forma cilíndrica de 25.0 mm de largo por 35 mm de diámetro por el que se hace un pequeño orificio de 1.0 mm de diámetro, en el cual se hace circular agua destilada bajo cargas hidráulicas de 50, 180 y 380 mm. El agua que circula a través de la muestra se recupera en vasos aforados, registrándose el gasto y la turbidez del efluente. Al realizar la prueba es importante mantener el contenido de agua, ya que el secado puede afectar los resultados de la prueba de la prueba en algunos suelos.

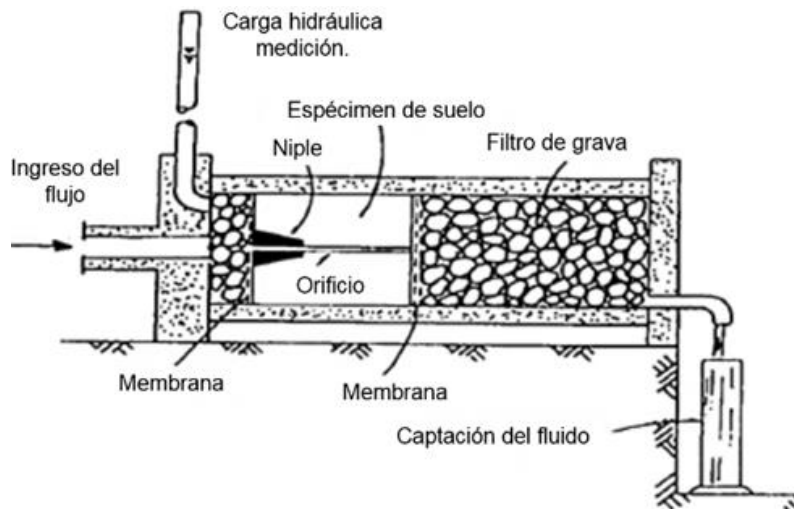


Figura 8.46. Esquema de la prueba Pinhole (Sherard et al., 1976.b).

Sherard et al. (1976.b) observó que un 40 % de muestras analizadas mediante la prueba pinhole indicaban ser dispersivas, pero que al analizarlas mediante la prueba de inmersión resultaban ser no dispersivas. Esto pudo haber sido debido a que dichas muestras fueron erosionadas solo por la acción mecánica de la corriente de agua que se hace circular a través del suelo en la prueba pinhole, y también por su alta erosionabilidad, y no por ser químicamente dispersivas.

En Sherard et al. (1976.b) se presenta con mayor detalle el procedimiento de esta prueba. Así mismo, en el Manual de Tierras del USBR (1990) se presenta un método cuantitativo para identificar los diferentes grados de dispersividad de un suelo mediante esta prueba.

Pruebas químicas

Con base en pruebas realizadas en los materiales de muchas presas con y sin presencia de suelos dispersivos, Sherard et al (1976) propusieron la Figura 8.47 para determinar la dispersividad de un suelo.

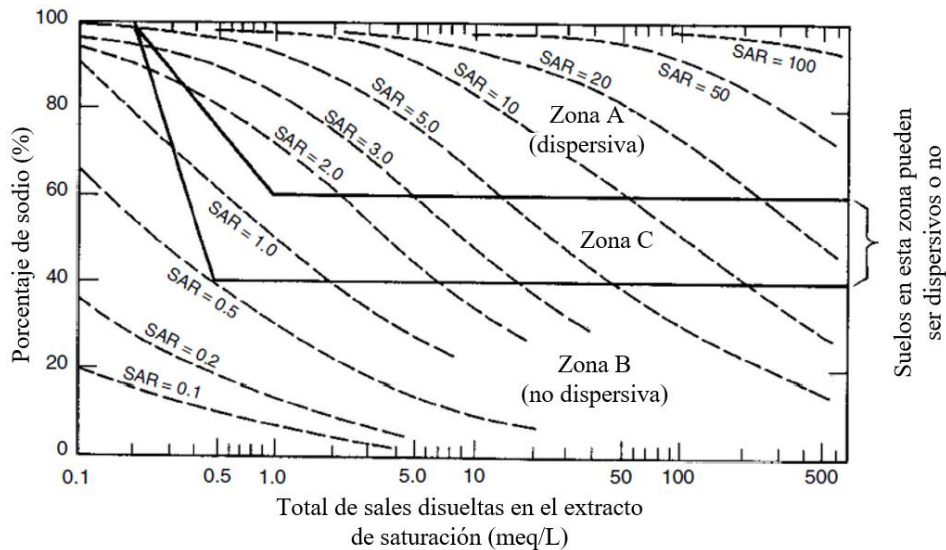


Figura 8.47. Relación entre dispersividad y contenido de sales disueltas en el agua de poro de una arcilla (Sherard et al., 1976).

En la Figura 8.47 el porcentaje de sodio se obtiene como:

$$\text{Sodio}(\%) = \frac{Na^+}{\text{Total de sales disueltas}} 100 \quad 8.31$$

dónde, el *Total de sales disueltas* = $Ca^{++} + Mg^{++} + Na^+ + K^+$.

La tasa de adsorción de sodio (SAR) se obtiene como:

$$SAR = \frac{Na^+}{\left[\frac{1}{2}(Ca^{++} + Mg^{++})\right]^{1/2}} 100 \quad 8.32$$

En las Ecs. 8.31 y 8.32, la cantidad de cationes de Ca^{++} , Mg^{++} , Na^+ y K^+ están medidos en miliequivalentes por litro, correspondiente al agua extraída de una pasta de arcilla saturada (extracto de saturación).

Para obtener el extracto de saturación, el suelo se mezcla con agua destilada hasta obtener una pasta de suelo saturada con su contenido de agua cercano a su Límite Líquido. La pasta se deja reposar lo suficiente para que se logre el equilibrio entre las sales disueltas en el agua de poro y los cationes

de cambio de las partículas de arcilla. Posteriormente, la pasta se somete al vacío y se extrae una porción del agua de poro denominada extracto de saturación y se ensaya mediante pruebas químicas para determinar la cantidad de cationes de calcio, magnesio, sodio y potasio, en miliequivalentes por litro (meq/L). Unas de las pruebas químicas para obtener estas propiedades del suelo se conoce como “*base volumétrica de pasta saturada*”.

8.9 OTROS TIPOS DE SOCAVACIÓN

- Efecto de la vegetación

El crecimiento de vegetación robusta, como árboles o arbustos, podrían afectar a la estructura térrea de la presa, e incluso penetrar el sistema de protección de ésta. El daño por vegetación se produce debido a la penetración de las raíces, las cuales pueden llegar a penetrar el núcleo de la presa, favoreciendo el aumento de gradientes. Por otro lado, el crecimiento de vegetación robusta sobre la cresta del terraplén puede generar grietas, favoreciendo la concentración de flujo durante un desbordamiento. El envejecimiento de árboles o la caída de estos también pueden causar daños, ya que las raíces pueden dejar huecos dentro del terraplén.

- Efecto de la actividad animal

Los animales que generalmente habitan en madrigueras podrían establecerse en la estructura térrea de una presa. Los huecos producidos por las madrigueras pueden causar debilitamiento de la estructura, así como aumentar los gradientes hidráulicos. Los daños en la superficie del talud generan irregularidades, las cuales durante un escurrimiento de agua provocado por una lluvia podrían generar turbulencia a lo largo de la superficie. La turbulencia favorecería el desprendimiento de los materiales superficiales, generando problemas de erosión local y de formación de cárcavas.

- Efecto de la actividad humana

Los problemas de inestabilidad en la estructura térrea también se pueden atribuir a las vibraciones o colisiones por la actividad humana. Por ejemplo, vandalismo, construcciones cerca de la presa, colisión de barcos, circulación de vehículos sobre la cresta, escombros, etc.

9. APLICACIÓN PRÁCTICA

9.1 ANALISIS DE SOCAVACIÓN EN UN PUENTE

9.1.1 Datos generales del puente en estudio

En el siguiente caso de aplicación se proyecta un puente sobre un río del sureste de México, del cual se cuenta con información geotécnica, hidráulica y topobatimétrica. El puente se proyectó en un tramo recto del río, tal como se aprecia en la Figura 9.1.

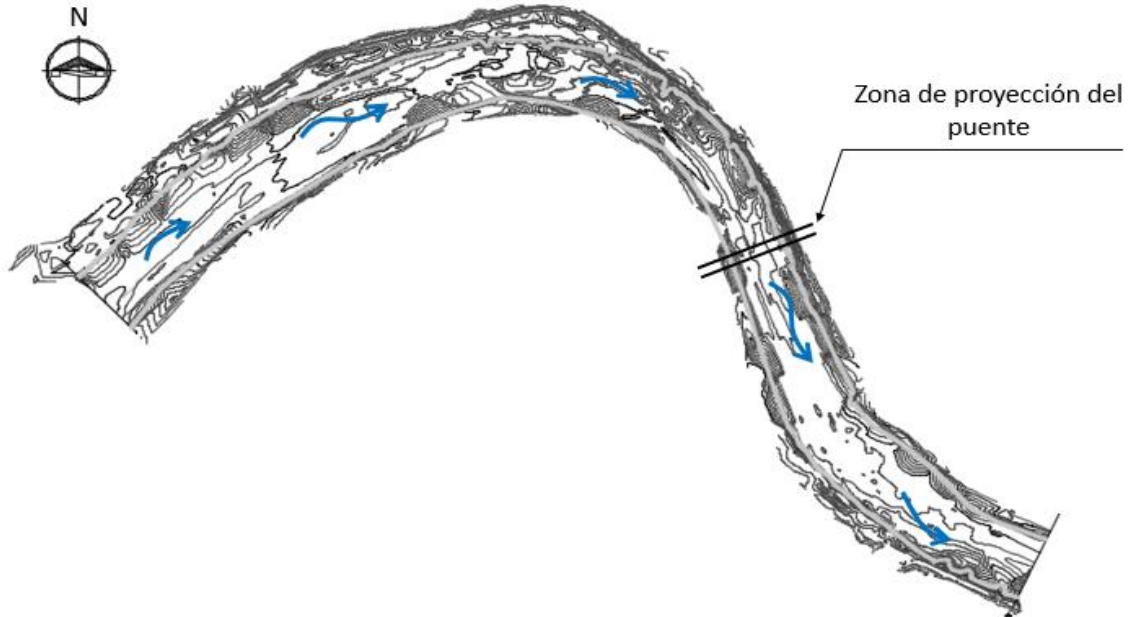


Figura 9.1. Batimetría del río donde se proyectó el puente.

De acuerdo con la información geotécnica y topobatimétrica, en la Figura 9.2 se muestra el modelo geotécnico de la zona de proyección del puente. La estructura propuesta cuenta con dos terraplenes de acceso que invaden la llanura de inundación y parte del canal principal del río, así como 4 pilas, las cuales tienen una altura de 9 m por arriba del nivel natural del río, empotradas a 15 metros por debajo de su fondo. Se consideró una altura entre la lámina libre y la plataforma del puente de 1.50 m.

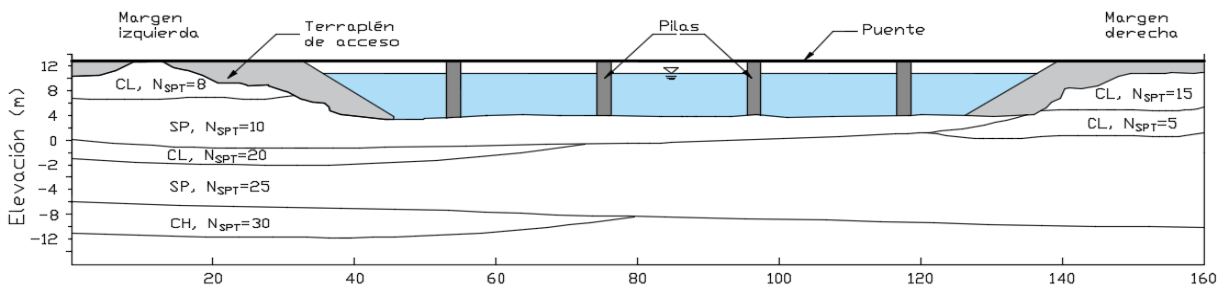


Figura 9.2. Modelo geotécnico de la zona de proyección del puente.

El ancho de calzada del puente es de 7 metros, el cual junto con los arcenes y barandas forman un ancho total de 9 metros; los terraplenes de acceso cuentan con el mismo ancho. La ubicación del puente en el río se proyectó de manera perpendicular a éste, como muestra el esquema de la Figura 9.3.

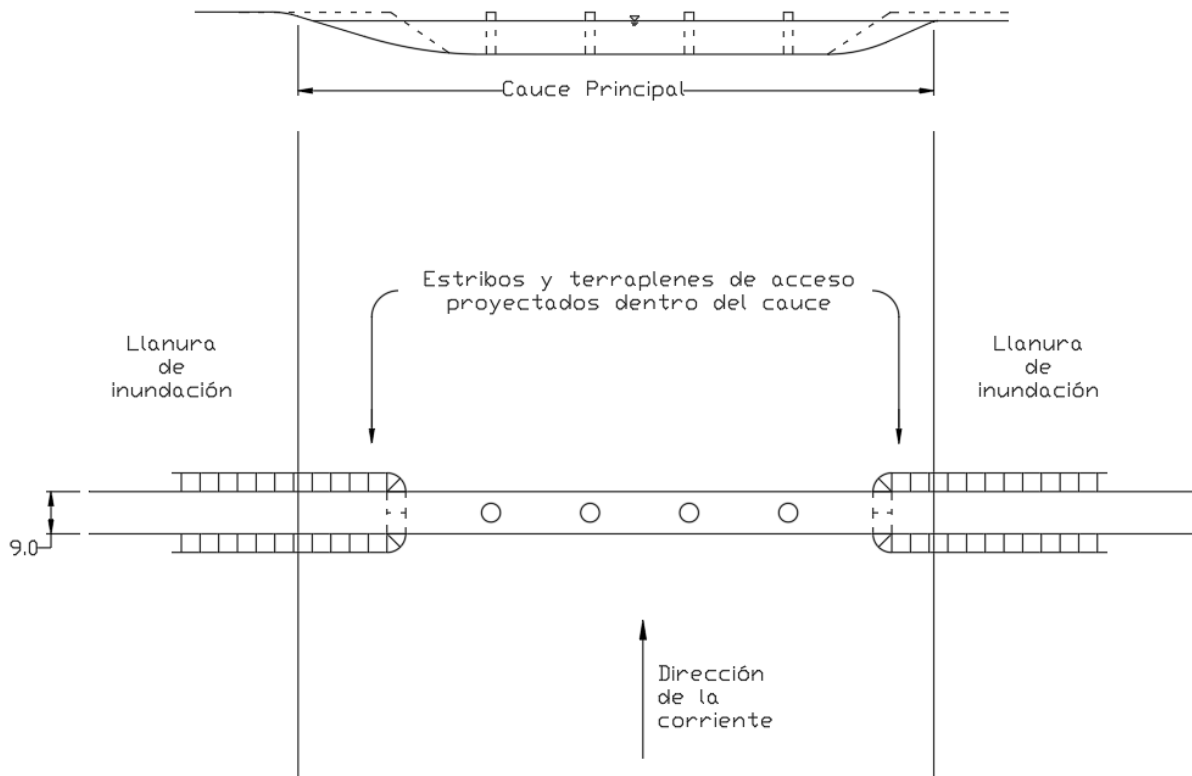


Figura 9.3. Vista en planta y sección transversal del río en donde se proyectó el puente.

