

Capítulo II

Elaboración del componente hidrológico para diseño de puentes

Christian Mera-Parra

cmera@ups.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0002-3850-025X>

Paola Duque-Sarango

pduque@ups.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0003-4484-7273>

Jordan Jhoan Jara-Merino

jjaram5@est.ups.edu.ec

<https://orcid.org/0009-0002-3754-0062>

2.1 Parámetros espaciales e hidrológicos base

2.1.1 *Introducción*

La caracterización hidrológica inicial de una cuenca constituye un paso crítico en cualquier estudio orientado al diseño de infraestructuras hidráulicas, particularmente en el caso de puentes, donde la estimación confiable de caudales extremos condiciona la seguridad estructural y la funcionalidad de la obra. Los rasgos espaciales y morfométricos de una cuenca tienen un fuerte control sobre su respuesta hidrológica a eventos de precipitación, al regular los procesos de creación, concentración y difusión de la escorrentía superficial. Investigaciones recientes subrayan que una representación deficiente de estos parámetros lleva a equivoca-

ciones constantes en la estimación de caudales pico, particularmente en cuencas montañosas y de respuesta rápida. En estas últimas, mínimas alteraciones en la longitud del cauce, la pendiente o el área efectiva pueden intensificarse durante la fase de concentración del flujo (Qi et al., 2020; Sarker y Leta, 2025; Shekar y Mathew, 2024).

Los parámetros físicos básicos: longitud del cauce principal, la elevación media, el área, perímetro y pendientes permiten establecer una primera aproximación determinista del comportamiento hidrológico de la cuenca, sirviendo como insumo directo para la estimación del tiempo de concentración, la selección de modelos lluvia-escurrimiento y la definición de tormentas de diseño. La morfología de la cuenca influye en la forma del hidrograma, el tiempo al pico, la duración del evento y la magnitud del caudal pico. Estos elementos son esenciales para evaluar procesos de socavación y analizar hidráulicamente los puentes. En este marco, las cuencas más pequeñas y abruptas suelen mostrar hidrogramas concentrados y agudos, mientras que las cuencas más largas exponen respuestas más suaves y demoradas (Ibáñez Asensio et al., 2011a, 2011b; Shekar y Mathew, 2024).

Asimismo, la incorporación de modelos digitales de elevación con resolución alta y de instrumentos para el análisis espacial ha posibilitado mejorar la estimación de los parámetros hidrológicos fundamentales, disminuyendo la incertidumbre vinculada a las técnicas tradicionales. Recientes estudios científicos indican que la utilización de DEM con una resolución media y alta aumenta la precisión en la delimitación de cuencas, el cálculo de pendientes efectivas y la extracción de redes de drenaje (Shekar y Mathew, 2024). Esto tiene un efecto directo en la fiabilidad de los modelos hidrológicos usados para diseñar infraestructuras. Por lo tanto, es necesario considerar la caracterización precisa y consistente de los parámetros hidrológicos y espaciales como un elemento básico del análisis.

2.1.2 Características físicas

Para entender el comportamiento hidrológico de una cuenca hidrográfica frente a eventos de precipitación se debe considerar sus ras-

gos físicos. Los parámetros incluyen: el perímetro; la longitud del cauce principal; la distancia entre el centro de gravedad y el punto de salida; la elevación media; la pendiente media de la cuenca y la pendiente del cauce principal (Shekar y Mathew, 2024). Estos hacen posible la formulación de una primera estimación acerca de la reacción hidrológica de la cuenca. Por ejemplo, las cuencas que tienen un área pequeña y pendientes pronunciadas suelen reaccionar rápidamente a las lluvias fuertes, produciendo caudales de picos altos en breves intervalos de tiempo.

Por otro lado, las cuencas de gran tamaño o forma alargada, con pendientes suaves y cauces largos tienden a reaccionar de manera más lenta y atenuada. Sin embargo, tienen la capacidad de movilizar volúmenes más grandes de agua, en estas situaciones, el flujo superficial suele ser más constante y laminar, mientras que, el flujo base o subsuperficial tiene una mayor participación. La velocidad con que se genera la escorrentía, así como su tamaño, tiempo de duración y distribución temporal, están determinados por la interacción entre estos componentes físicos (Sarker y Leta, 2025; Shekar y Mathew, 2024). Por esta razón, es fundamental que se caracterice de manera detallada como insumo previo para cualquier análisis de hidrogramas, cálculo de caudales pico o simulación de eventos extremos. Estos parámetros pueden ser determinados utilizando sistemas de información geográfica (SIG).

2.1.3 Características morfométricas

Índice de compacidad

El índice de compacidad de Gravelius es un parámetro morfométrico que posibilita calcular el grado de compacidad de una cuenca en comparación con un círculo con la misma área, que es la forma geométrica más eficiente desde el punto de vista del drenaje (Shekar y Mathew, 2024). Este índice se define como (Ibáñez Asensio et al., 2011a, 2011b):

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} \approx 0.2821 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Donde

es el coeficiente de compacidad

P es el perímetro de la cuenca (km)

A es el área de la cuenca (km²)

Si el valor de es cercano a 1, la cuenca tiende a tener una forma circular y tiene una mayor probabilidad de presentar avenidas torrenciales de mayor magnitud. Cuencas alargadas tienden a presentar valores de > 1 y se considera tienen menor propensión a las crecidas ya que, por su forma, la probabilidad de que una tormenta cubra toda su extensión es baja, además, suelen tener tiempos de concentración más altos, condiciones que afectan la respuesta de la cuenca. Aunque, esto no es definitivo ya que la ocurrencia de las crecidas depende además de la intensidad de las tormentas, del relieve topográfico de la cuenca y de sus características de cobertura, uso y tipo de suelo (Qi et al., 2020; Shekar y Mathew, 2024).

DENSIDAD DE DRENAJE

Es crucial describir los afluentes intermitentes y perennes de la cuenca que se está analizando. Este parámetro proporciona una primera estimación de la permeabilidad de los suelos, ya que normalmente los terrenos arcillosos o poco permeables tienen redes de drenaje muy desarrolladas, mientras que los suelos arenosos, que son más permeables al presentar redes de drenaje menos densas (Shekar y Mathew, 2024).

$$Dd = \frac{L}{A}$$

26

Donde

L: Longitud total de los cursos de agua incluyendo perennes e intermitentes en kilómetros

A: Superficie de la cuenca en kilómetros cuadrados

En la tabla 3 se presenta una clasificación.

Tabla 3*Clasificación del tipo de drenaje según su densidad*

Drenaje	Dd
Regular	0 a 1
Normal	1 a 1.5
Bueno	> 1.5

Nota. Adaptado de Monsalve Sáenz (1995).

2.1.4 Tiempo de concentración

Es el tiempo requerido para que una gota de agua fluya y se escurra desde el lugar más distante de la cuenca hasta el punto de interés o salida (Ibáñez Asensio et al., 2011a, 2011b). También se puede comprender como el período en que, a lo largo de una tormenta uniforme, la cuenca alcanza un estado estacionario. Este estado supone que la cuenca interviene completamente en la escorrentía superficial y en el flujo generado en el lugar de estudio (Hunt et al., 2024; SUDAS, 2020). Se proporciona un resumen de las ecuaciones de tiempo de concentración en la tabla 4.

Tabla 4*Formulaciones para tiempos de concentración*

Método	Formulación	Observaciones
Kirpich	$t_c = \frac{0.000325 L^{0.77}}{S^{0.385}}$ Donde L es la longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, en m. S es la pendiente del cauce principal, en m/m. t_c se expresa en horas.	Desarrollada en siete cuencas rurales en Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10).
Temez	$t_c = 0.3 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76}$ Donde L es la longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, en km. S es la pendiente del cauce principal, en m/m. t_c se expresa en horas.	Validez comprobada en cuencas pequeñas con distintos ambientes climáticos de España, formulada teniendo en cuenta la falta de uniformidad en la distribución de los aguaceros reales.