Según el estudio hidrológico, los gastos de diseño son:

Tabla 9.1. Gastos de diseño para el tramo de estudio.

Tr (años)	Q_{máx} (m ³ /s)
2	612.89
5	929.91
10	1081.47
20	1202.66
50	1348.84
100	1455.29
500	1698.05
1000	1802.08

En el análisis de socavación se consideran dos gastos de diseño correspondientes a periodos de retorno de 500 años ($Q = 1698.05 \text{ m}^3/\text{s}$) y 1000 años ($Q = 1802.08 \text{ m}^3/\text{s}$). Para evaluar la capacidad del cauce, se identificaron los hombros margen derecha y margen izquierda y con ayuda del modelo matemático HEC-RAS versión 4.1 del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos de América (USACE) se procedió a transitar los correspondientes gastos con y sin presencia del puente.

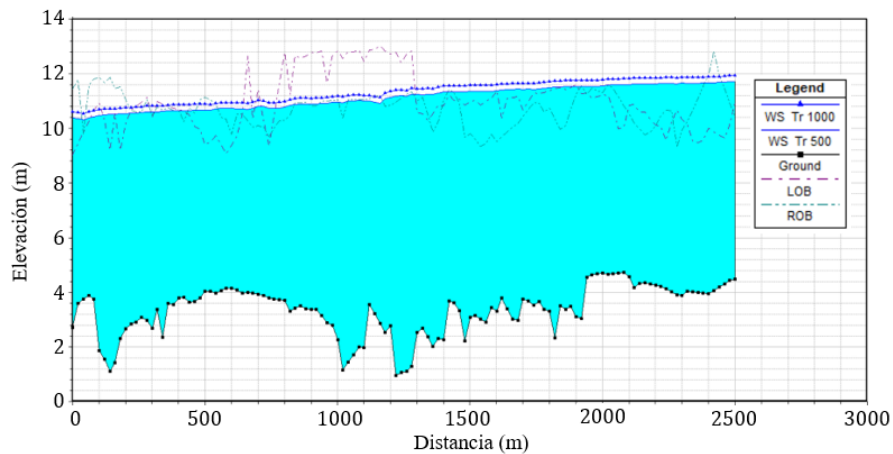


Figura 9.4. Perfil hidráulico en el tramo de estudio sin la estructura del puente para periodos de retorno de 500 y 1000 años.

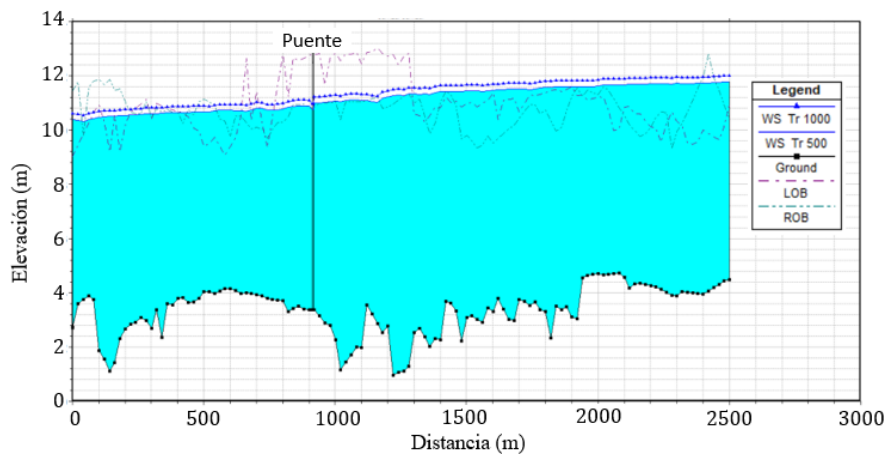


Figura 9.5. Perfil hidráulico en el tramo de estudio con la estructura del puente para periodos de retorno de 500 y 1000 años.

Como puede verse en la Figura 9.4, el río desborda prácticamente en toda su trayectoria con ambos gastos. Sin embargo, en la zona de proyección del puente solo desborda sobre la margen derecha.

En lo que sigue, se presenta el cálculo de la socavación total en las pilas y estribos del puente proyectado que involucra la suma de la socavación general, por contracción y local. Para evaluar

el efecto de la socavación total en las pilas, se proponen dos grupos diferentes: (1) con pilas circulares y (2) con pilas con extremos circulares y esviajadas con respecto a la dirección del río.

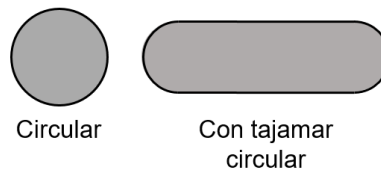


Figura 9.6. Tipos de pilas consideradas para el análisis de socavación.

9.1.2 Socavación general

De acuerdo con el estudio hidráulico de la zona, ésta presenta las características de comportamiento hidrodinámico para catalogarse como en etapa de convertirse en un cauce estable. Por tanto, no se considera la posibilidad de migración lateral. Se estima que el cauce del río estará sometido a degradación continua a largo plazo. Debido a la falta de información geomorfológica de la zona no se consideran los análisis cualitativos. Con base en la recomendación de Melville y Coleman (2000) el cálculo de la socavación general se lleva a cabo por los métodos propuestos por Lacey, Blench y, Maza y Echavarría.

Datos

Los datos aquí considerados pertenecen a la sección donde se proyectó el puente, pero sin la estructura.

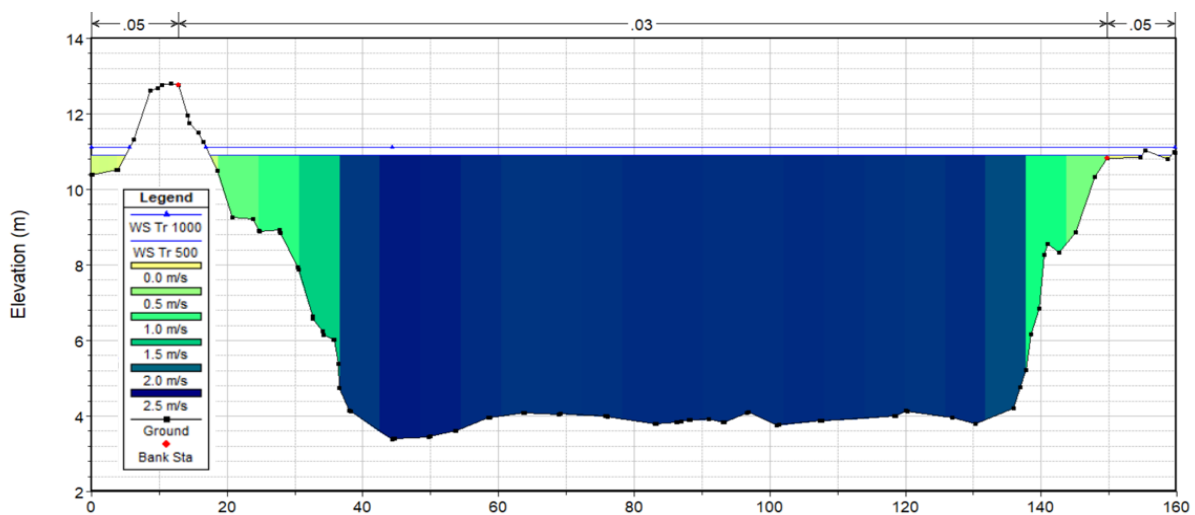


Figura 9.7. Perfil de velocidades y nivel de las láminas de agua para Tr de 500 y 1000 años.

Debido a que en dicha sección (Figura 9.7) se presentan pequeños desbordamientos para ambos periodos de retorno, las variables consideradas para el análisis de socavación son solo pertenecientes a las del cauce principal.

Variables	Tr = 500 años	Tr = 1000 años
Cauce		
Pendiente del cauce, $S_o =$	0.00036	0.00036
Ancho del cauce, $W =$	132.24 m	132.81 m
Área hidráulica, $A =$	783.71 m ²	811.69 m ²
Flujo		
Caudal o gasto de diseño, $Q =$	1697.63 m ³ /s	1800.96 m ³ /s
Tirante medio, $h = A/W$	5.93 m	6.11 m
Material del lecho		
Diámetro del material $d_{50} =$	0.61 mm	0.61 mm
Diámetro del material $d_{84} =$	1.45 mm	1.45 mm
Desviación estándar geométrica del material, $\sigma_g =$	2.38	2.38
Gravedad específica, $S_s =$	2.65	2.65

Cálculos

Fórmula de Lacey (Ec. 7.25): $H_{sg} = 0.47 \left(\frac{Q}{f} \right)^{1/3}$		
Variables	Tr = 500 años	Tr = 1000 años
Factor de Lacey (Tabla 7.1), $f =$	1.38	1.38
Tirante al nivel de socavación, $H_{sg} =$	5.04 m	5.14 m

Fórmula de Blench (Ec. 7.26): $H_{sg} = 1.2 \left(\frac{q^{2/3}}{d_{50}^{1/6}} \right)$		
Válida para arenas con $0.06 < D_{50} \text{ (mm)} \leq 2$. El D_{50} es en mm.		
Variables	Tr = 500 años	Tr = 1000 años
Caudal unitario, $q = Q/W =$	12.84 m ² /s	13.56 m ² /s
Tirante al nivel de socavación, $H_{sg} =$	7.14 m	7.41 m

Fórmula de Maza y Echavarría (Ec. 7.28): $H_{sg} = 0.365 \left(\frac{Q^{0.784}}{W^{0.784} d_{50}^{0.157}} \right)$		
El d_{50} es en m.		
Variables	Tr = 500 años	Tr = 1000 años
Tirante al nivel de socavación, $H_{sg} =$	8.63 m	9.01 m

Profundidad de socavación general

Para ambos periodos de retorno, las profundidades de socavación obtenidas se consideran adecuadas, pero se descartan los resultados obtenidos por la ecuación de Lacey, ya que dieron tirantes, al nivel de socavación, menores que el tirante medio del cauce. Quedan los de Blench y los de Maza y Echevarría, que promediados dan los siguientes resultados:

Resultado final	Tr = 500 años	Tr = 1000 años
$H_{sg}(final) =$	7.89 \approx 7.90 m	8.21 \approx 8.20 m
$d_{sg}(final) =$	1.97 \approx 2.00 m	2.09 \approx 2.10 m

9.1.3 Nuevas variables de flujo

Debido al efecto de la socavación general y al aumento del área hidráulica en la sección donde se ubicará el puente, se realizan los cálculos correspondientes para las nuevas variables de flujo de agua:

Nuevas variables de flujo	Tr = 500 años	Tr = 1000 años
Área hidráulica, $A = WH_{sg} =$	1044.70 m ²	1089.04 m ²
Velocidad media de la corriente, $V = Q/A =$	1.62 m/s	1.65 m/s
Velocidad de corte crítica (Ec. 4.10), $V_{*c} =$ ($V_{*c} = 0.0115 + 0.0125d_{50}^{1.4}$) En esta ecuación el d_{50} es en mm.	0.018 m/s	0.018 m/s
Velocidad crítica media (Ec. 4.14), $V_c =$ $V_c = V_{*c} 5.75 \log \left(5.53 \frac{y}{d_{50}} \right)$ En esta ecuación el d_{50} es en m y $H_{sg} = y$.	0.502 m/s	0.504 m/s

9.1.4 Socavación por contracción

Con base en el resultado de las nuevas variables de flujo, se considera que la socavación por contracción se presentará en lecho móvil, ya que $V > V_c$ para ambos periodos de retorno.

De acuerdo con el modelo geotécnico de la sección donde se proyectó el puente (Figura 9.2), se puede considerar que el subsuelo es completamente arenoso. Debido a esto se utiliza el método de Laursen para el cálculo de la socavación por contracción.

Ecuación de Laursen

Los resultados del análisis hidráulico muestran que el río desborda sobre ambas márgenes del río en la sección donde se proyectó el puente. Sin embargo, estos se desprecian ya que los gastos de desbordamiento son muy bajos. Por tanto, se considera que el estrechamiento se da solo dentro del cauce principal para ambos periodos de retorno; es decir, $Q_2 = Q_{1m}$.

Datos

Variables	Tr = 500 años	Tr = 1000 años
Puente		
Tipo de pilas =	Circular	Circular
Diámetro de las pilas, $a =$	2.00 m	2.00 m
Número de pilas =	4	4
Espacio ocupado por los estribos o terraplenes de acceso en el cauce principal, $b_{est} =$	23.30 m	23.30 m
Flujo		
Ancho de la sección de aproximación, $W_1 = W =$	132.24 m	132.81 m
Ancho de la sección en la zona contraída, $W_2 = W_1 - (4a + b_{est}) =$	100.94 m	100.94 m
Tirante medio de la sección de aproximación al puente, $y = H_{sg} =$	7.90 m	8.20 m

Cálculo de la profundidad de socavación por contracción

Fórmula de Laursen (Ec. 7.32): (Lecho móvil)	$H_S = y \left(\frac{W_1}{W_2} \right)^{k_1}$	
Variables	Tr = 500 años	Tr = 1000 años
Coficiente k_1 (Tabla 7.5) =	0.59	0.59
Tirante al nivel de socavación, $H_{sc} =$	9.26 m	9.64 m
Profundidad de socavación, $d_{sc} = H_{sc} - y =$	1.36 ≈ 1.40 m	1.45 ≈ 1.50 m

La profundidad de socavación obtenida por el método de Laursen se considera adecuada, por lo que se prosigue con el cálculo de la profundidad de socavación local.

9.1.5 Socavación local

Debido a que la estratigrafía de la zona donde se proyectó el puente está conformada por grandes depósitos de arena, para el cálculo de la socavación local en pilas se utilizan los métodos propuestos por Melville-Coleman y Maza-Sánchez.

Datos

Los datos para el cálculo de la socavación local en pilas se consideran los mismos usados en el cálculo de socavación por contracción. Esto es considerando que la socavación ocurre al mismo tiempo que la socavación por contracción.

Cálculo de la profundidad de socavación local en pilas

- Pilas circulares

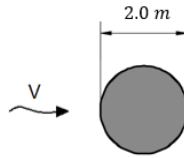


Figura 9.8. Esquema de la pila circular.

Método de Melville y Coleman (Ec. 7.66)	$d_{sp} = K_{ha}K_iK_DK_fK_\phi K_t$	
Variables	Tr = 500 años	Tr = 1000 años
Factor en función de la profundidad del flujo y tamaño de la pila, K_{ha}: Cálculo de $a/y =$ Debido a que $a/y < 0.7$, entonces, $K_{ha} = 2.4a =$	0.25 4.80 m	0.24 4.80 m
Factor de corrección por intensidad del flujo, K_i: Se descarta la posibilidad de acorazamiento, por tanto $V_a = V_c$. Cálculo de $(V - (V_a - V_c))/V_c =$ (V y V_c fueron calculadas en la sección 9.1.3) Debido a que $((V - (V_a - V_c))/V_c) > 1$, entonces $K_i =$	3.23 1.00	3.27 1.00
Factor de corrección por tamaño del sedimento, K_D: Cálculo de $a/d_{50} =$ Debido a que $a/d_{50} > 25$, entonces $K_D =$	3278.69 1.00	3278.69 1.00
Factor de corrección por forma de la pila, K_f: De acuerdo con la Tabla 7.12, el coeficiente $K_f =$	1.00	1.00
Factor de corrección por el ángulo de ataque de la pila, K_ϕ: Cálculo de $K_\phi = \left(\frac{l}{a} \text{sen}\phi + \text{cos}\phi\right)^{0.65} =$ ϕ : Es el ángulo de ataque de la pila con la corriente. l : Es la longitud en planta de la pila. En pilas circulares $l = a$.	1.00	1.00
Factor de corrección por tiempo, K_t: No se considera debido a que no hay acorazamiento, por tanto $K_t =$	1.00	1.00
Profundidad de socavación, $d_{sp} =$	4.80 m	4.80 m

Método gráfico de Maza y Sánchez	$d_{sp} = K_{ha}K_iK_DK_fK_\phi K_t$	
Variables	Tr = 500 años	Tr = 1000 años
Cálculo del número de Froude de la corriente, $F^2 = f_c \frac{v^2}{gH_s} =$ f_c es un factor que considera el esviajamiento de las pilas (Tabla 7.11), en este caso $f_c = 1$. La variable H_s es el tirante medio antes de la socavación; es decir, $H_s = y$.	0.034	0.034
Cálculo de la relación $H_s/a' =$ a' es el ancho efectivo de la pila si ésta tuviera esviajamiento. En este caso $a' = a$.	3.95	4.10
Cálculo de la relación $H_T/a' =$ Corresponde al gráfico para el cálculo de socavación en pilas circulares (Figura 7.34).	5.40	5.60
Profundidad de socavación, $d_{sp} = \left(\frac{H_T}{a'}\right) a' - H_s =$	2.90 m	3.00 m

- Pila con extremo circular con esviajamiento

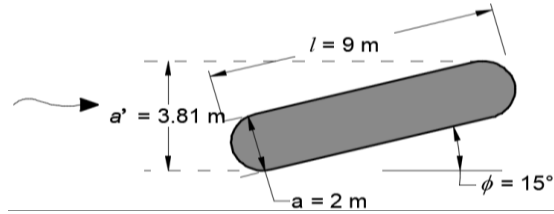


Figura 9.9. Esquema de la pila con nariz circular y esviajamiento de 15° con respecto a la corriente.

Método de Melville y Coleman (Ec. 7.66)	$d_{sp} = K_{ha}K_iK_DK_fK_\phi K_t$	
	Tr = 500 años	Tr = 1000 años
Variables		
Factor en función de la profundidad del flujo y tamaño de la pila, K_{ha}:		
Cálculo de $a/y =$	0.25	0.24
Debido a que $a/y < 0.7$, entonces, $K_{ha} = 2.4a =$	4.80 m	4.80 m
Factor de corrección por intensidad del flujo, K_i:		
Se descarta la posibilidad de acorazamiento, por tanto $V_a = V_c$.		
Cálculo de $(V - (V_a - V_c))/V_c =$	3.23	3.27
(V y V_c fueron calculadas en la sección 9.1.3)		
Debido a que $((V - (V_a - V_c))/V_c) > 1$, entonces $K_i =$	1.00	1.00
Factor de corrección por tamaño del sedimento, K_D:		
Cálculo de $a/d_{50} =$	3278.69	3278.69
Debido a que $a/d_{50} > 25$, entonces $K_D =$	1.00	1.00
Factor de corrección por forma de la pila, K_f:		
De acuerdo con la Tabla 7.12, el coeficiente $K_f =$	1.00	1.00
Factor de corrección por el ángulo de ataque de la pila, K_ϕ:		
Cálculo de $K_\phi = \left(\frac{l}{a} \text{sen}\phi + \text{cos}\phi\right)^{0.65} =$	1.64	1.64
ϕ : Es el ángulo de ataque de la pila con la corriente.		
l : Es la longitud en planta de la pila. En pilas circulares $l = a$.		
Factor de corrección por tiempo, K_t:		
No se considera debido a que no hay acorazamiento, por tanto $K_t =$	1.00	1.00
Profundidad de socavación, $d_{sp} =$	7.87 m	7.87 m

Método gráfico de Maza y Sánchez	$d_{sp} = K_{ha}K_iK_DK_fK_\phi K_t$	
	Tr = 500 años	Tr = 1000 años
Variables		
Cálculo del número de Froude de la corriente, $F^2 = f_c \frac{v^2}{gH_s} =$	0.102	0.102
f_c es un factor que considera el esviajamiento de las pilas (Tabla 7.11), en este caso $f_c = 1.25$. La variable H_s es el tirante medio antes de la socavación; es decir, $H_s = y$.		
Cálculo de la relación $H_s/a' =$	2.07	2.15
a' es el ancho efectivo de la pila si ésta tuviera esviajamiento. En este caso $a' = 3.81$ m.		
Cálculo de la relación $H_T/a' =$	3.4	3.5
Corresponde al gráfico para el cálculo de socavación en pilas con extremo circular (Figura 7.35).		
Profundidad de socavación, $d_{sp} = \left(\frac{H_T}{a'}\right) a' - H_s =$	5.05 m	5.13 m

9.1.6 Socavación total

Tabla 9.2. Cálculo de socavación total considerando una pila circular.

Periodo de retorno (Tr) años	Tipo de socavación	Profundidad de socavación m	Profundidad de socavación final m
500	General	2.00	2.00
	Contracción	1.40	3.40
	Local en pilas	2.90	6.30
1000	General	2.10	2.10
	Contracción	1.50	3.60
	Local en pilas	3.00	6.60

Tabla 9.3. Cálculo de socavación total considerando una pila con nariz circular y esviajamiento.

Periodo de retorno (Tr) años	Tipo de socavación	Profundidad de socavación m	Profundidad de socavación final m
500	General	2.00	2.00
	Contracción	1.40	3.40
	Local en pilas	5.00	8.40
1000	General	2.10	2.10
	Contracción	1.50	3.60
	Local en pilas	5.10	8.70

De acuerdo con los resultados, se puede observar que para ambos casos de tipos de pilas (circular y esviajada con extremo circular), el cálculo de la profundidad máxima de socavación en la pila no varía mucho para ambos periodos de retorno debido a las bajas velocidades de flujo.

Se consideraron solo los resultados obtenidos por el método de Maza y Sánchez, debido a que el método de socavación local de Melville y Coleman arrojan profundidades de socavación muy altas a las que se esperarían en este tipo de ríos. Esta diferencia de profundidades hace notar la validez de los métodos, ya que cada uno fue realizado considerando ciertas condiciones hidráulicas y tipos de materiales en los lechos de ríos. Por ejemplo, el método de Maza y Sánchez es el resultado de la evaluación de la socavación de modelos hidráulicos de ríos con cauces muy anchos, de baja velocidad, y con lechos arenosos, similares a los del sureste de México. Mientras que el método de Melville está pensado para ríos más angostos, de mayor velocidad y con posibilidad de acorazamiento.

Ambos métodos para el cálculo de socavación local reflejan el efecto del esviajamiento de la pila, es decir al aumento de la socavación local debido al aumento de área de obstrucción al flujo.

9.2 ANÁLISIS DE SOCAVACIÓN EN UNA PRESA

9.2.1 Datos de la presa de estudio

Descripción

La presa que servirá como caso de estudio para la evaluación de la erosión interna y externa se presenta en la Figura 9.10. Ha estado en funcionamiento 41 años.

Consiste en una cortina flexible, de tierra homogénea compactada, sin enrocamiento de protección. En su margen izquierda la cortina se empotra con la ladera natural, mientras que por su margen derecha remata en la obra de excedencias, que consiste en un vertedor construido de mampostería, de descarga libre y cresta recta y ancha, de 31 m de longitud. Así mismo, cuenta con una obra de toma ubicada a unos 105 m del vertedor, el cual es de tipo torre-galería.

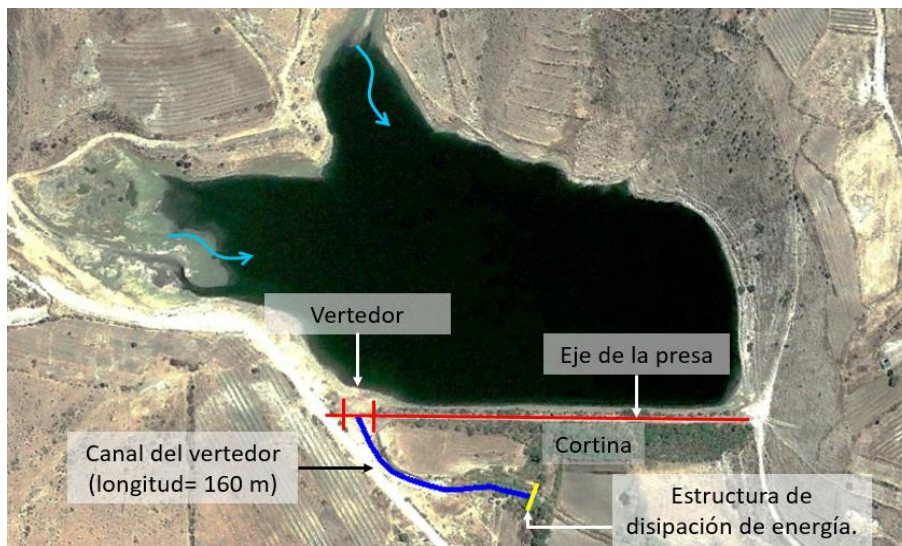


Figura 9.10. Vista en planta de la presa (Google Earth, versión 2018).

Tabla 9.4. Otras características de la presa.

Longitud de la corona	285 m	Capacidad al NAMO	0.56 hm ³
Ancho de la corona	5 m	Gasto de diseño del canal vertedor	52 m ³ /s
Altura sobre el lecho del río	12.9 m	Elevación del vertedor	1747.08 msnm
Talud de aguas arriba	3.5:1.0 (H:V)	Elevación de la corona	1748.50 msnm
Talud de aguas abajo	2.5:1.0 (H:V)	Bordo libre	0.5 m
Capacidad al NAME	0.6 hm ³	Elevación del NAME	1748 msnm
Capacidad al NAMO	0.56 hm ³	Elevación del NAMO	1747 msnm

Por las dimensiones de la cortina y capacidad del embalse, la presa se clasifica como mediana.

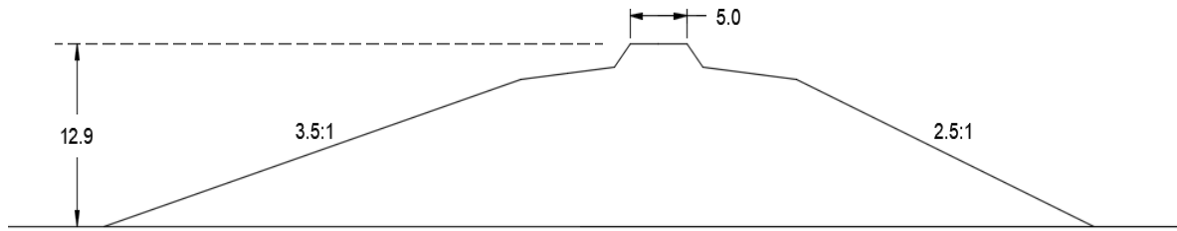


Figura 9.11. Sección transversal representativa de la presa.

Características geológicas de la zona

Las formaciones geológicas que componen los estratos donde se desplanta la presa corresponden a tobas brechoides, con diferentes horizontes de depositación en el Terciario y Cuaternario. La toba de color café grisáceo es de grano fino, areno limosa, suave y fácilmente erosionable. La toba de color café y tonos rojizos, es una toba brechoide, con cantos y boleto de rocas ígneas empacados en una matriz de grano fino, areno-limosa, poco arcillosa, de consistencia media, pero es erosionable e intemperizable. Ambas rocas presentan fracturamiento por tectonismo y tienen contactos entre capas depositadas en diferentes momentos.

En la Figura 9.12 se muestran 4 fotografías de la formación de toba en el sitio del empotramiento de la margen izquierda y en las laderas del vaso de la presa. En la foto superior izquierda se aprecian los estratos de toba, con notable fracturamiento, en la superior derecha, la toba con las fracturas o contactos rellenados y en la inferior izquierda intercalaciones de toba y brecha de la formación rocosa. En la foto inferior derecha se aprecia una excavación en la toba con pico, lo cual indica que se puede clasificar como una roca blanda.

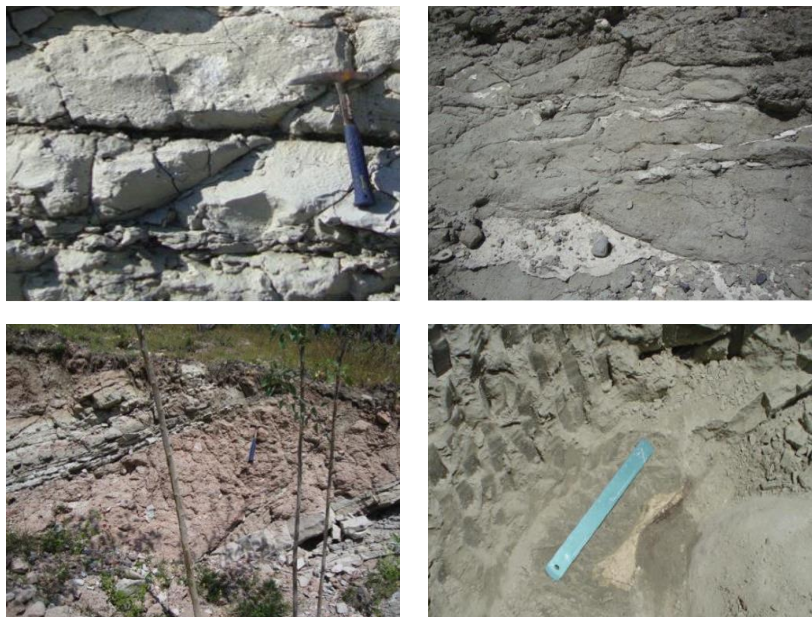


Figura 9.12. Afloramientos de la formación rocosa en el sitio de la presa (tipo toba).

Características geotécnicas de la presa

Con base en el resultado de la exploración geotécnica y los trabajos de laboratorio, el cuerpo de la presa es una arena arcillosa con gravas, SC. La arena es de color gris y según su granulometría (Figura 9.13) se puede considerar bien graduada, con un coeficiente de uniformidad (Cu) de aproximadamente 6. La fracción arcillosa es de color gris verdoso, y de acuerdo con sus límites de consistencia se clasifica como una arcilla de baja plasticidad CL (Figura 9.14). El contenido de gravas es del 20 % con características angulosas de hasta 2 pulgadas de diámetro.