Método	Formulación	Observaciones
Clark	$t_c = 0.3 \left(\frac{A}{S^{0.5}} \right)^{0.593}$ Donde A es el área de la cuenca (km²) S es la pendiente promedio del cauce principal (m/m) t_c se expresa en horas.	Supone que la cuenca considerada tiene un modelo conceptual similar al de un depósito lineal. Un aumento en la entrada al depósito se refleja en el caudal de salida amortiguado, laminado y retardado. Es el utilizado por HEC HMS (Chu y Steinman 2009).
ASCE	$t_c = \frac{7.2983 L^{0.6} n^{0.6}}{i^{0.4} S^{0.3}}$ Donde L es la longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, en km. n (m^{-1/3}. s) es el coeficiente de rugosidad de Manning's para el canal. i (mm/h) intensidad de la lluvia. S es la pendiente del cauce principal, en m/m. t_c se expresa en horas.	Desarrollado en una autopista en el oeste de Los Ángeles para ocho eventos de tormenta a partir de simulaciones utilizando un modelo de onda cinemática unidimensional. Principalmente para usos de tierra impermeables.
California Culverts Practice	$t_c = 60 \left(\frac{11.9 L^3}{H} \right)^{0.385}$ Donde L es la longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, en millas. H es la diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, en pies. t_c se expresa en minutos.	Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrolla para pequeñas cuencas montañosas en California.
Izzard	$t_c = \frac{41.025(0.0007 i + c) L^{0.33}}{S^{0.333} i^{0.667}}$ Donde i es la intensidad de lluvia (pulg/h) c es el coeficiente de retardo L es la longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, en pies. S es la pendiente de la trayectoria de flujo (pies/pie) t_c se expresa en minutos.	Formulación empírica desarrollada por el Bureau of Public Roads para flujo superficial en caminos y áreas de céspedes; los valores de c varían desde 0.0070 para pavimentos de concreto y 0.06 para superficies densamente cubiertas de pasto; la solución requiere de procesos iterativos.

Se pueden revisar más formulaciones para tiempo de concentración en (de Almeida et al. 2014; Vélez Upegui y Botero Gutiérrez 2011).

Un error común es utilizar como tiempo de concentración el promedio de varias formulaciones. Las diferentes ecuaciones responden a estudios en diferentes localidades y bajo diferentes regímenes pluviométricos y climáticos, por lo que, al promediar, se obtiene la media de modelos diferentes, siendo esto una confusión y un desacierto conceptual.

Lo que se debe hacer es analizar cada formulación y escoger la que más se adecue a las condiciones de la cuenca en estudio. Sin embargo, al poderse presentar condiciones del lugar de interés que no guarden paralelismo con las ecuaciones disponibles, es apropiado calcular varios tiempos de concentración y escoger una formulación que presente un valor cercano a la media.

2.2 Adquisición de información. Tipo de suelo, cobertura vegetal y elevación

2.2.1 Introducción

La cobertura vegetal y la clase de suelo junto con la topografía de la cuenca definirán el drenaje de esta, por lo que su obtención y procesamiento deben ser cuidadosos y detallados. Dependiendo de la importancia del proyecto, esta información puede ser obtenida de fuentes secundarias o levantada en campo (Qi et al., 2020; Shekar y Mathew, 2024). Las fuentes secundarias más comunes son de libre acceso, como las existentes en el Sistema Nacional de Información de Ecuador (SIN), (siendo estas complementarias entre sí), como son: clasificación de suelos y descripción del material, clasificación de texturas de suelo, descripción taxonómica de suelos, clasificación de cobertura vegetal, etc. (Secretaría Nacional de Planificación, 2013). Suelen, en limitadas zonas, existir vacíos de información, por lo que se vuelve necesario cruzar la información.

Es importante tener información sobre la textura del suelo pues, de este dato depende el grupo hidrológico. Además, la cobertura definirá el número de la curva, dato que será usado en algunos modelos concentrados

y semidistribuidos de lluvia escorrentía (Qi et al., 2020; Sarker y Leta, 2025; U.S. Army Corps of Engineers, 2000). Hay autores que, en base a investigaciones extensas, han preparado métodos de valoración cruzada para la definición del coeficiente de escorrentía, usado en el método racional, en función del relieve del terreno, la permeabilidad del suelo (textura, material, y/o taxonomía), de la vegetación y de la capacidad de almacenamiento de agua (horizonte orgánico frente a un horizonte impermeable).

Sin embargo, es importante señalar que el método racional es fiable únicamente en cuencas de tamaño reducido (<40 acres) y de cobertura mayoritariamente urbana, puesto que, su formulación simplificada considera una escorrentía mayor a la que podría presentarse, sobreestimando el flujo en cauces naturales (SUDAS, 2024). Existen portales con información geográfica de libre acceso, para la obtención de cartas topográficas, como las disponibles en el Geoportal del Instituto Geográfico Militar (IGM), sin embargo, para fines prácticos, al usar SIG se puede optimizar el tiempo invertido haciendo uso de Modelos de Elevación Digital (MED) disponibles en los portales de la USGS, EARTHDATA o ALASKA SATELLITE FAIRBANKS, que pueden llegar a tener resoluciones incluso de 10 metros por píxel, todas de libre acceso.

2.2.2 Obtención del tipo de suelo, cobertura y MED

Si la clase de proyecto lo demanda, es posible llevar a cabo una clasificación supervisada de la cobertura mediante Sistemas de Información Geográfica (SIG), al utilizar imágenes de portales satelitales gratuitos tales como:

- <https://search.earthdata.nasa.gov/search>
- <https://search.asf.alaska.edu/#/>
- <https://earthexplorer.usgs.gov/>
- <https://scihub.copernicus.eu/dhus/#/home>

Estos repositorios guardan información correspondiente a barridos de imágenes satelitales con diferente resolución por píxel (entre 12 y 30 metros), y en diferentes bandas espectrales. Sin embargo, el realizar el procesa-

miento de estos datos implica, además, dependiendo del satélite, correcciones por sombreado topográfico, correcciones radiométricas, transformación a reflectancia a techo de atmósfera (TOA), la combinación de las bandas, la aplicación de un algoritmo de clasificación de clases y cobertura, etc., ello genera una demanda de tiempo y memoria computacional.

Por lo que, la opción más eficiente, es adquirir, información disponible, ya procesada, y de acceso público, tanto de suelo como de cobertura, como la precisada en:

- <https://sni.gob.ec/coberturas>
- <http://metadatos.sigtierras.gob.ec:8080/geonetwork/srv/spa/catalog.search#/home>
- <http://maps.elie.ucl.ac.be/CCI/viewer/index.php>
- <https://globalmaps.github.io/glcnm.html>

Preferiblemente siempre en archivo Shape File, pues facilita el procesamiento de información. Para Ecuador, es válido hacer uso del paquete de datos “Clasificación de cobertura vegetal” y “Descripción de texturas de suelos” contenidos en la plataforma SNI (<https://sni.gob.ec/coberturas>)

La información correspondiente a la elevación puede ser obtenida de plataformas como el Geoportal del Instituto Geográfico Militar (IGM) en la cual existen paquetes de información conteniendo curvas de nivel en archivos SHP (Instituto Geográfico Militar, 2013). El procesar esta información requerirá de más tiempo y memoria computacional que el utilizar DEM ya procesados, y en algunos casos corregidos radiométricamente, como los descargables de:

- <https://search.earthdata.nasa.gov/search>
- <https://search.asf.alaska.edu/#/>

Particularmente, la información de ASF, tiene una resolución espacial más alta, que otorga precisión al momento de determinar distintos parámetros morfométricos y de drenaje asociados a la cuenca. La información para descargar corresponde a los barridos del Satélite ALOS PALSAR.