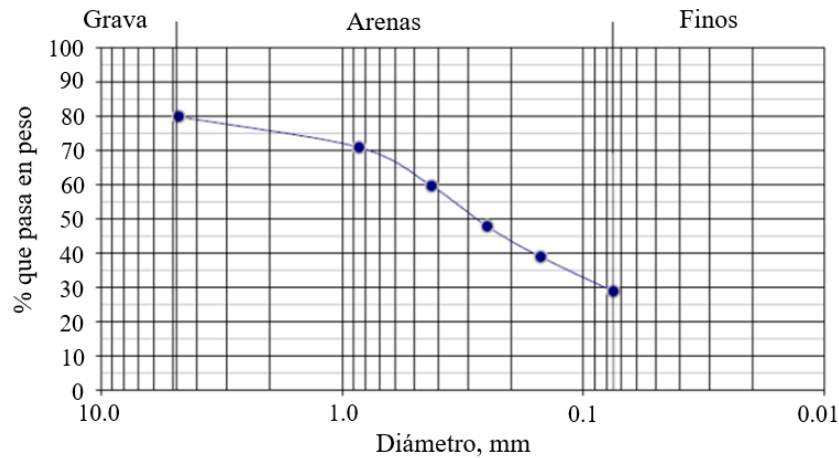


Figura 9.13. Curva granulométrica del material de la presa.

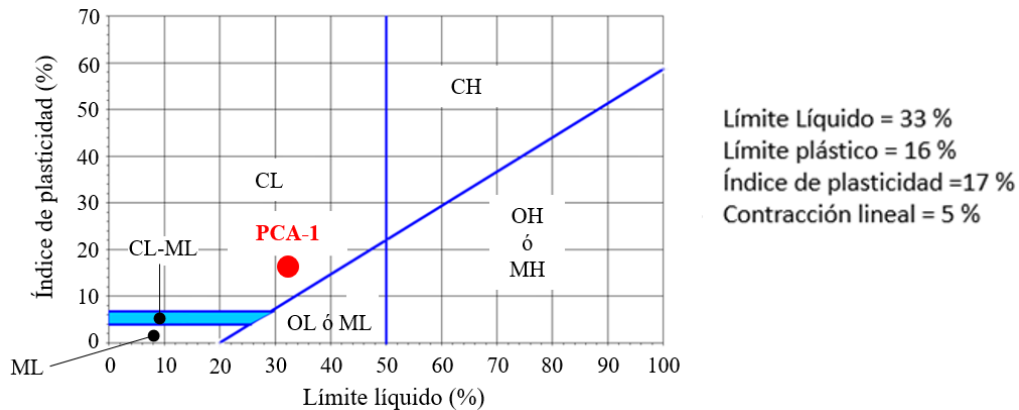


Figura 9.14. Clasificación de la fracción arcillosa del material de la presa.

En la Figura 9.15 se presenta un perfil estratigráfico correspondiente a uno de los sondeos de penetración estándar (SPT) que se realizó en la corona de la presa. De acuerdo con los resultados de la exploración, se determina que el cuerpo de la presa está compuesto por capas con diferentes grados de compactación y que la roca de cimentación presenta gran fracturamiento, en general con RQD de 20 %.

Debido a la corta distancia que hay entre el vertedor y la reincorporación al río, el canal vertedor presenta altas pendientes y en consecuencia altas velocidades de corrientes de agua, lo que ha ocasionado problemas de socavación en la toba que forma el lecho. En la Figura 9.16 se presentan dos fotografías tomadas en el canal vertedor. En la fotografía de la izquierda se aprecia un desgaste o socavación general del canal, mientras que en la de la derecha, una zona cercana al tanque de amortiguación donde la socavación ha alcanzado 1.50 m de profundidad, aproximadamente.



Figura 9.16. Socavación en el lecho del canal vertedor de la presa.

En esta sección se presenta el cálculo de la profundidad de socavación en el lecho del canal vertedor adecuando la metodología de Briaud descrita en la sección 8.4.3. Para ello, se supone que el canal vertedor aún no ha experimentado socavación. Según el método, es necesario contar con la curva de erosionabilidad del material del lecho y el hidrograma de velocidades para el evento de diseño.

Dado que no se cuentan con pruebas para obtener la curva de erosionabilidad del material, ésta se obtiene de la tabla de categorías de erosionabilidad de suelos y rocas propuesta por Briaud. Según las características de la toba, la curva de erosionabilidad propuesta para este material se aprecia con la línea roja punteada en la Figura 9.17.

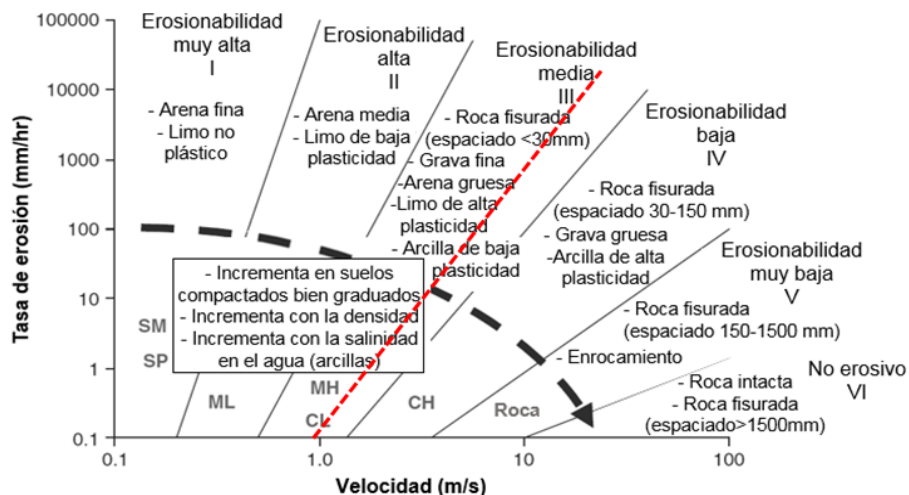


Figura 9.17. Selección de la curva de erosionabilidad del material del lecho del canal vertedor

De acuerdo con los estudios hidrológicos realizados para el diseño del canal vertedor de la presa, se cuenta con el análisis de tránsito de avenidas en la presa, Tabla 9.5, y la comparación de las diferentes elevaciones de la lámina de agua sobre el vertedor para diferentes periodos de retorno, Figura 9.18. La elevación del NAME, NAMO y corona, es 1748 msnm, 1747 msnm y 1748.5 msnm, respectivamente.

Tabla 9.5 Resumen de gastos, niveles y cargas sobre el vertedor.

Tr	Gasto de entrada	Gasto de salida	Elev. Máx	Carga sobre el vertedor
años	m ³ /s	m ³ /s	msnm	m
2	1.32	0.29	1747.12	0.04
5	10.14	4.26	1747.3	0.22
10	21.36	10.83	1747.5	0.42
20	33.77	18.94	1747.68	0.6
50	51.3	31.31	1747.92	0.84
100	65.38	41.59	1748.1	1.02
500	100.55	68.45	1748.5	1.42
1000	116.58	80.98	1748.67	1.59
5000	155.44	111.74	1749.05	1.97
10000	172.6	125.5	1749.21	2.13

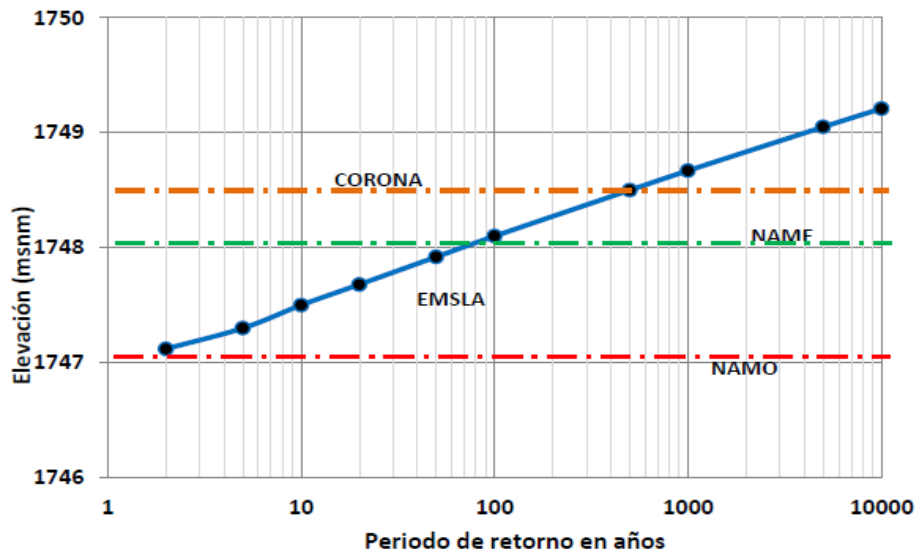


Figura 9.18. Comparación de niveles de la lámina de agua para diferentes periodos de retorno.

Con base en la Figura 9.18, el análisis de socavación en el canal vertedor se hará para un $Tr = 500$ años, ya que se alcanza la condición más crítica antes de comenzar a desbordar.

En la Figura 9.19 se aprecian los hidrogramas correspondientes a los gastos de entrada y de salida en la presa para la avenida de diseño con periodo de retorno (Tr) de 500 años. Para el análisis de socavación de este caso se utiliza el hidrograma de salida.

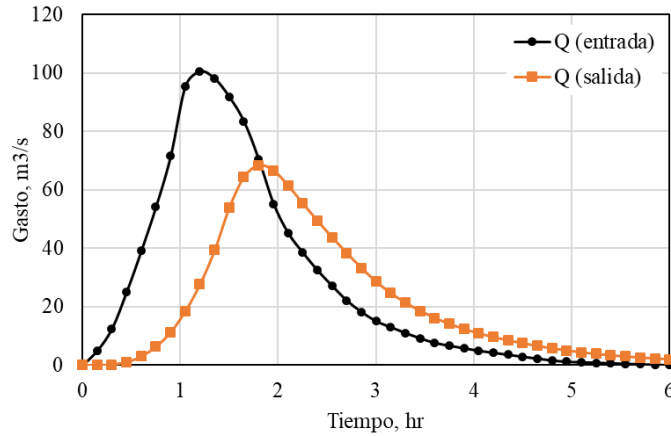


Figura 9.19. Hidrograma de diseño del canal vertedor de la presa en función del gasto, para un $T_r = 500$ años.

Según la metodología de Briaud, es necesario expresar el hidrograma en un hidrograma en función de las velocidades. La conversión de los gastos del hidrograma de salida a velocidades se hace con la ecuación de Manning (Ec. 9.2).

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S_f^{1/2} \quad 9.1$$

V : Velocidad media del flujo, m/s.

n : Coeficiente de rugosidad de Mannig.

R : Radio hidráulico, m.

S_f : Pendiente de la línea de energía o gradiente de energía hidráulico, m/m.

Suponiendo que el radio hidráulico es igual al ancho del canal ($R = b$), la ecuación de Manning se puede reescribir de la siguiente manera:

$$V = \left(\frac{1}{n} S_f^{1/2} \right)^{3/5} q^{2/5} \quad 9.2$$

q : Gasto unitario, m^2/s , es decir, $q = Q/b$.

Si se utiliza un coeficiente de rugosidad de Mannig $n = 0.05$, correspondiente a una superficie rocosa, y un $S_f = 0.08$, el resultado de la transformación es la que se muestra en la Figura 9.20.a.

Con el hidrograma en función de las velocidades de la corriente, se procede a descomponerlo en una serie de velocidades constantes en intervalos de tiempo definidos. Para este caso se consideran intervalos de tiempo (Δt) de 0.15 hr, iniciando el primer incremento de velocidad a partir de la velocidad crítica inicial de erosión del material ($v_c = 0.9$ m/s, Figura 9.17). Como resultado de esto se obtuvieron 37 incrementos de velocidades, Figura 9.20.b.

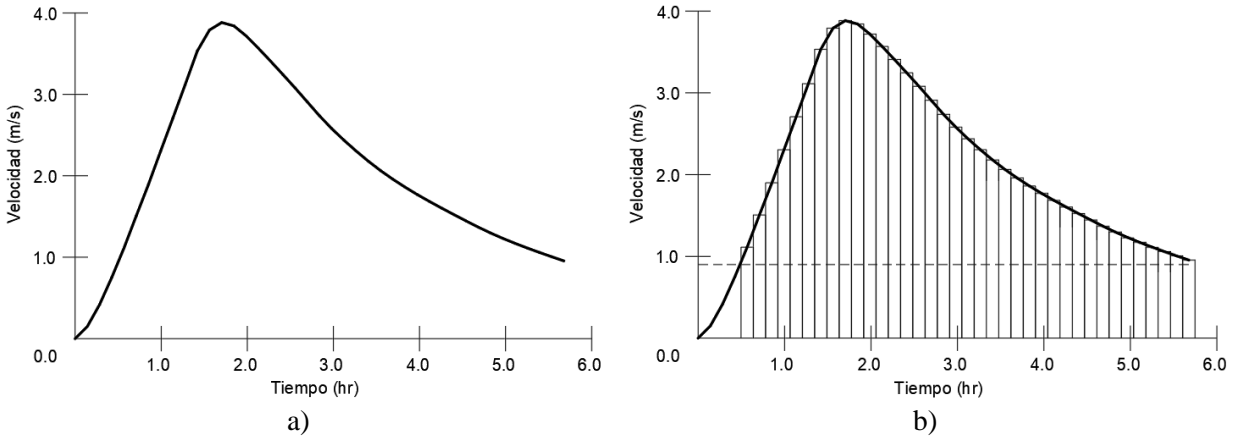


Figura 9.20. (a) Transformación del hidrograma de gastos a un hidrograma de velocidades. (b) División del hidrograma de velocidades en etapas de tiempo.

El procedimiento para el cálculo de socavación consiste en obtener la tasa de erosión de la toba \dot{z}_i (mm/hr) para cada incremento de velocidad v_i , correspondiente a la curva de erosionabilidad, y se multiplica por el Δt considerado. La profundidad de socavación para el hidrograma de diseño se obtiene al sumar todos los incrementos de socavación de cada incremento de velocidad v_i .

Con base en el hidrograma en función de las velocidades listo (Figura 9.20.b) y el procedimiento de cálculo de socavación del método de Briaud, la profundidad de socavación total (Z_{total}) es de 3.23 cm para un evento que dura 6 horas y correspondiente a un $Tr = 500$ años. La representación gráfica y los resultados obtenidos se aprecian en la Figura 9.21 y Tabla 9.6, respectivamente.

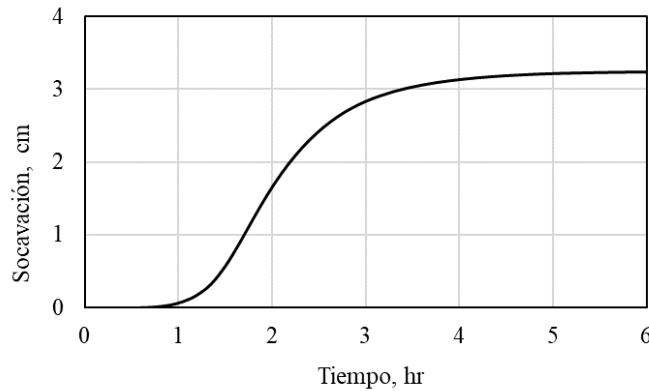


Figura 9.21. Variación de la profundidad de socavación en el lecho del canal vertedor correspondiente al tránsito de la avenida de diseño con $Tr = 500$ años.

Tabla 9.6. Cálculo de la profundidad de socavación por el método de Briaud.

$\Delta t = 0.15$ hr					
Incremento	t hr	v m/s	\dot{z}_i mm/hr	Δz_i mm	z cm
	0				0.00
1	0.600	1.11	0.22	0.033	0.00
2	0.750	1.51	0.68	0.102	0.01
3	0.900	1.89	1.58	0.237	0.04
4	1.050	2.30	3.28	0.492	0.09
5	1.200	2.71	5.97	0.896	0.18
6	1.350	3.12	10.07	1.510	0.33
7	1.500	3.53	16.03	2.404	0.57
8	1.650	3.79	20.82	3.123	0.88
9	1.800	3.88	22.76	3.414	1.22
10	1.950	3.84	21.87	3.281	1.55
11	2.100	3.72	19.38	2.908	1.84
12	2.250	3.57	16.61	2.492	2.09
13	2.400	3.41	14.03	2.104	2.30
14	2.550	3.25	11.69	1.754	2.47
15	2.700	3.08	9.63	1.445	2.62
16	2.850	2.91	7.79	1.168	2.74
17	3.000	2.74	6.22	0.933	2.83
18	3.150	2.58	5.00	0.749	2.90
19	3.300	2.44	4.04	0.607	2.97
20	3.450	2.30	3.28	0.492	3.01
21	3.600	2.18	2.67	0.400	3.05
22	3.750	2.06	2.18	0.327	3.09
23	3.900	1.96	1.79	0.269	3.11
24	4.050	1.86	1.48	0.223	3.14
25	4.200	1.77	1.23	0.185	3.15
26	4.350	1.68	1.03	0.154	3.17
27	4.500	1.60	0.85	0.128	3.18
28	4.650	1.52	0.71	0.106	3.19
29	4.800	1.45	0.58	0.087	3.20
30	4.950	1.37	0.48	0.071	3.21
31	5.100	1.30	0.39	0.058	3.22
32	5.250	1.23	0.32	0.048	3.22
33	5.400	1.17	0.27	0.040	3.22
34	5.550	1.11	0.22	0.033	3.23
35	5.700	1.06	0.18	0.027	3.23
36	5.850	1.01	0.15	0.023	3.23
37	6.000	0.95	0.12	0.019	3.23

La profundidad de socavación de 3.23 cm podría considerarse de forma aproximada como general a lo largo del cauce. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que la transformación del hidrograma de gastos a velocidades considerado en los cálculos pertenece a la zona aguas arriba del canal vertedor, es decir, en la cresta del vertedor. Para tener una mayor precisión en los cálculos puede obtenerse el hidrograma de velocidades en la sección del canal donde se presentan las mayores velocidades, lo que requiere de un análisis hidráulico más elaborado; es decir, en flujo no permanente y con régimen supercrítico debido a su alta pendiente.

De acuerdo con información de las estaciones más cercanas de la zona, se estima que el hidrograma de diseño del canal vertedor se ha presentado por lo menos 30 veces durante los años de operación de la presa. Teniendo esto en cuenta, se podría pensar que la profundidad de socavación es de 97.03 cm ($30 \times Z_{total}$). Esta profundidad de socavación, de aproximadamente 1 m, puede explicar la profundidad de socavación encontrada en el canal vertedor de 1.5 m (Figura 9.16).

9.2.3 Socavación por oleaje

Como se mencionó, la presa consiste de una cortina flexible, de tierra homogénea compactada sin enrocamiento de protección construida a base de una arena arcillosa con gravas SC (Figura 9.15). Aunque el fenómeno de socavación por oleaje es debido al impacto de las olas, y en poca proporción las fuerzas de arrastre generadas en la zona de lavado, puede deducirse, mediante el uso de la tabla de categorías de erosionabilidad de Briaud, que el material de la presa tiene una erosionabilidad entre alta y media debido al alto contenido de arcilla (Figura 9.17).

En las siguientes imágenes se pueden apreciar zonas socavadas en el talud aguas arriba de la presa debido al oleaje.



Figura 9.22. Socavación por oleaje en (a) la parte alta y (b) parte baja del talud aguas arriba de la presa.

9.2.4 Socavación por lluvias

La presencia de vegetación en el talud aguas abajo de la presa ha generado el incremento de la resistencia a la erosión del material de la cortina ante el efecto de las lluvias. Aunque existe presencia de vegetación robusta, principalmente de arbustos, no se reportan indicios de erosión superficial en el talud aguas abajo. Esto puede deberse a dos factores: la altura mediana de la presa y la pendiente del talud aguas abajo, las cuales favorecen a la reducción de las velocidades escurrimiento.



Figura 9.23. Vista de la cortina de la presa con crecimiento de vegetación nativa en su talud aguas abajo.

9.2.5 Socavación por desbordamiento

Durante el tiempo de funcionamiento de la presa nunca se registró una avenida que provocara el desbordamiento de ésta. No obstante, como se ve en la Tabla 9.5. y la Figura 9.18, la presa desborda para una avenida de diseño mayor a 500 años. En el caso de que esto suceda, las corrientes de agua generadas sobre el talud aguas abajo podrían ocasionar la erosión de los materiales, iniciando al pie de ésta donde se presentarían las velocidades más altas de la corriente. Una manera simple de evaluar dicha velocidad es mediante la conservación de la energía, es decir:

$$mgH = (1/2)mV^2 \quad o \quad V = \sqrt{2gH} \quad 9.3$$

H : Altura de caída de un cuerpo, m.

m : Masa del cuerpo, kg.

g : Aceleración de la gravedad, m/s^2 .

V : Velocidad del cuerpo en movimiento a una cierta distancia, m/s.

Considerando la altura de la presa $H = 12.9 \text{ m}$, la velocidad de la corriente al pie del talud sería de 15.91 m/s. Por supuesto que la Ec. 9.3 no toma en cuenta la pérdida de energía por fricción que se da entre el agua y la superficie del talud, pero si indica que la velocidad por desbordamiento es mucho mayor que la que podría presentarse en un río. De acuerdo con esta consideración aproximada y suponiendo que el material tiene una erosionabilidad alta a media (Figura 9.24, línea roja punteada), la presa podría sufrir graves daños o colapsar en caso de presentarse desbordamiento.

Si la carga generada por la lámina de agua de desbordamiento fuera pequeña, la vegetación existente en el talud podría disminuir la velocidad de la corriente de agua y en consecuencia evitar o disminuir el arrastre de los materiales del talud. Sin embargo, al existir vegetación robusta, ésta generaría la concentración de flujos y agravaría aún más la erosión.

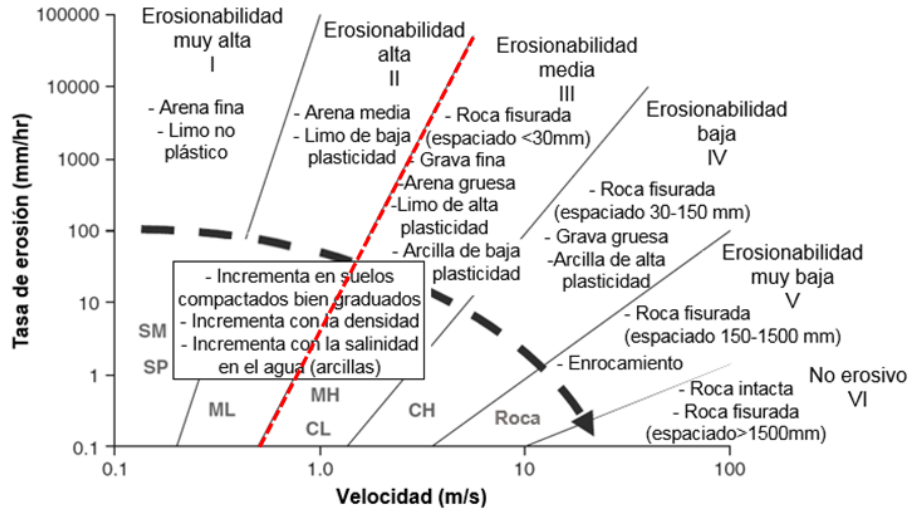


Figura 9.24. Erosionabilidad del material de la cortina de la presa.

9.2.6 Socavación interna

Para explicar los problemas de erosión interna en la presa se estableció el modelo geotécnico de la cortina y cimentación, resultado de los trabajos de exploración y laboratorio. En la Figura 9.25 se muestra la geometría del modelo de la sección original de la presa y en la Tabla 9.7 se presentan las zonas correspondiente a los geomateriales y sus propiedades índice, mecánicas e hidráulicas.

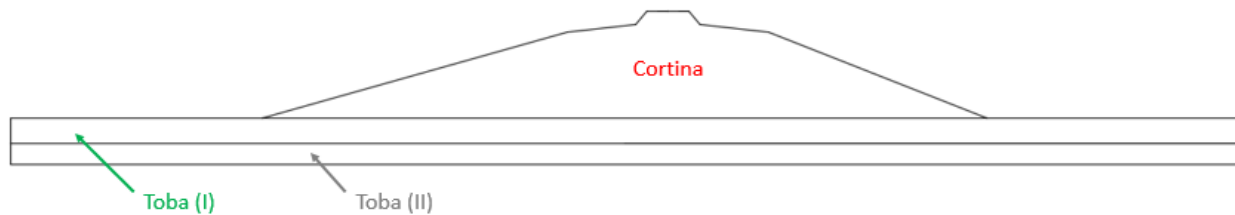


Figura 9.25. Geometría del modelo geotécnico de la presa.

Tabla 9.7. Modelo geotécnico de la presa.

Sección	γ_m kN/m ³	k m/s	C kN/m ²	ϕ °	v	E kN/m ²
Cortina	19.91	4.70E-07	60	31	0.45	25000
Cimentación-Toba (I)	20.6	1.00E-08	500	0	0.30	1275000
Cimentación-Toba (II)	20.6	1.00E-09	1500	0	0.28	2816000

Para determinar la magnitud de los gradientes hidráulicos de salida en el talud aguas abajo y cimentación y poder compararlos con los gradientes críticos, se utilizó el programa SEEP/W de la paquetería GeoStudio 2018, el cual se basa en el método de Elementos Finitos.

Los resultados del análisis se pueden apreciar en las siguientes imágenes. Se observó que el máximo gradiente hidráulico horizontal de salida en el talud aguas abajo es de 0.5. Así mismo, en

dirección vertical ascendente el gradiente hidráulico máximo se presentó al pie del talud con una magnitud de 0.30.

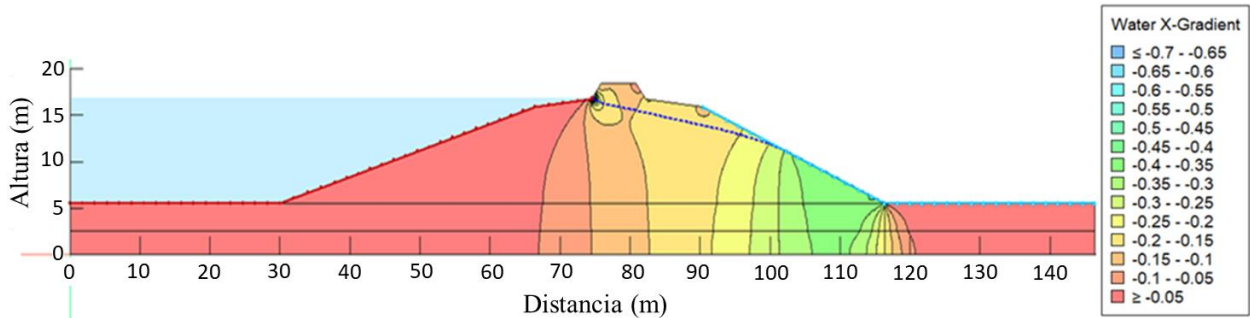


Figura 9.26. Obtención de los gradientes en x.

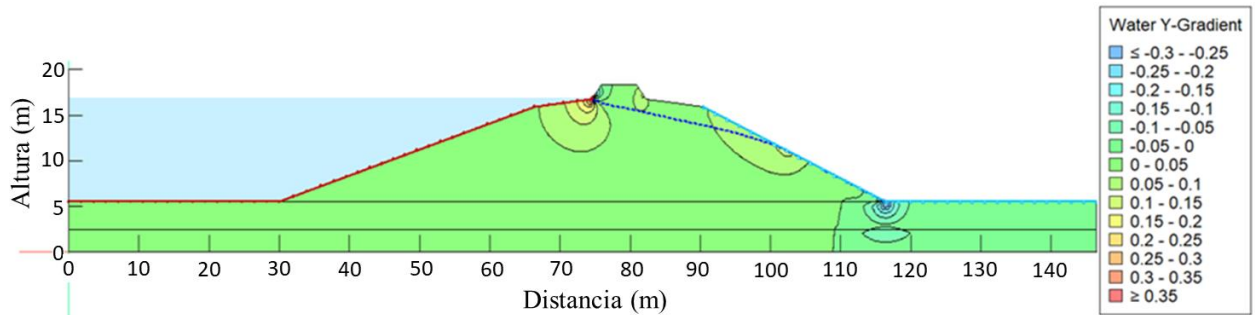


Figura 9.27. Obtención de los gradientes en y.

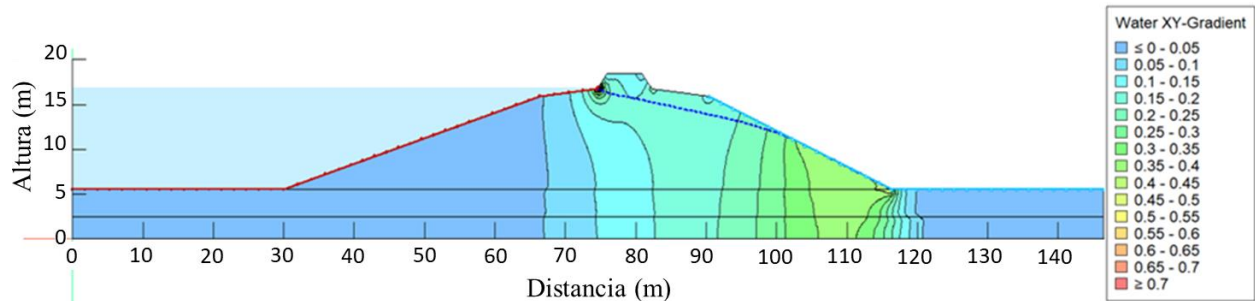


Figura 9.28. Obtención de los gradientes en xy

De acuerdo con los resultados de la exploración geotécnica de la presa (sección 9.2.1), en la Figura 9.29 se observa que la granulometría de los materiales de grano grueso cae prácticamente dentro de la banda de materiales inestables de Sherard (1976). Con la ayuda de la línea 4x se aprecia que solo el primer tramo de la curva, que representa el 10 % del material de la presa, tiene susceptibilidad de ser internamente inestable.

Debido a la presencia de arcilla en el material de la presa con $IP = 17$, según Sherard et al. (1967) éste se puede considerar como un material de resistencia media a la erosión.