2.2.3 Análisis del uso y cobertura del suelo

En una etapa preliminar se puede inferir por medio de la cobertura del suelo y la clasificación textural el proceso de lluvia escorrentía, pero dado que, tanto los modelos concentrados como los modelos semidistribuidos requieren de información numérica ponderada, se debe, preferiblemente a través de SIG, asignar valores, dependiendo del modelo (U.S. Army Corps of Engineers [USACE], 2026).

NÚMERO DE LA CURVA

El Servicio de Conservación del Suelo (SCS) creó una formulación numérica empírica destinada a determinar la cantidad de agua generada por escorrentía superficial directa, utilizando un número de curva (CN) o un número hidrológico. Este número puede variar entre 0 y 100, en función de su capacidad para formar escorrentía superficial (U.S. Army Corps of Engineers, 2026e). Valores próximos a 0 enseñan una alta permeabilidad, en tanto, valores cercanos a 100 muestran condiciones de impermeabilidad.

Este valor está determinado el uso del suelo y la cobertura, el grupo hidrológico al que pertenece el mismo y su estado de conservación. En la tabla 5 se presenta un desglose del grupo hidrológico correspondiente a diversos tipos de suelo, clasificados según su textura.

Tabla 5

Grupos hidrológicos de los tipos de suelo

Grupo hidrológico	Estado del suelo	Textura del suelo
A	Muy permeable	Arenas con poco limo y arcilla: Suelos muy permeables.
B	Permeable	Arenas finas y limos.
C	Muy impermeable	Arenas muy finas, limos, suelos con alto contenido de arcillas.
D	Impermeable	Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con subhorizontes de roca sana, suelos muy impermeables.

Nota. Grupos hidrológicos de suelo (Hawkins et al., 2009).

Se debe tener en cuenta también el contenido de humedad que un suelo posee al momento de producirse el evento de diseño, a través del criterio de humedad antecedente del suelo (AMC), el mismo que está en función de la cantidad de precipitación (P) receptada en la cuenca durante los 5 días anteriores al mencionado evento.

AMC I para suelos secos, $P < 25 \text{ mm}$

AMC II para suelos intermedios, $25 \text{ mm} < P < 50 \text{ mm}$

AMC III para suelos húmedos, $P > 5 \text{ cm}$

Es recomendable, para eventos de diseño, utilizar una humedad antecedente igual a AMC II (Hawkins et al., 2009; U.S. Army Corps of Engineers, 2026e). En las tablas 6 y 7 se detallan valores de CN en función del tipo y cobertura y otros estados de drenaje.

Tabla 6

CN Para distintas coberturas de tierra

Tipo de cobertura y condición hidrológica	% Promedio áreas impermeables	Números de Curvas para grupos de suelos hidrológicos			
		A	B	C	D
Áreas urbanas totalmente desarrolladas (vegetación ya establecida) Espacios abiertos (prados, parques, campos de golf, cementerios, etc):					
Condición pobre (menos del 50 % cubierto de pasto)		68	79	86	89
Condición regular (del 50 % al 75 % cubierto de pasto)		49	69	79	84
Condición buena (más del 75 % cubierto de pasto)		39	61	74	80
Áreas impermeables:					
Parqueaderos pavimentados, techos, autopistas, etc. (excluyendo derecho de vía)		98	98	98	98
Calles y caminos:					
Pavimentados		98	98	98	98
Pavimentadas; zanjas abiertas (incluyendo derecho de vía)		83	89	92	93

Tipo de cobertura y condición hidrológica	% Promedio áreas impermeables	Números de Curvas para grupos de suelos hidrológicos			
		A	B	C	D
Grava (incluyendo derecho de vía)		76	85	89	91
Tierra (incluyendo derecho de vía)		72	82	87	89
Áreas desiertas urbanas occidentales:					
Paisajes desérticos naturales (solamente áreas permeables)		63	77	85	88
Paisajes desérticos artificiales (barrera impermeable de maleza, arbustos de desierto con 1 a 2 pulg de diámetro; cubierta de arena o grava y orillas de áreas húmedas)		96	96	96	96
Áreas urbanas:					
Comercial y de negocios	85	89	92	94	95
Industrial	72	81	88	91	93
Áreas residenciales por promedio del tamaño del lote:					
1/8 acre	65	77	85	90	92
1/4 acre	38	61	75	83	87
1/3 acre	30	57	72	81	86
1/2 acre	25	54	70	80	85
1 acre	20	51	68	79	84
2 acre	12	46	65	77	82
Áreas urbanas desarrolladas					
Áreas recientemente conformadas (solamente áreas permeables, sin vegetación)		77	86	91	94

Nota. Adaptado de (Mishra and Singh 2003).

Tabla 7
CN para distintos usos de la tierra

Uso de la Tierra	Tratamiento o práctica	Condición Hidrológica	Números de Curvas para grupos de suelos hidrológicos			
			A	B	C	D
Tierras cultivadas:						
Rastrojo	Hileras rectas	----	77	86	91	94
Cultivos en hileras	Hileras rectas	Mala	71	81	88	91
		Buena	67	78	85	89
	Curvas de nivel	Mala	70	79	84	88
		Buena	65	75	82	86
	Curvas de nivel y terrazas	Mala	66	74	80	82
		Buena	62	71	78	81
Cultivos en hileras estrechas	Hileras rectas	Mala	65	76	84	88
		Buena	63	75	83	87
	Curvas de nivel	Mala	63	74	82	85
		Buena	61	73	81	84
	Curvas de nivel y terrazas	Mala	61	72	79	82
		Buena	59	70	78	81
Leguminosas en hileras estrechas	Hileras rectas	Mala	66	77	85	89
		Buena	58	72	81	85
	Curvas de nivel	Mala	64	75	83	85
		Buena	55	69	78	83
	Curvas de nivel y terrazas	Mala	63	73	80	83
		Buena	51	67	76	80
Tierras sin cultivar:						
Pastos de pastoreo	----	Mala	68	79	86	89
	----	Regular	49	69	79	84
	----	Buena	39	61	74	80
	Curvas de nivel	Mala	47	67	81	88
		Regular	25	59	75	83
		Buena	6	35	70	79
Pasto continuo, pradera, sin pastoreo y cortado para heno		Buena	30	58	71	78

Uso de la Tierra	Tratamiento o práctica	Condición Hidrológica	Números de Curvas para grupos de suelos hidrológicos			
			A	B	C	D
Mezcla de arbustos (mayoría) con hierba de maleza	----	Pobre	48	67	77	83
	----	Regular	35	56	70	77
	----	Buena	30	48	65	73
Infraestructura rural, accesos, calles, etc.	----	----	59	74	82	86
Pastizales húmedos y bosques:						
Bosques	----	Mala	45	66	77	83
	----	Regular	36	60	73	79
	----	Buena	25	55	70	77
Combinación de bosque y pasto (siembra de árboles)	----	Mala	57	73	82	86
	----	Regular	43	65	76	82
	----	Buena	32	58	72	79
Pastizales áridos y semiáridos:						
Herbáceo	----	Mala	----	80	87	93
	----	Regular	----	71	81	89
	----	Buena	----	62	74	85
Arbusto del desierto	----	Mala	63	77	85	88
	----	Regular	55	72	81	86
	----	Buena	49	68	79	84
Patios	----	----	59	74	82	86
Caminos de tierra	----	----	72	82	87	89
Pavimentos	----	----	74	84	90	92

Nota. Adaptado de Mishra y Singh (2003).