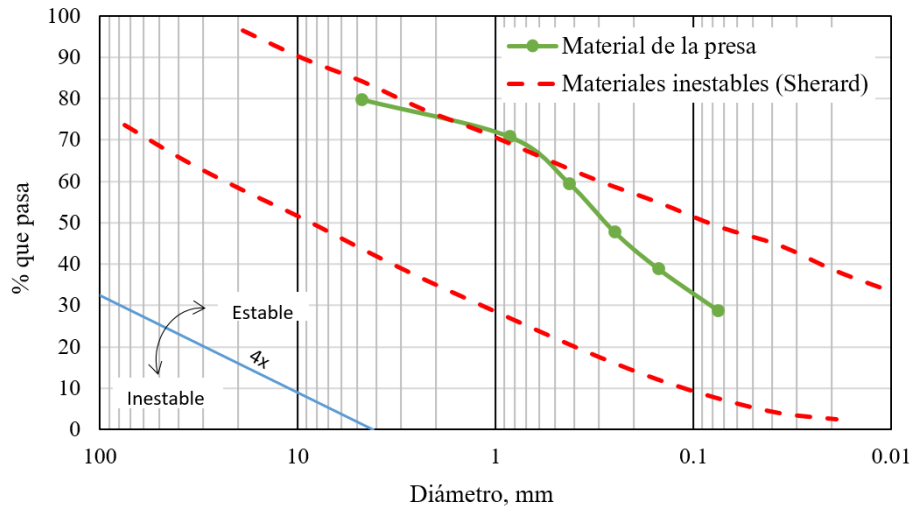


Figura 9.29. Identificación de los materiales de la presa susceptibles a erosión.

Por otro lado, si se consideran como gradientes críticos para el material de la presa los rangos presentados en la Tabla 9.8 (discutido en la sección 8.7.2) se puede observar que los gradientes horizontales y verticales ascendentes obtenidos del análisis de flujo de agua de la presa son mayores a los críticos, considerando que dicho material tiene un $Cu = 6$. Esto explica las filtraciones presentadas en la cortina y cimentación de la presa.

Tabla 9.8. Gradientes críticos por erosión interna y sufusión en gravas arenosas (Skempton y Brogan, 1994).

Material	Flujo horizontal Adel et al (1988)	Flujo en ascensión vertical Skempton y Brogan (1994)
$Cu > 5$ a 10	0.16 - 0.17	0.20 - 0.30
$Cu < 5$	0.70	1.00

De acuerdo con los resultados anteriores, es evidente que la presa necesita de la colocación de filtros para evitar las filtraciones presentadas.

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Comportamiento de suelos y rocas ante el fenómeno de socavación

- 1) El estudio del fenómeno de socavación desde el punto de vista de varias áreas del conocimiento permite tener una mejor comprensión del fenómeno y, por tanto, mejora el criterio ingenieril para dar solución a los problemas que ésta causa.
- 2) En suelos granulares la socavación externa ocurre de manera inmediata, debido a que su resistencia a la erosión depende solo de fuerzas de cuerpo y de fricción. Por ello, en el cálculo de socavación, que ocurre de forma externa, es irrelevante considerar el tiempo que le tomaría ser erosionado, pero no cuando el contenido de arcilla es importante.
- 3) En lechos rocosos la socavación externa puede ocurrir de manera superficial debido a las fuerzas de arrastre producidas por la corriente de agua y al impacto de materiales suspendidos en ella. En flujo turbulento las fluctuaciones de presión pueden provocar la formación de bloques en macizos rocosos sanos, debido a la propagación de fisuras o el desprendimiento de bloques en macizos fracturados. Este último caso es atribuible al incremento de presión dentro de las discontinuidades cuando su estructura entra en resonancia. En arcillas la socavación suele ser de la misma manera, ya que la socavación en ellas ocurre por el desprendimiento de terrones.
- 4) Los suelos más susceptibles a presentar socavación interna son los granulares, principalmente aquellos cuyos tamaños de partículas presentan cambios abruptos en su distribución granulométrica. Es decir que no tienen tamaños de partículas intermedios. Los suelos más resistentes a este tipo de socavación son los arcillosos. Sin embargo, hay que tener en cuenta que en función de sus características físico-químicas pueden ser altamente erosionables, como es el caso de las arcillas dispersivas.

Socavación en puentes

- 1) Para la determinación de la socavación general se requiere inicialmente de evaluaciones cualitativas, las cuales deben considerar la mayor información posible de la zona de estudio, como hidrológica, hidráulica, geomorfológica y mecánica de ríos. Las evaluaciones cualitativas ayudan a comprender el comportamiento del río y son necesarias para los análisis cuantitativos subsecuentes.
- 2) Los métodos cuantitativos para estimar la profundidad de socavación general descritos en este trabajo, propuestos por Lacey, Blench, y Maza-Echavarría, deben calcularse siempre en conjunto a fin de elegir un valor de profundidad de diseño con criterio. Se recomienda descartar aquél o aquellos que den resultados incongruentes.
- 3) Después del cálculo de la socavación general, se deben actualizar las variables hidráulicas de la corriente de agua, principalmente el área hidráulica y velocidad media de la corriente. Esta consideración permite realizar de forma razonable los cálculos posteriores de socavación por contracción y local.

- 4) El cálculo de socavación por contracción y local con cualquiera de los métodos sugeridos en este trabajo debe hacerse en función del caso particular, tipo de material y comportamiento de la corriente de agua.
- 5) Aunque la potencia hidráulica explica mejor el fenómeno de socavación, los expertos recomiendan seguir usando métodos basados en la velocidad y el esfuerzo cortante para representar la condición crítica de movimiento incipiente de los materiales, ya que éstos dan resultados más conservadores.
- 6) La elección del método adecuado para el cálculo de la socavación local y por contracción no solo depende del tipo de material sino de también de la forma en la que fueron idealizados. Los métodos de Maza-Sánchez y Melville-Coleman arrojan resultados diferentes, ya que el primero fue hecho considerando ríos amplios y de baja pendiente mientras que el segundo es para ríos de montaña con posibilidad de acorazamiento.
- 7) El ancho de la pila es uno de las principales variables que definen la profundidad de socavación local en ella.
- 8) Se recomienda realizar la exploración geotécnica para pilas de puentes y análisis de socavación a una profundidad no menor de 20 m o hasta alcanzar la roca base para definir la estratigrafía con más precisión.
- 9) Si se atorán en las pilas los cuerpos que arrastra la corriente, como troncos, ramazón, etc., el ancho efectivo de las mismas se verá incrementado, y la profundidad de socavación será mayor.
- 10) Conviene recordar que deberá agregarse a la profundidad de la socavación local, la correspondiente a la socavación general.
- 11) El uso técnicas de protección contra la socavación local en pilas, estribos y terraplenes de acceso debe elegirse cuidadosamente, de forma que ésta no agrave más la socavación. Es recomendable adoptar soluciones a base de enrocamiento (o rip-rap). Algunas de las ventajas de este sistema son: a) restan intensidad a los vórtices, b) si tienen una buena graduación evitan la extracción de finos, c) la estructura es flexible por lo que, si se presenta una depresión, ésta será rellenada por las rocas impidiendo su progresión; d) los movimientos o reacomodos de las rocas por efecto de la socavación en la periferia del enrocamiento no provocará problemas estructurales como en el caso de estructuras rígidas.
- 12) Siempre que sea posible, es recomendable diseñar las pilas de puentes con forma circular para prevenir que la socavación se incremente debido al cambio de la dirección del flujo de agua en ríos.

Socavación en presas

- 1) En el diseño de obras de excedencias con y sin disipadores de energía se deberán verificar los posibles problemas de vibración y cavitación que puedan derivar en problemas de socavación. Para ello, pueden utilizarse los métodos aquí planteados, incluyendo modelos físicos de laboratorio. La construcción de estas estructuras debe hacerse con estricto apego a la geometría de diseño.

- 2) La socavación en tanques de amortiguación puede provocar problemas de erosión retrógrada al pie de la presa. De manera similar, las presas que vierten por la corona pueden presentar este fenómeno. Por ello, es necesario realizar una adecuada estimación de la posible socavación. Aunque en la actualidad existen varios métodos para el cálculo de esta socavación, por lo general son solo aplicables para ciertas condiciones hidráulicas y de materiales del fondo, por lo que no pueden utilizarse indiscriminadamente. El método de Annandale descrito en este trabajo puede adaptarse a cualquier condición hidráulica y brinda un mejor cálculo de la socavación, ya que considera los principales parámetros mecánicos que afectan la resistencia a la socavación de suelos y rocas.
- 3) Es importante contar con un plan de mantenimiento en los taludes de la presa para evitar que la erosión local externa, debido a lluvias, se agudice por la presencia de madrigueras, hormigueros, arbustos, árboles, y vandalismo.
- 4) La mejor manera de identificar a los suelos dispersivos es mediante la prueba pinhole, la cual suele acompañarse de la prueba de inmersión. Las pruebas químicas son útiles cuando se requiere evaluar aguas con diferentes tipos de electrolitos, aunque esto no impide que las pruebas pinhole y de inmersión puedan hacerse con diferentes concentraciones de electrolitos en el agua. Sin embargo, debe tenerse cuidado con lo anterior ya que el agua del embalse podría tener cierto contenido de sales que ocasione una dispersión más baja en el material que la obtenida con agua destilada.
- 5) El método de Briaud para el cálculo de socavación por desbordamiento puede ser adecuado para evaluar la socavación externa en otras partes de una presa, como en el canal vertedor e incluso por oleaje. Para ello, es necesario contar con la información hidrológica e hidráulica correspondiente.
- 6) El uso de la tabla de categorías de erosionabilidad de suelos y rocas propuesta por Briaud, para determinar directamente la curva de erosionabilidad de materiales, debe realizarse con criterio ya que le falta agregar otros resultados.
- 7) El desbordamiento de una presa es un evento que no se desea ni suele contemplarse en el diseño de una presa. Sin embargo, cuando ocurre, las presas suelen experimentar grandes daños, principalmente aquellas construidas por materiales térreos. Esto se debe a las altas velocidades de flujo que se generan al pie de éstas.
- 8) Para el análisis de socavación interna en una presa es necesario determinar cuáles serán los gradientes críticos para los materiales que conforman el cuerpo y cimentación de la presa. Sin embargo, debido a su difícil obtención se opta por asumir valores publicados por investigadores expertos en el tema, tales como Adel et al. (1988) y Skempton y Brogan (1994).
- 9) Otra herramienta que se recomienda para evaluar la susceptibilidad de los materiales a presentar erosión interna es el uso de la banda de Sherard y la línea 4x del USBR.
- 10) Cuando no es posible evitar o reparar las zonas propensas a generar cavitación en canales vertedores, Echávez (1979) recomienda proteger a la estructura, ya sea disminuyendo los esfuerzos debidos a la cavitación o aumentando la resistencia de la superficie. Una manera de disminuir los esfuerzos es mediante la colocación de aireadores. Por otra parte, el aumento de la resistencia de la superficie implica una mejor calidad del concreto.

- 11) La socavación en tanques amortiguadores se evita al mantener un tirante de agua adecuado en dichas estructuras.
- 12) Las técnicas de protección contra desbordamiento suelen ser revestimientos de concreto o de enrocamiento en los taludes, cimentación y empotramientos de una presa. Sin embargo, este tipo de protección solo suele ser aplicado a presas de concreto cimentadas en macizos rocosos.
- 13) La experiencia de expertos ha demostrado que la mejor técnica de protección de taludes contra oleaje es el enrocamiento a volteo. Sus principales ventajas son: a) gran flexibilidad, que lo hace insensible a las más severas condiciones de deformación del terraplén, b) rugosidad, que reduce considerablemente la altura de rodamiento de las olas sobre el talud, c) permeabilidad, que elimina problemas de subpresión y d) facilidad de reparación.
- 14) Una de las técnicas más usadas para evitar la socavación por lluvias es propiciar el crecimiento de vegetación nativa pequeña tipo “zacate” en los taludes de las presas. Cuando la zona donde se desplanta la presa es muy árida y el crecimiento de vegetación es muy pobre, se recomienda el uso de enrocamiento.
- 15) El uso de enrocamientos como medida de protección contra la erosión externa es eficiente siempre y cuando cuente con capas de transición entre el material de la presa y el enrocamiento. La función principal de estas capas es retener el material de la presa, que sea lo suficientemente permeable y que, a su vez, el tamaño de sus partículas sea tal que no migre a través del enrocamiento.
- 16) Los posibles problemas de erosión interna en presas de materiales térreos suelen solucionarse mediante la colocación de filtros de materiales granulares. Sin embargo, hay que tener en cuenta que los filtros pueden sufrir problemas de colmatación o sufusión si no tienen una transición adecuada. Los filtros deben de cumplir con la condición geométrica de retención y la condición hidráulica de permeabilidad.
- 17) Previo a la construcción de presas se deben identificar a aquellos suelos potencialmente dispersivos y tomar las medidas y/o decisiones adecuadas.

11. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Annandale, G. W. (1995). Erodibility. *Journal of Hydraulic Research*, 33(4), 471–494.
- Annandale, G. W. (2004). Rock Plunge Pools: A Design Approach for Limiting Scour Extent. En *Second International Conference on Scour and Erosion, ICSE 2*. Singapore.
- Annandale, G. W. (2006). *Scour Technology: Mechanics and Engineering Practice*. Denver, Colorado: McGraw-Hill Professional.
- Arneson, L. A., Zevenbergen, L. W., Lagasse, P. F. y Clopper, P. E. (2012). *HEC-18: Evaluating Scour at Bridges* (5 ta ed.). U. S. Department of Transportation, Virginia: Federal Highway Administration (FHWA).
- Barden, L. (1969). Time Dependent Deformation of Normally Consolidated Clays and Peats. *J Soil Mech Found Div*, 22(1), 27-52.
- Bollaert, E F. R. y Lesleighter, E. J. (2014). Spillway Rock Scour Experience and Analysis-the Australian Scene over the past Four Decades. En *5th International Symposium on Hydraulic Structures* . Brisbane, Australia: Hydraulic Structures and Society: Engineering Challenges and Extremes, ISBN 9781742721156 - DOI: 10.14264/uql.2014.35 .
- Bollaert, E. (2002). *Transient water pressures in joint and formations of rock scour due to high-velocity jet impact, Communication N° 13*. Switzerland: Laboratory of Hydraulic Constructions, École Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Booij R. y Hofland, B. (2004). Measurement of the Mechanisms of Stone Entrainment,. *Proceedings of Second International Conference on Scour and Erosion*, Singapore.
- Brady, B. H. G. y Brown, E. T. (2006). *Rock Mechanics: For Underground Mining*. Springer Science & Business Media.
- Briaud J. L., Chen, H. C., Chang, K. A., Oh, S. J., Chen, S., Wang, J., Li, Y., Kwak, K., Nartjaho, P., Gudaralli, R., Wei, W., Pergu, S., Cao, Y. W. y Ting, F. (2011). *The Sricos – EFA Method (Summary Report)*. Texas A&M University.
- Briaud J. L. (2013). *Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated soils*. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.
- Briaud, J. L, Chen, H. C., Chang, K. A., Oh, S. J. y Chen, X. (2009). *Abutment Scour in cohesive Materials, NCHRP Report 24-15 (2)*. Transportation Research Board, National Research Council.
- Briaud, J. L., Ting, F. C. K., Chen, H. C., Gudavalli, R., Perugu, S. y Wei, G. (1999). SRICOS: Prediction of Scour Rate in Coheisve Soils at Bridge Pers. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(4), 237–246.