La precipitación efectiva es la lámina de precipitaciones que no se infiltra en las capas subyacentes del suelo y fluye por la superficie, dirigiéndose al drenaje principal de la cuenca (U.S. Army Corps of Engineers, 2026e). Se mide en milímetros y su cálculo es con la ecuación:

$$Pe = \frac{(P - \frac{508}{CN} + 5.08)^2}{P + \frac{2032}{CN} - 20.32} \quad 27$$

Donde

Pe es la precipitación efectiva (mm),

P es la precipitación (mm) de la tormenta de diseño (o en estudio).

Para otras condiciones de humedad antecedente (AMC III o AMC I), el valor de CN puede estimarse a través de las expresiones formuladas (Hawkins et al., 2009):

$$CN(I) = \frac{4.2 CN(II)}{10 - 0.058 CN(II)} \quad 28$$

$$CN(III) = \frac{23 CN(II)}{10 + 0.13 CN(II)} \quad 29$$

En una cuenca se van a presentar diferentes condiciones de cobertura y uso del suelo, así como diferentes grupos hidrológicos de suelo, por lo que, cada cuenca va a caracterizarse por poseer en su extensión diferentes valores de CN. Para fines prácticos se puede tener un valor promedio ponderado de número de curva en relación de la extensión que cubre dicho número dentro de la cuenca o subcuenca (si se trabaja con modelos semidistribuidos) así:

$$CN_{pond} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i CN_i}{\sum_{i=1}^n A_i} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i CN_i}{A} \quad 30$$

Donde A_i corresponde al área asociada al valor CN_i , y A representa el área total de la cuenca o subcuenca analizada.

Este proceso se puede optimizar al usar Sistemas de Información Geográfica.

2.3 Caracterización de la precipitación de diseño

2.3.1 Interpolación de datos de precipitación

2.3.1.1 Introducción

Se debe realizar una interpolación espacial de los datos obtenidos de las estaciones más cercanas para poder determinar el valor máximo de precipitación en 24 horas que represente la cuenca del presente trabajo. Se emplean métodos deterministas (como la distancia inversa ponderada y el Spline) o geoestadísticos (Kriging y Cokriging). Además, para determinar una intensidad de precipitación que sea igual al tiempo de la tormenta diseñada, es preciso procesar el valor máximo de precipitación en 24 horas propio de la cuenca. Esto se logra mediante ecuaciones que reflejan la duración, intensidad y frecuencia del área (Li et al., 2022; Qi et al., 2020).

Adicionalmente, la selección del método de interpolación espacial no debe considerarse un procedimiento neutro, ya que cada técnica incorpora supuestos implícitos sobre la continuidad espacial de la precipitación, la densidad de la red de estaciones y la influencia de la topografía (Li et al., 2022). Métodos deterministas, como la Distancia Inversa Ponderada o los splines, suponen una variación suave del campo de precipitación, mientras que los enfoques geoestadísticos permiten modelar explícitamente la estructura de dependencia espacial mediante funciones de semivariograma. En cuencas montañosas o con fuerte gradiente altitudinal, la elección inadecuada del método de interpolación puede introducir sesgos sistemáticos en la precipitación máxima estimada, afectando directamente la magnitud de los caudales de diseño y, por ende, la seguridad hidráulica del puente (Workneh et al., 2024).

2.3.1.2 Métodos de interpolación espacial

La interpolación espacial es un componente de la geoestadística, que se fundamenta en la estimación de valores desconocidos de una variable espacial a partir de otros valores cuya magnitud es previamente

establecida. Los modelos numéricos aplicados en las interpolaciones espaciales se consideran parte de los modelos predictivos de geoestadística. La generación de mapas continuos de una variable meteorológica para un territorio implica la estimación de su magnitud en diferentes locaciones puesto que, como es evidente, no existen suficientes estaciones meteorológicas que permitan conocer el valor exacto de la variable en cualquier punto de dicho territorio (Caloiero et al., 2021; Workneh et al., 2024).

La interpolación espacial ayuda a solucionar este inconveniente utilizando los valores de la red de estaciones disponibles y se realiza una estimación para el resto del territorio. Al resultado de este proceso se lo conoce como superficie estadística, pues es continua con datos interpolados. Al analizar la interpolación de una variable meteorológica se debe tener en cuenta La Primera Ley de la Geografía de Tobler (1970), establece: todos los lugares están relacionados, pero los lugares cercanos están más relacionados que los lugares lejanos, es decir, si llueve a un costado de una calle es altamente probable que también llueva al otro lado de la calle.

Existen muchos métodos de interpolación, de los cuales algunos cuentan con más presencia en los SIG por estar más adaptados al tipo de dato que se maneja. La implementación habitual en un Sistema de Información Geográfica es bidimensional, dado que una capa ráster constituye una entidad de esta naturaleza. Métodos como la Distancia Inversa Ponderada (IDW) se fundamentan en la semejanza de las celdas, en tanto, técnicas como Trend se ajustan a una superficie lisa determinada por una función matemática. La metodología de interpolación geoestadística, Kriging, se fundamenta en datos estadísticos y se emplea en la predicción más sofisticada de modelización de superficies, que incorpora un grado de certeza o precisión de las predicciones. Se pueden identificar diversas categorías (Caloiero et al., 2021; Esri, n.d.-a).

2.3.1.2.1 INTERPOLACIÓN MEDIANTE LA DISTANCIA INVERSA PONDERADA (IDW)

La interpolación utilizando IDW establece la magnitud de cada celda mediante una combinación ponderada de un grupo de puntos de

muestra. La ponderación se define como una función que representa la inversa de la distancia, la superficie derivada del procedimiento de interpolación estará influenciada por la localización de las celdas de mayor tamaño. Este enfoque postula que la variable representada geográficamente disminuye su impacto conforme se incrementa la distancia desde su localización en la celda (Esri, n.d.-b).

El enfoque principal del método IDW radica en la inversa de la distancia elevada a una potencia matemática. El parámetro Potencia en el marco del modelo matemático facilita la regulación de la significancia de magnitudes conocidas en la superficie estadística, considerando la distancia desde el punto de partida. Un valor de potencia elevado puede intensificar el énfasis en los puntos adyacentes, proporcionándoles mayor influencia y reducir la suavidad de la superficie. Si se aplica un valor de potencia reducido, los valores en las celdas adyacentes experimentarán una mayor influencia, lo que conducirá a una superficie estadística más suave (Esri, n.d.-b).

El valor óptimo de esta potencia es aquel que dé como resultado, un valor de error absoluto medio mínimo, de la superficie estadística. Este valor suele redondearse a 2, por lo que la mayoría de GIS, lo conservan por defecto (Esri, n.d.-b).

2.3.1.2.2 *INTERPOLACIÓN MEDIANTE KRIGING*

Constituye un enfoque geoestadístico fundamentado en modelos estadísticos que incorporan la autocorrelación, entendida como las relaciones estadísticas entre los puntos cuantificados. Es por ello por lo que, las técnicas geoestadísticas, no solo producen una superficie de predicción (superficie estadística), además, proporcionan cierta medida de fiabilidad o certeza de las predicciones. (Caloiero et al., 2021)

El modelo de Kriging se asume que la distancia entre los puntos con valores reales, refleja una correlación espacial, la cual puede usarse para explicar la variación en la superficie, el modelo ajusta una función

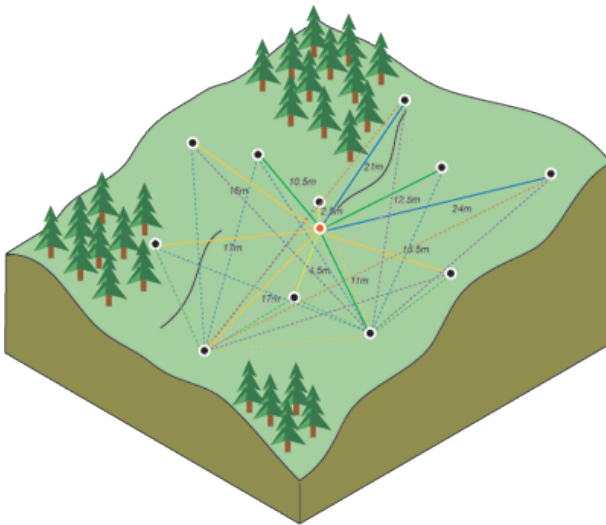
matemática a una cantidad limitada de puntos dentro de un radio específico (Caloiero et al., 2021; Workneh et al., 2024).

Kriging utiliza un proceso de varios pasos, el primero constituye el análisis estadístico exploratorio de datos, luego, realiza un modelado de variogramas, para finalmente crear de la superficie estadística. Este método es el más adecuado cuando se tiene la certeza de que hay una influencia de la distancia correlacionada espacialmente en los datos (Esri, n.d.-a). Ha mostrado mejores resultados en la ciencia del suelo y la geología.

El modelado de variogramas implica la utilización del semivariograma empírico el cual resulta del cálculo de la diferencia cuadrada entre los valores correspondientes de las ubicaciones agrupadas. La figura 19 muestra el modelo conceptual del cálculo.

Figura 19

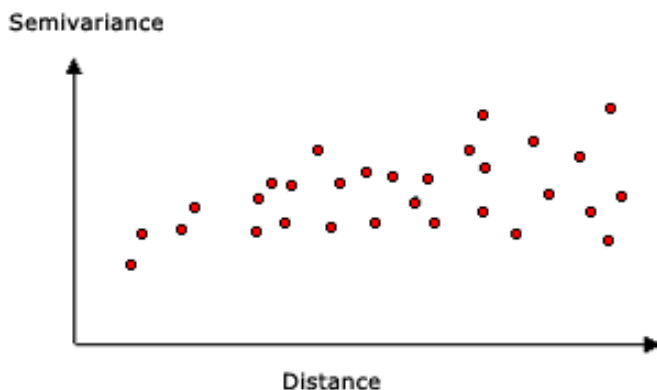
Cálculo de la diferencia cuadrada entre las ubicaciones asociadas



Nota. Los pares ordenados obtenidos de cada diferencia cuadrada se grafican mostrando la semivariancia y la distancia de toda la muestra, dando como resultado un gráfico similar al desplegado en la figura 20. Tomado de (ArcGIS Desktop, 2016).

Figura 20

Ejemplo de gráfico de semivariograma empírico



Nota. En el gráfico, los pares de ubicaciones más cercanas (extremo izquierdo del eje X) tienen valores de semivarianza más similares. A medida que los pares de ubicaciones estén más separados entre sí (extremo derecho del eje X), los valores son relativamente más distintos y poseen una diferencia cuadrada más grande. Tomado de (ArcGIS Desktop, 2016).

Es necesario ajustar un modelo de semivariograma a la interpolación de Kriging, para que la superficie de proyección no arroje valores negativos o de bajo ajuste.

Las funciones para el modelado de semivariograma más comunes son la circular, la esférica, la exponencial, la gaussiana y la lineal, cada una con implicaciones matemáticas de alta influencia sobre la superficie de interpolación, dado que afecta la predicción de los valores desconocidos, al poder fluctuar en función de la configuración de la curva. Cada función está concebida para adaptarse de manera más precisa a diversos tipos de fenómenos.

Es altamente sugerido que, para datos de precipitación, se utilice una función de tipo exponencial para el modelado del semivariograma empírico, ya que, esta función ha demostrado ser más asertiva en fenómenos naturales donde la autocorrelación espacial experimenta una dis-

minución exponencial con el incremento de la distancia, desapareciendo completamente a una distancia infinita (la precipitación es un fenómeno altamente dependiente de la distancia).

Hay que tener en cuenta que hay dos métodos el Kriging universal y el Kriging ordinario. El ordinario se utiliza con mayor frecuencia, presupone que el valor medio de una superficie de interpolación es constante y es desconocido, lo que implica una suposición sensata, esto no ocurre cuando hay una razón científica o técnica para rechazar la premisa (Caloiero et al., 2021).

El kriging universal asume que existe una tendencia espacial determinística que puede representarse mediante una función polinómica. Este enfoque puede ser adecuado cuando la variable presenta una deriva espacial identificable, como ocurre en algunos campos meteorológicos influenciados por gradientes regionales o por patrones dominantes del relieve. Esta función polinomial se sustrae de los puntos obtenidos inicialmente y la autocorrelación se modela a partir de los errores aleatorios (Esri, n.d.-a). Tras la elaboración de un modelo de ajuste para los errores aleatorios, se procede a la suma de la función polinómica a las predicciones para obtener resultados significativos, y finalmente se ejecuta la interpolación correspondiente. Se debe aplicar el kriging universal únicamente si existe una tendencia verificable en los datos y se puede proporcionar una justificación científica para su descripción (Caloiero et al., 2021). En consecuencia, su aplicación tiende a estar restringida a contextos científicos o académicos.

2.3.1.2.3 *INTERPOLACIÓN MEDIANTE VECINO NATURAL*

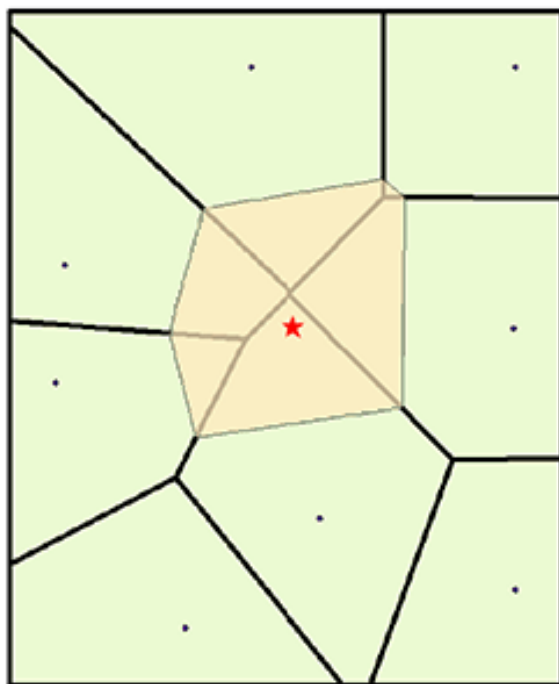
El modelo numérico utilizado por Vecino Natural busca un subconjunto de muestras, cercano a un punto de consulta, y aplica ponderaciones sobre éstas, teniendo en cuenta áreas proporcionales para interpolar un valor. El algoritmo empleado también asegura que las alturas interpoladas se encuentren dentro del rango de las magnitudes reales o de referencia. No infiere ni presupone tendencias, no arroja picos, depresiones, crestas o

valles, que no estén ya previamente inferidos por las muestras de entrada. La superficie de interpolación es de apariencia suavizada en todas partes, a excepción de las ubicaciones de los puntos de entrada (Esri, n.d.-a)

Los vecinos naturales de un punto se entienden como aquellos asociados con los polígonos de Voronoi o Thiessen adyacentes. En una primera instancia, se construye un diagrama de Thiessen que cubra todos los puntos de referencia; después se genera un nuevo polígono de Thiessen alrededor del punto de interpolación. Se emplean como ponderaciones la proporción de superposición entre los polígonos iniciales y el polígono nuevo (Esri, n.d.-a).

Figura 21

Ejemplo de polígono de Voronoi creado alrededor del punto de interpolación



Nota. Tomado de (ArcGIS Desktop, 2016).