- Brunner, G. W. y CEIWR-HEC. (2010). *HEC-RAS User's Manual (Versión 4.1)*. USACE, Institute for Water Resources, Hydrologic Engineering Center, 609 Second Street, Davis, CA 95616.
- Brunner, G. W. y CEIWR-HEC. (2016). *HEC-RAS User's manual (Versión 5.0)*. USACE, Institute for Water Resources, Hydrologic Engineering Center, 609 Second Street, Davis, CA 95616-4687.
- Carey, B. (2014). *Understanding Dispersive Soils*. Obtenido de http://mli.org.au/files/Understanding%20dispersive%20soils_0.pdf
- Cedergren, H. R. (1977). *Seepage, Drainage and Flow Nets* (2 da ed.). New York: Wiley.
- Chow, V. T. (1994). *Open Channel Hydraulics*. University of Illinois: McGRAW-HILL.
- Clopper, P. E. y Chen, Y. H. (1988). *Minimizing Embankment Damage During Overtopping Flow*. FHWA-RD-88-181, Federal Highway Administration.
- Croad, R. N. (1981). *Physics of erosion of cohesive soils*. Auckland, Nueva Zelanda: Tesis doctoral, Department of Civil Engineering, University of Auckland.
- Den Adel, H., Bakker, K. J. y Klein Breteler, M. (1988). Internal Stability of Minestone. En *Proceedings International Symposium on Modelling Soil–Water–Structure Interaction* (págs. 225–231). Netherlands, Balkema, Rotterdam: International Association for Hydraulic Research (IAHR).
- Dewey, R. L. (2014). Chapter 7: Riprap Slope Protection (Design Standards No. 13). En *Embankment Dams*. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation.
- Echávez, G. (1979). *Cavitación en vertedores*. Series del Instituto de Ingeniería UNAM.
- Espinoza, R. D. (1993). *Numerical Analysis of Unsaturated Flow (Tesis)*. Indiana, USA: Faculty of Purdue University.
- Federal Highway Administration (FHWA). (2009). *HEC-23: Bridge Scour and Stream Stability Countermeasures: Experiencie, Selection, and Design Guidance* (3 er ed., Vol. 1). U. S. Department of Transporation: Publication No. FHWA-NHI-09-111.
- Fell, R. y Fry, J. J. (2005). The State of the Art of Assessing the Likelihood of Internal Erosion of Embankment Dams, Water Retaining Structures and Their Foundations. En *Internal Erosion of Dams and their Foundations (Edited by Fry, R. Fell y J.J.)*. London, U.K.: Taylor and Francis Group.
- Fell, R., MacGregor, P., Stapledon, D., Bell, G. y Foster, M. (2015). *Geotechnical Engineering of Dams* (2 nd ed.). London, U.K.: Taylor & Francis Group.
- Foster, M. A. (1999). *The probability of failure of embankment dams by internal erosion and piping (PhD thesis)*. School of Civil and Environmental Engineering, The University of New SouthWales.

- Freeze R. A. y Cherry J. A. (1979). *Groundwater*. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice-Hall.
- García, M. y Maza, J. A. (1998). Cap. 7: Origen y Propiedades de los Sedimentos. En *Manual de Ingeniería de Ríos*. Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- Gilluly, J., Waters, A.C. y Woodford, A.O. (1968). *Principles of Geology*. San Francisco: W. H. Freeman & Company.
- González de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L. y Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Prentice Hall.
- Gracia, J. y Maza, J. A. (1997). Cap. 11: Morfología de Ríos. En *Manual de Ingeniería de Ríos*. Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- Grim R. E. (1968). *Clay Mineralogy* (2 da ed.). New York: McGraw-Hill.
- Harr, M. E. (1962). *Groundwater and Seepage*. New York: Courier Corporation.
- Heibaum, M. (2016). Surface Erosion Countermeasures Incorporating Geotextiles. *Scour and Erosion*, 627-633.
- Henderson, F. W. (1966). *Open Channel Flow*. New York: Macmillan.
- Hofland, B., Battjes, J. A. y Booij, R. (2005). *Measurement of Fluctuating Pressures on Coarse Bed Material* (Vol. 131). Journal of Hydraulic Engineering, ASCE.
- Holtz, R. D y Kovacs, W. D. . (1981). *Introduction to Geotechnical Engineering*. Prentice Hall.
- Ingold, T. S. (1994). *The Geotextiles and Geomembranes Manual* (1 er ed.). Oxford, U.K.: Elsevier Advanced Technology.
- International Commission on Large Dams (ICOLD). (2013). *Internal Erosion of Existing Dams, Levees, and Dikes, and Their Foundations, Bulletin 164 Preprint*. Paris, France.
- Iowa Highway Research Board (IHRB). (2006). *An Illustrated Guide for Monitoring and Protecting Bridge Waterways Against Scour, Project TR-515, Technical Report No. 449*. The Univeresity of Iowa, College of Engineering: IIHR .
- ISRM. (1978). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *Int. j. Rock mech. Sci. and Geomech. Abstr.*, 15, 319-368.
- ISRM. (1981). *Suggested methods for rock characterization, testing and monitoring*. (E. T. Brown, Ed.) Oxford: Pergamon Press.
- Jackson, R.G. (1976). *Sedimentological and fluid-dynamic implications of the turbulent bursting in geophysical flows* (Vol. 77). part 3, J. of Fluid Mechanics.

- Jaime, A., Fernández, A. R. y De la Llata, R. (2015). *Notas de mecánica de rocas por publicar*. México D.F.
- Journée J.M.J. y Massie W.W. (2001). Constant Real Flow Phenomena. En *Offshore Hydromechanics, First Edition* (págs. 4-8 a 4-17). Delft University of Technology. Obtenido de <http://www.shipmotions.nl/>
- Kirsten, H. A. D. (1982). A Classification System for Excavation in Natural Materials. *Civil Engineer in South Africa*, 24(7), 293 - 308.
- Knodel, P. C. (1991). *Characteristics and Problems of Dispersive Clay Soils*. U. S. Department of the Interior: Bureau of Reclamation.
- Lagasse, P. F., Zevenbergen, L. W., Spitz, W. J. y Arneson, L. A. (2012). *HEC-20: Stream Stability at Highway Structures* (4 ta ed.). U. S. Department of Transportation, Virginia: Federal Highway Administration (FHWA).
- Lambe, T. W. (1958). The Structure of Compacted Clay. (ASCE, Ed.) *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 84(SM2), 1654_1- 1654_34.
- Liakopoulos, A. C. (1965). Theoretical Solution of the Unsteady Unsaturated Flow Problems in Soils. *Bull. Intern. Assoc. Sci. Hydrol.*, 10, 5-39.
- Lienhard, J.H. (1966). *Synopsis of Lift, Drag, and Vortex Frequency Data for Rigid Circular Cylinders. Technical Report 300*. Washington State University, College of Engineering, Research Division.
- Marsal, R. J. y Reséndiz, D. (1975). *Presas de Tierra y Enrocamiento*. Limusa.
- Maza, J. A. (1975). Diseño de Espigones. *Revista de Recursos Hidráulicos*, 4(2).
- Maza, J. A. y García, M. (1996). Cap. 14: Estabilización y rectificación de ríos. En *Manual de Ingeniería de Ríos*. Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- Melville, B. W y Coleman, S. E. (2000). *Bridge Scour*. Water Resources Publications, LLC.
- Michael, F. G. (2012). *Block theory application to scour assessment of unlined rock spillways*. Berkeley, California: Department of Civil & Environmental Engineering, University of California, Report No. UCB GT 12-02.
- Mitchell, J. K. (1976). *Fundamentals of Soil Behavior*. John Wiley & Sons.
- Mitchell, J. K. (1993). *Fundamentals of Soil Behavior*. John Wiley & Sons.
- Mitchell, J. K. y Soga K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior* (3 er ed.). John Wiley & Sons.

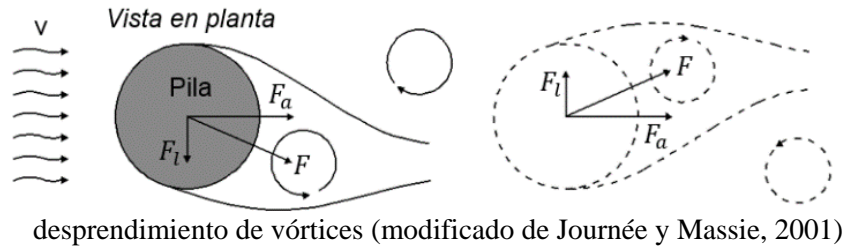
- National Cooperative Highway Research Program (NCHRP). (2016). *Minimizing Roadway Embankment Damage from Flooding, A Synthesis of Highway Practice (Consultants: Briaud, J. L. y Maddah, L.)*. Washington, D.C.: National Academy of Sciences.
- Perzmaier, S. (2005). Hydraulic Criteria for Internal Erosion in Cohesionless Soils. En I. E. Fry). London, U.K.: Taylor and Francis Group.
- Perzmaier, S., Muckenthaler, P. y Koelewijn, A. R. (2007). Hydraulic Criteria for Internal Erosion in Cohesionless Soil. En *Proceedings Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes and Levees – Intermediate Report of the European Working Group of ICOLD, Contributions to the Symposium in Freising*. Germany.
- Ramírez, P. y Alejano, L. R. (2004). *Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes*. Madrid: Red DESIR.
- Raudkivi, A. J. (1986). Functional trends of scour at bridge piers. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 112*(1), 1-13.
- Richardson, E. V. (2002). Instruments to measure and monitor bridge scour. En *Proceedings First International Conference on Scour of Foundation*. College Station, TX.
- Richardson, E. V. y Davids, S. R. (1995). *HEC-18: Evaluating Scour at Bridges* (3 er ed.). U. S. Department of Transportation, Washington, D.C: Federal Highway Administration (FHWA).
- Richardson, E. V., Simons, D. B. y Julien, P. Y. (1990). *Highways in the River Enviroment*. U. S. Department of Transportation, Washington D.C., Department of Civil Engineering, Colorado State University: Federal Highway Administration (FHWA).
- Scott, R. F. (1965). *Principles of Soil Mechanics*. Addison-Wesley.
- Sherard, J. L. (1963). *Earth and Earth-Rock Dams: Engineering Problems of Design and Construction*. New York: John-Wiley and Sons.
- Sherard, J. L. (1979). Sinkholes in dams of coarse, broadly graded soils. En *Trans., 13th ICOLD Congress* (Vol. 2, págs. 25-35). New Delhi, India: International Commission on Large Dams.
- Sherard, J. L. y Decker, R. S. (1977). *Summary Evaluation of Symposium*. ASTM STP 623, 467–479.
- Sherard, J. L., Dunnigan, L. P, Decker, R. S. and Steele, E. F. (1976b). Pinhole test for identifying dispersive soils. *J. Geotech Eng. ASCE, 102*(GT1), 69–85.
- Sherard, J. L., Dunnigan, L. P., Decker, R. S. and Steele, E. F. (1976). Identification and Nature of Dispersive Soils. *J. Geotech Eng. ASCE, 102*(GT4), 87–301.

- Sherard, J. L., Woodward, R. J., Gizinski, S. F., and Clvenger, W. A. (1967). *Earth and Earth-Rock Dams: Engineering Problems of Design and Construction* (3 er ed.). New York: John Wiley & Sons.
- Sistema de Puentes de Colombia (SIPUCOL). (1996). Apéndice F: Socavación y protección contra la misma. *Diseño de Reparación y Refuerzo*.
- Sivakugan, N., Shukla, S. K. y Das, B. M. (2013). *Rock Mechanics: An Introduction*. CRC Press.
- Skempton, A. W. & Brogan, J. M. (1994). Experiments on piping in sandy gravels. *Géotechnique*, 44(3), 449–460.
- Strack, D. L. O. (1989). *Groundwater Mechanics*. Englewood Cliffs, New Jersey, USA: Prentice Hall.
- Stratford, C. E., Bollaert, E. y Lesleighter, E. J. (2013). Plunge pool rock scour analysis-techniques - Wivenhow dam spillway, Australia. En *Proc. of HYDRO2013* (págs. 1567-1608). Innsbruck, Austria.
- Terzaghi K. (1922). Failure of dam foundations by piping and means for preventing it (in German). *Die Wasserkraft, Special Forchheimer*, 445-449.
- Terzaghi, K. (1941). Undisturbed Clay Samples and Undisturbed Clays. *J Boston Soc Civil Eng*, 29(3), 211-231.
- Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York: John Wiley & Sons.
- Tomlinson, M. J. y Woodward, J. C. (2015). *Pile Design and Construction Practice* (6 th ed.). CRC Press.
- U. S Bureau of Reclamation (USBR). (2011). Chapter 5: Protective Filters. En *Design Standards No. 13 Embankment Dams*. U.S. Department of the Interior, Denver.
- U.S. Bureau of Reclamation (USBR). (1990). *Earth Manual (Part 2)* (3 rd ed.). Denver, Colorado: U.S. Department of the Interior.
- Winkerkorn HW. (1943). The Condition of Water in Porous Systems. *Soil Sci*, 55(2), 109-115.
- Zeevaert, L. (1986). Consolidation in the Intergranular Viscosity of Highly Compressible Soils. (ASTM, Ed.) *Consolidation of Soils: Testing and Evaluation*, 892, 257-281.
- Zejun, T., Tingwu, L., Qingwen, Z. y Jun, Z. (2002). The Sealing Process and Crust Formation at Soil Surface under the Impacts of Raindrops and Polyacrylamide. En *12th International Soil Conservation Organization (ISCO) Conference*. Beijing, China.: Ministry of Water Resources.

ANEXO A. VIBRACIÓN EN PILAS

Cuando una corriente de agua choca con una obstrucción, puede generarse el desprendimiento de vórtices de estela de manera alternada aguas abajo de ésta. En obstrucciones cilíndricas este efecto ocurre para $Re > 65$ (Figura 11.1) y conforme éste aumenta la frecuencia de desprendimiento de vórtices también lo hace. En consecuencia, en las zonas de desprendimiento se generan variaciones de presión, cuya diferencia conduce a una fuerza resultante F en dirección del desprendimiento del vórtice; su componente en la dirección del flujo es la fuerza de arrastre F_a , y su componente perpendicular a la dirección del flujo es la de sustentación F_L (Figura 11.1), Journée y Massie (2001).

Figura 11.1. Fuerzas de sustentación, de arrastre y resultante actuando en un cilindro debido al



Debido al desprendimiento alternado de los vórtices, la fuerza F_L también lo será en su dirección. La variación de su magnitud puede adaptarse a una forma senoidal con una frecuencia correspondiente a la frecuencia de desprendimiento del vórtice, f_v , de modo que:

$$F_L = \frac{1}{2} \rho V^2 * D * C_L * \sin(2\pi f_v t + \varepsilon_{Ft}) \quad 11.1$$

donde

F_L : Fuerza de sustentación por unidad de longitud de la pila, N/m.

f_v : Frecuencia de desprendimiento de vórtices, Hz.