Es un método determinista, si se compara con un homólogo como por ejemplo el IDW, en la figura 3, la interpolación de vecino natural asignaría ponderaciones análogas al punto más al norte y al más al noreste, basándose en su distancia equivalente desde el punto de interpolación, pues al pertenecer a diferentes polígonos, el porcentaje de superposición varía, generando valores de interpolación diferentes.

2.3.1.2.4 INTERPOLACIÓN MEDIANTE SPLINE

Emplea un algoritmo de interpolación que, mediante una función matemática diseñada para reducir al mínimo la curvatura global de la superficie, determina valores y produce una superficie de aspecto liso que atraviesa los puntos de entrada (Esri, n.d.-a). Spline, resulta más efectivo para crear superficies que presentan ligeras variaciones, por ejemplo, la elevación del suelo, el nivel freático o las concentraciones de contaminación.

El algoritmo empleado por Spline minimiza la suma de los cuadrados de los términos de segunda derivada de la superficie interpolada, generando una superficie de curvatura mínima. Esta técnica también se conoce como interpolación de curvatura mínima o interpolación por lámina delgada (Esri, n.d.-a).

Se pueden diferenciar dos tipos de Spline, el Regularizado y el de Tensión. El tipo Regularizado genera una superficie suavizada que varía lenta y gradualmente, en ocasiones con valores fuera del rango de datos de muestra, por otro lado, el tipo Tensión controla en cierta medida la rigidez de la superficie, es decir, limita el rango de datos y puede presentar en ocasiones cambios más abruptos dentro de la superficie, para utilizarlo, se debe tener en cuenta el carácter del fenómeno modelado (Esri, n.d.-a).

La suavidad de la superficie en el modelado con Spline Regularizado depende del parámetro de peso, que determina la reducción de la curvatura, a mayor peso, la superficie se vuelve más suave. Los valores de este parámetro deben ser mayores que cero, comúnmente se utiliza para variables de precipitación, un valor entre 0 y 0.5; para el método de

Tensión, el parámetro de peso define la intensidad de la tensión, cuanto más alta, más “gruesa” es la superficie de salida, se suelen utilizar valores entre 0 y 10 (Esri, n.d.-a).

Un parámetro importante para considerar para ambos casos de Spline es la cantidad de puntos a procesar, cuantos más puntos de entrada se especifiquen, el algoritmo dará una mayor influencia a los puntos distantes sobre cada celda y por ende se entregará una superficie de salida más suave.

En algunos SIG, se puede encontrar la herramienta Spline con barreras. Esta utiliza un método de curvatura mínima, que es análogo al que se aplica mediante una técnica de multicuadrícula unidireccional. Este método parte de una cuadrícula inicial gruesa (en este caso, la media de los datos de entrada) y va disminuyendo su grosor hasta llegar a crear una superficie de curvatura mínima en el espaciado deseado entre filas y columnas (Esri, n.d.-a).

2.3.1.2.5 *INTERPOLACIÓN MEDIANTE ANUDEM*

En SIG, la herramienta ANUDEM también llamada “De topo a rás-ter” es un procedimiento de interpolación creado para producir modelos digitales de elevación (DEM). Posee la funcionalidad computacional de los métodos de interpolación local, por ejemplo, el IDW, y cuenta con la capacidad de no romper la continuidad superficial, como sucede con las técnicas globales de interpolación (Spline y Kriging). Es una técnica de Spline de lámina delgada discretizada que incluye una penalización por rugosidad, su propósito es posibilitar que el DEM ajustado conserve las variaciones abruptas en el terreno, como crestas, acantilados y arroyos.

2.3.1.2.6 *INTERPOLACIÓN MEDIANTE TENDENCIA*

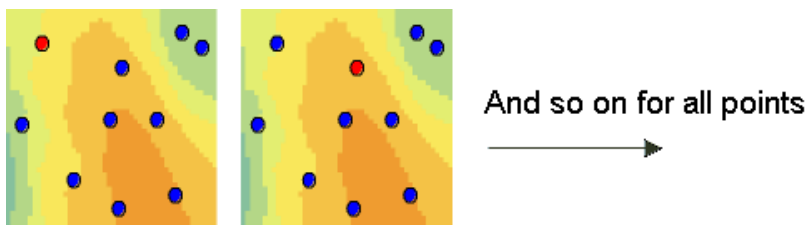
Utiliza una interpolación de tipo polinómica, donde la superficie se ajusta a una función matemática. La superficie varía gradualmente y conserva patrones de escala. La interpolación por tendencia genera una superficie suave que conserva las tendencias graduales en la super-

ficie sobre el área de interés. Es importante para adaptar una superficie a puntos de referencia cuando se tiene conocimiento de que esta cambia gradualmente de un lugar a otro, como puede ser el caso con las concentraciones de metales pesados en aguas residuales que provienen de zonas industriales (Esri, n.d.-a).

Los datos pueden ajustarse bien a una función polinómica compleja, pero entre más compleja sea la interpolación más difícil será explicar un fenómeno físico natural, además, el método es muy susceptible a los valores atípicos. Se puede abordar una tendencia lineal o de regresión logística, la lineal ajusta los valores a interpolar con mínimos cuadrados a los datos de entrada, genera superficies lisas; la de regresión logística implica la presencia o ausencia de un determinado fenómeno, crea una cuadrícula de probabilidad continua con valores de celda entre uno y cero, para indicar la existencia o la ausencia de dicho fenómeno, por lo que no es habitual usarlo en procesos cuyas magnitudes varían gradualmente (Esri, n.d.-a).

2.3.1.2.7 VALIDACIÓN CRUZADA PARA LA COMPARACIÓN DE MÉTODOS DE PRECIPITACIÓN

En SIG, se puede verificar la efectividad de cada método de interpolación y de sus parámetros para un fenómeno natural específico y una zona geográfica determinada mediante validación cruzada, la cual implica estimar los modelos de tendencia y autocorrelación, eliminando la ubicación de datos reales de una en una y prediciendo el valor de los datos asociados con cada método seleccionado (Caloiero et al., 2021). En la figura 22 se muestran 10 puntos de datos, la validación cruzada omite un punto (punto rojo) y calcula el valor en esta ubicación utilizando los 9 puntos restantes (puntos azules). Se comparan los valores predichos y reales en la ubicación del punto omitido. Este proceso se repite para un segundo punto y continúa de esa manera. La validación cruzada contrasta los valores medidos y los pronosticados para todos los puntos (Esri, n.d.-a; Workneh et al., 2024).

Figura 22*Ejemplo de validación cruzada*

Nota. Tomado de (ArcGIS Desktop, 2016).

2.3.1.3 Obtención de una Intensidad de precipitación para un tiempo igual al tiempo de la tormenta de diseño

2.3.1.3.1 Intensidad de la tormenta. La cantidad de precipitación que se produce en un punto por unidad de tiempo se conoce como intensidad. Esta es inversamente proporcional al tiempo que dura la tormenta, la intensidad puede definirse, además, como la tasa de precipitación temporal, esto es, el volumen de agua que ha precipitado en milímetros por unidad de tiempo (mm/h). Puede ser referida como instantánea o promedio a lo largo del periodo de lluvia (Hunt et al., 2024). Su ecuación es:

$$I = \frac{P}{t} \quad 31$$

Donde I es la intensidad (mm/h), P es la altura de precipitación (mm) y finalmente t es la duración del evento (h).

2.3.1.3.2 Duración de la tormenta. Se considera a la duración de la tormenta de diseño igual al tiempo de concentración del área o cuenca en estudio, debido a que, al cabo de dicho evento la escorrentía alcanza su pico máximo, contribuyendo toda el área aportante al flujo o drenaje principal (Hunt et al., 2024).