D : Diámetro de la pila, m.

V : Velocidad media del flujo, m/s.

C_L : Coeficiente de sustentación, adimensional.

t : Tiempo, s.

ε_{Ft} : Cambio de fase, rad.

La frecuencia f_v para un cilindro se puede obtener mediante la siguiente ecuación (Lienhard, 1966):

$$St = \frac{f_v * D}{V} \quad 11.2$$

donde St es el número de Strouhal y depende del número de Reynolds (Re) como se muestra en la Figura 11.2. Nótese que para $10^2 < Re < 2 * 10^5$ el número St es aproximadamente 0.2. Para $Re > 2 * 10^5$ las fuerzas de sustentación F_L se vuelven irregulares y su frecuencia se vuelve difícil de definir. Esto se debe a que el flujo deja de ser laminar y comienza a volverse turbulento.

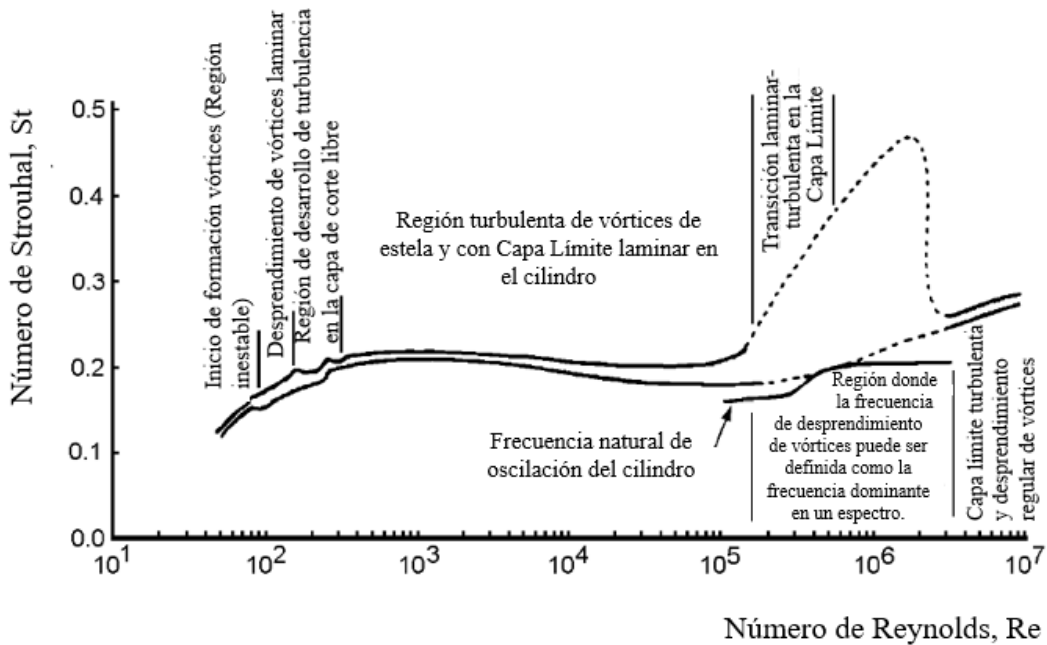


Figura 11.2. Número de Strouhal en función del número de Reynolds (Lienhard, 1966; citado en Journée y Massie, 2001).

El efecto dinámico que producen las fuerzas de sustentación F_L sobre un cuerpo pueden provocar que ésta entre en resonancia. La resonancia se produce si la frecuencia natural de vibración del cuerpo obstructor (en carga lateral) coincide con la frecuencia de desprendimiento de los vórtices f_v (Journée y Massie, 2001). Este efecto puede ocurrir en pilas de puentes o de plataformas marinas y provocar la falla o colapso total de dichas estructuras. Las expresiones tratadas en esta sección son válidas para evaluar pilas de forma circular.

La frecuencia natural (f_N) de una pila se expresa con la siguiente ecuación (Tomlinson y Woodward, 2015):

$$f_N = \frac{K'}{L^2} \sqrt{\frac{EI}{M}} \quad 11.3$$

donde

L : Longitud de la pila, m.

E : Módulo de elasticidad, Pa.

I : Momento de inercia, m^4 .

M : Masa efectiva por unidad de longitud de la pila, kg.

K' : Constante que considera si la pila actúa en cantiléver, apoyada o totalmente fija y es de 0.56, 2.45 y 3.56, respectivamente.

En el caso de una pila circular, la masa efectiva M es igual a la masa del material de la pila más la masa del agua dentro de la pila (si ésta fuera hueca en su interior).

La velocidad crítica a la cual puede oscilar una pila circular se puede obtener mediante la siguiente expresión (BS 6349-1):

$$V_{crit} = K f_N W_s \quad 11.4$$

K : Constante igual a 1.2 para el inicio del movimiento en dirección de la corriente, 2.0 para la máxima amplitud del movimiento en dirección de la corriente, 3.5 para el inicio del movimiento en dirección perpendicular a la corriente y 5.5 para la máxima amplitud del movimiento en dirección perpendicular a la corriente.

f_N : Frecuencia natural de la pila, Hz = 1/s.

$W_s = D$: Diámetro de la pila, m.

ANEXO B. PRUEBAS PARA MEDIR LA EROSIONABILIDAD DE SUELOS

La erosionabilidad del suelo puede obtenerse mediante diferentes tipos de pruebas, ya sea de laboratorio o en campo. Los métodos para evaluar la erosión de suelos han incrementado significativamente en los últimos 25 años. A continuación se mencionan algunos de ellos.

- Prueba del chorro sumergido (o Hole Erosion Test, HET)

La prueba puede ser realizada en el campo o laboratorio. Consiste en aplicar un chorro de agua a la superficie del suelo o muestra y, durante el proceso de socavación, medir la profundidad de socavación con respecto al tiempo. El equipo con el que se realiza la prueba se divide en tres partes principales: una fuente de agua para el chorro de agua, un recipiente lleno de agua para colocar la muestra y un dispositivo para medir la profundidad de socavación a intervalos de tiempo durante la prueba (Figura 11.3).

Los datos de la prueba pueden utilizarse para determinar la curva de erosionabilidad del material. Esta prueba es aplicable a suelos con rangos de resistencia a la erosión de muy baja a muy alta.

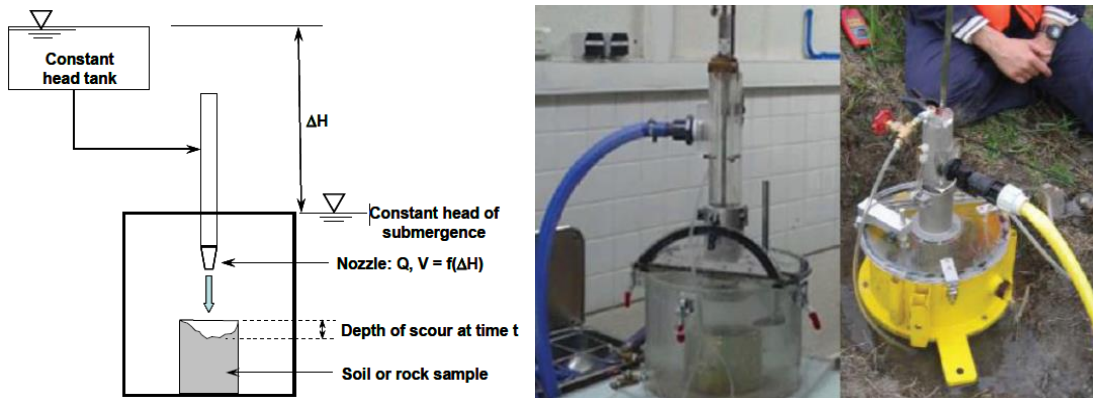


Figura 11.3. Prueba de chorro de agua sumergido (Arneson et al., 2012)

- Prueba de cilindro rotatorio (o Rotating Cylinder Test, RCT),

Esta prueba consiste en colocar una muestra de suelo cilíndrica en una cámara llena de agua, la cual se fija a una extensión a lo largo de su eje. Dicha extensión tiene en su extremo superior un sensor que mide el torque que generará el agua sobre la muestra al hacer girar la cámara, que se transforma al esfuerzo cortante producido por el agua. Durante la prueba la muestra no gira, solamente lo hace la cámara exterior. Así, el esfuerzo cortante aumenta a medida que la velocidad de rotación de la cámara aumenta. La tasa de erosión se obtiene midiendo la disminución del peso de la muestra a través del tiempo \dot{z} . Este tipo de prueba se recomienda para suelos con alta resistencia, como arcillas duras, rocas sedimentarias u otros materiales que tengan suficiente resistencia. Suelos como arenas y gravas no son recomendables para esta prueba.

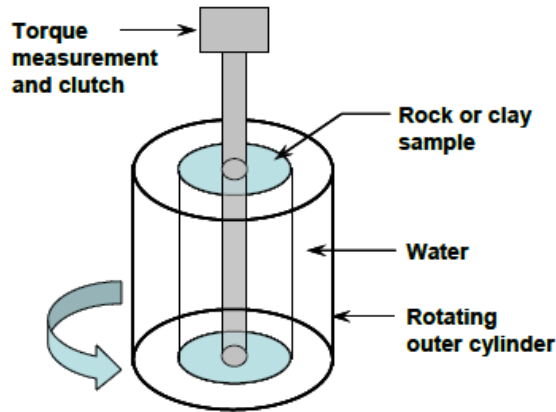


Figura 11.4. Prueba de chorro de agua (Arneson et al., 2012).

- Pruebas con un dispositivo tipo pistón

Este tipo de pruebas son aplicables a suelos o rocas. La muestra de suelo o roca es expuesta a un flujo de agua en un canal relativamente pequeño (cuadrado o circular) bajo condiciones controladas. La muestra del material se recupera mediante un tubo de pared delgada tipo Shelby y se introduce por el fondo del canal, donde el flujo de agua fluye a una velocidad constante. Para cada etapa de velocidad se mide una tasa de erosión del material evaluado y se calcula el esfuerzo cortante correspondiente. Después de una serie de velocidades que aumentan gradualmente, los datos recopilados generan una curva que relaciona la tasa de erosión vs la velocidad (o esfuerzo cortante). Uno de los equipos con este tipo de sistema es el desarrollado por Briaud y colaboradores, llamado Erosion Function Apparatus (EFA Test; Briaud, 2013).

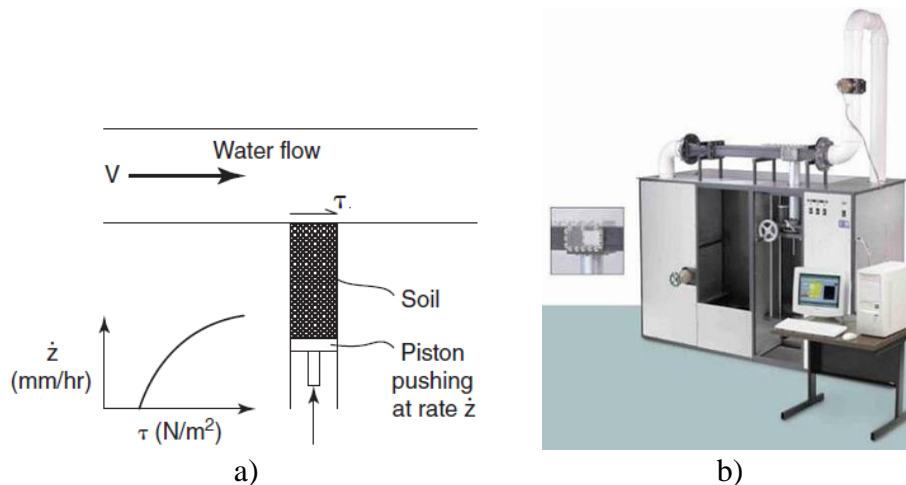


Figura 11.5. a) Dispositivo con pistón para medir la tasa de erosión; b) Equipo EFA (Erosion Function Apparatus).

- Prueba con erodómetro de bolsillo

Esta prueba fue propuesta por Briaud, Bernhardt y Leclair (Briaud et al., 2011) a la que llamaron Pocket Erodrometer Test (PET), la cual puede ser utilizada tanto en campo como en laboratorio. Consiste en lanzar un chorro de agua con el dispositivo PET a la superficie del suelo o muestra, a una velocidad de 8 m/s, de forma perpendicular a ésta, desde una distancia de 50 mm y mediante la aplicación de 20 repeticiones del chorro. Una vez finalizada la prueba se mide la profundidad erosionada en la muestra. Briaud et al. (2011) proponen una tabla que relaciona los resultados de la prueba con diferentes tipos de suelos.

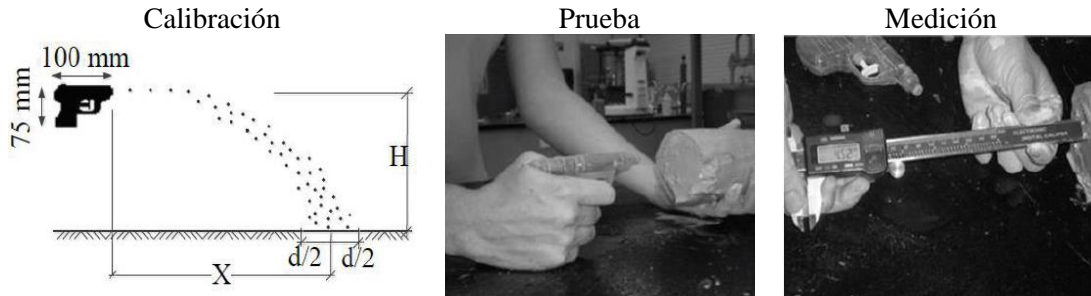


Figura 11.6. Prueba con erodómetro de bolsillo (Briaud et al., 2011)

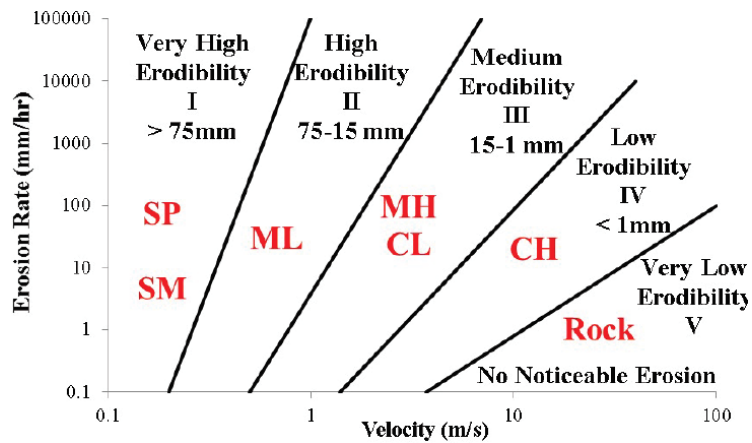


Figura 11.7. Categorías de erosión de acuerdo con el erodómetro de bolsillo (Briaud et al., 2011)