2.3.1.3.3 Periodo de retorno (TR). Corresponde a la cantidad de años en los que, en promedio, puede ocurrir un evento con una intensidad específica (igual o mayor). Se entiende también como el intervalo de frecuencia en el que puede presentarse un fenómeno en particular con determina magnitud. Es el parámetro más importante cuando se diseña una obra civil que debe resistir funcionalmente avenidas torrenciales. Se puede determinar los años del periodo de retorno a partir de la probabilidad de ocurrencia del evento a partir de la expresión:

$$TR \text{ (años)} = \frac{1}{1 - P} \quad 32$$

Donde

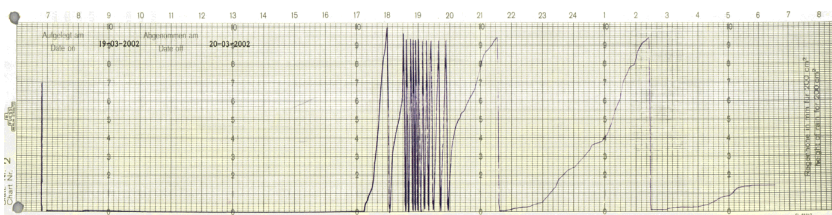
P: probabilidad de que el valor no sea excedido o igualado.

2.3.1.3.4 Ecuaciones de Intensidad, Duración y Frecuencia (IDF).

El proceso de determinar las ecuaciones IDF comienza con el examen de las fajas pluviográficas, donde se escogen los valores extremos de precipitación para periodos de tormenta específicos (5, 10, 15, 20, 30, 60, 120, 360 y 1440 minutos) (Hunt et al., 2024). En la figura 23 se puede apreciar un ejemplo de faja pluviográfica

Figura 23

Ejemplo de faja pluviográfica



Nota: Tomado de (INAMHI, 2019).

El Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI), en su publicación más reciente ha preparado modelos de Ecuaciones IDF

con 72 estaciones pluviográficas que cubren una porción considerable territorio. En dicho estudio, a partir de varios paquetes estadísticos (Neuralog, Hydracces, Safarhy), se digitalizaron los registros pluviográficos, se obtuvieron pluviogramas, se extrajeron las intensidades máximas (para duraciones de 5, 10, 15, 20, 30, 60, 120, 360 y 1440 minutos) y se evaluaron funciones de distribución para valores extremos (Log Normal, Gumbel, Log Gumbel y Pearson Tipo III). Para dicho análisis se incluyeron también datos de estaciones y pluviométricas (INAMHI, n.d.).

Con dichas intensidades máximas para diferentes duraciones y períodos de retorno se aplicó un logaritmo a cada valor, obteniendo pares ordenados, cuyos valores graficados se conocen como curvas IDF, en las cuales a cada quiebre le corresponde una ecuación tipo (Hunt et al., 2024). La ecuación general de IDF es:

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n} \quad 33$$

Donde

I: Intensidad (mm/h)

T: Período de retorno (años)

t: Tiempo de duración (minutos)

K, m, n: Constantes de ajuste propias de cada estación.

En la figura 24 se pueden observar las ecuaciones utilizadas para los estudios de Ecuaciones IDF.

Es importante señalar que este estudio realizado por el INAMHI ha determinado ciertas regiones con igual o similar intensidad de precipitación (a través de estadísticos de ajuste como el coeficiente de variación y el coeficiente de curtosis), por lo que se han preparado mapas de zonificación, facilitando la selección de constantes de ajuste para la ecuación IDF (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología, 2019). En la figura se muestra la zonificación para el Ecuador.

Una vez identificada el área de estudio se debe seleccionar la ecuación correspondiente de la tabla 1. Dentro de la tabla es la intensidad de precipitación para el tiempo de tormenta seleccionado (tiempo de concentración) y corresponde a la intensidad diaria determinada a partir de la relación entre la precipitación máxima en 24 horas proyectada a un periodo de retorno seleccionado y un tiempo de duración igual a 1 día. Es decir, a partir de estas ecuaciones se obtiene ya el valor de intensidad con el que se debe diseñar la obra civil sujeta a avenidas torrenciales.

Tabla 8*Ecuaciones IDF*

ZONA	CÓDIGO	NOMBRE ESTACIÓN	DURACIÓN	ECUACIÓN
1	M0002	LA TOLA	5 min < 24.10 min	$I_{TR} = 78.451 * I d_{TR} * t^{-0.239} R^2 = 0.964$
			24.10 min < 1440 min	$I_{TR} = 567.92 * I d_{TR} * t^{-0.861} R^2 = 0.9922$
2	M0003	IZOBAMBA	5 min < 42.99 min	$I_{TR} = 104.44 * I d_{TR} * t^{-0.434} R^2 = 0.984$
			42.99 min < 1440 min	$I_{TR} = 514.56 * I d_{TR} * t^{-0.858} R^2 = 0.9992$
3	M0004	RUMIPAMBA-SALCEDO	5 min < 48.11 min	$I_{TR} = 216.58 * I d_{TR} * t^{-0.578} R^2 = 0.9883$
			48.11 min < 1440 min	$I_{TR} = 820.94 * I d_{TR} * t^{-0.922} R^2 = 0.9998$
4	M0005	PORTOVIEJO-UTM	5 min < 79.03 min	$I_{TR} = 88.905 * I d_{TR} * t^{-0.465} R^2 = 0.9926$
			79.03 min < 1440 min	$I_{TR} = 461.74 * I d_{TR} * t^{-0.842} R^2 = 0.9995$
5	M0006	PICHILINGUE	5 min < 58.69 min	$I_{TR} = 34.728 * I d_{TR} * t^{-0.247} R^2 = 0.9957$
			58.69 min < 1440 min	$I_{TR} = 295.78 * I d_{TR} * t^{-0.773} R^2 = 0.9931$
6	M0007	NUEVO ROCAFUERTE	5 min < 42.69 min	$I_{TR} = 59.169 * I d_{TR} * t^{-0.309} R^2 = 0.9493$
			42.69 min < 1440 min	$I_{TR} = 399.9 * I d_{TR} * t^{-0.818} R^2 = 0.9975$
7	M0008	PUYO	5 min < 38.6 min	$I_{TR} = 49.982 * I d_{TR} * t^{-0.339} R^2 = 0.991$
			38.6 min < 1440 min	$I_{TR} = 192.36 * I d_{TR} * t^{-0.708} R^2 = 0.9868$
8	M0022	TABACUNDO H.MOJANDA	5 min < 29.1 min	$I_{TR} = 159.82 * I d_{TR} * t^{-0.45} R^2 = 0.9884$
			29.1 min < 1440 min	$I_{TR} = 750.28 * I d_{TR} * t^{-0.909} R^2 = 0.9998$

ZONA	CÓDIGO	NOMBRE ESTACIÓN	DURACIÓN	ECUACIÓN
9	M0024	QUITO INAMHI- INNAQUITO	5 min < 41.1 min	$I_{TR} = 106.54 * I d_{TR} * t^{-0.38} R^2 = 0.9917$
			41.1 min < 1440 min	$I_{TR} = 772.11 * I d_{TR} * t^{-0.913} R^2 = 0.9996$
10	M0025	LA CONCORDIA	5 min < 39.1 min	$I_{TR} = 24.951 * I d_{TR} * t^{-0.135} R^2 = 0.9969$
			39.1 min < 1440 min	$I_{TR} = 220.54 * I d_{TR} * t^{-0.728} R^2 = 0.9866$
11	M0026	PUERTO ILA	5 min < 78.43 min	$I_{TR} = 45.25 * I d_{TR} * t^{-0.311} R^2 = 0.9933$
			78.43 min < 1440 min	$I_{TR} = 456.77 * I d_{TR} * t^{-0.841} R^2 = 0.9999$
12	M0027	SANTO DOMINGO AEROPUERTO	5 min < 59 min	$I_{TR} = 39.108 * I d_{TR} * t^{-0.287} R^2 = 0.9975$
			59 min < 1440 min	$I_{TR} = 267.98 * I d_{TR} * t^{-0.759} R^2 = 0.9933$
13	M0029	BAÑOS	5 min < 1440 min	$I_{TR} = 35.001 * I d_{TR} * t^{-0.487} R^2 = 0.9994$
14	M0030	SAN SIMÓN	5 min < 26.77 min	$I_{TR} = 136.38 * I d_{TR} * t^{-0.427} R^2 = 0.9949$
			26.77 min < 1440 min	$I_{TR} = 618.66 * I d_{TR} * t^{-0.887} R^2 = 0.9988$
15	M0031	CAÑAR	5 min < 33.7 min	$I_{TR} = 182.39 * I d_{TR} * t^{-0.623} R^2 = 0.9948$
			33.7 min < 1440 min	$I_{TR} = 330.41 * I d_{TR} * t^{-0.792} R^2 = 0.9976$
16	M0032	SANTA ISABEL INAMHI	5 min < 48.77 min	$I_{TR} = 165.84 * I d_{TR} * t^{-0.561} R^2 = 0.997$
			48.77 min < 1440 min	$I_{TR} = 540.63 * I d_{TR} * t^{-0.865} R^2 = 0.9999$
17	M0033	LA ARGELIA-LOJA	5 min < 44.17 min	$I_{TR} = 86.811 * I d_{TR} * t^{-0.447} R^2 = 0.9993$
			44.17 min < 1440 min	$I_{TR} = 328.11 * I d_{TR} * t^{-0.798} R^2 = 0.9998$
18	M0036	ISABEL MARÍA	5 min < 41.76 min	$I_{TR} = 45.677 * I d_{TR} * t^{-0.286} R^2 = 0.9596$
			41.76 min < 1440 min	$I_{TR} = 230.73 * I d_{TR} * t^{-0.72} R^2 = 0.9682$
19	M0037	MILAGRO (INGENIO VALDEZ)	5 min < 53.83 min	$I_{TR} = 41.881 * I d_{TR} * t^{-0.263} R^2 = 0.9774$
			53.83 min < 1440 min	$I_{TR} = 356.12 * I d_{TR} * t^{-0.8} R^2 = 0.9952$
20	M0038	MANUEL J.CALLE(V. FORESTAL)	5 min < 121.07 min	$I_{TR} = 63.722 * I d_{TR} * t^{-0.459} R^2 = 0.9927$
			121.07 min < 1440 min	$I_{TR} = 261.04 * I d_{TR} * t^{-0.753} R^2 = 0.9874$
21	M0039	BUCAY	5 min < 39.67 min	$I_{TR} = 34.043 * I d_{TR} * t^{-0.286} R^2 = 0.9993$
			39.67 min < 1440 min	$I_{TR} = 128.55 * I d_{TR} * t^{-0.647} R^2 = 0.9786$

ZONA	CÓDIGO	NOMBRE ESTACIÓN	DURACIÓN	ECUACIÓN
22	M0040	PASAJE	5 min < 71.23 min	$I_{TR} = 52.135 * I d_{TR} * t^{-0.358} R^2 = 0.9531$
			71.23 min < 1440 min	$I_{TR} = 316.81 * I d_{TR} * t^{-0.781} R^2 = 0.9921$
23	M0051	BABAHOYO-UTB	5 min < 54.11 min	$I_{TR} = 38.795 * I d_{TR} * t^{-0.223} R^2 = 0.9439$
			54.11 min < 1440 min	$I_{TR} = 407.09 * I d_{TR} * t^{-0.812} R^2 = 0.987$
24	M0053	IBARRA AEROPUERTO - DAC	5 min < 69.28 min	$I_{TR} = 132.66 * I d_{TR} * t^{-0.546} R^2 = 0.9992$
			69.28 min < 1440 min	$I_{TR} = 434.62 * I d_{TR} * t^{-0.826} R^2 = 0.9948$
25	M0054	QUITO-OBSERVATORIO	5 min < 32.73 min	$I_{TR} = 132.27 * I d_{TR} * t^{-0.423} R^2 = 0.999$
			32.73 min < 1440 min	$I_{TR} = 693.55 * I d_{TR} * t^{-0.898} R^2 = 0.9979$
26	M0056	GUAYAQUIL AEROPUERTO	5 min < 90.22 min	$I_{TR} = 34.917 * I d_{TR} * t^{-0.306} R^2 = 1$
			90.22 min < 1440 min	$I_{TR} = 286.35 * I d_{TR} * t^{-0.778} R^2 = 1$
27	M0058	ESMERALDAS- TA-CHINA	5 min < 52.69 min	$I_{TR} = 36.14 * I d_{TR} * t^{-0.236} R^2 = 0.9803$
			52.69 min < 1440 min	$I_{TR} = 309.85 * I d_{TR} * t^{-0.778} R^2 = 0.991$
28	M0059	TULCÁN AEROPUERTO	5 min < 36.95 min	$I_{TR} = 80.736 * I d_{TR} * t^{-0.318} R^2 = 0.9811$
			36.95 min < 1440 min	$I_{TR} = 627.26 * I d_{TR} * t^{-0.886} R^2 = 0.9997$
29	M0062	MACAS AEROPUERTO	5 min < 36.81 min	$I_{TR} = 56.494 * I d_{TR} * t^{-0.288} R^2 = 0.9726$
			36.81 min < 1440 min	$I_{TR} = 360.5 * I d_{TR} * t^{-0.802} R^2 = 0.9962$
30	M0063	PASTAZA AEROPUERTO	5 min < 59.4 min	$I_{TR} = 41.724 * I d_{TR} * t^{-0.281} R^2 = 0.9605$
			59.4 min < 1440 min	$I_{TR} = 356.01 * I d_{TR} * t^{-0.806} R^2 = 0.9973$
31	M0064	LATACUNGA AEROPUERTO	5 min < 45.7 min	$I_{TR} = 135.67 * I d_{TR} * t^{-0.471} R^2 = 0.9967$
			45.7 min < 1440 min	$I_{TR} = 718.11 * I d_{TR} * t^{-0.907} R^2 = 0.9997$
32	M0065	MACARÁ AEROPUERTO	5 min < 90.29 min	$I_{TR} = 67.02 * I d_{TR} * t^{-0.431} R^2 = 0.9972$
			90.29 min < 1440 min	$I_{TR} = 374.34 * I d_{TR} * t^{-0.813} R^2 = 0.9992$
33	M0066	AMBATO AEROPUERTO	5 min < 15.9 min	$I_{TR} = 109.56 * I d_{TR} * t^{-0.345} R^2 = 0.9951$
			15.9 min < 1440 min	$I_{TR} = 404.65 * I d_{TR} * t^{-0.817} R^2 = 0.9979$

ZONA	CÓDIGO	NOMBRE ESTACIÓN	DURACIÓN	ECUACIÓN
34	M0067	CUENCA AEROPUERTO	5 min < 50.9 min	$I_{TR} = 123.39 * I d_{TR} * t^{-0.452} R^2 = 0.9882$
			50.9 min < 1440 min	$I_{TR} = 695.37 * I d_{TR} * t^{-0.892} R^2 = 0.9969$
35	M0068	TIPUTINI AEROPUERTO	5 min < 42.5 min	$I_{TR} = 62.884 * I d_{TR} * t^{-0.308} R^2 = 0.9918$
			42.5 min < 1440 min	$I_{TR} = 445.2 * I d_{TR} * t^{-0.83} R^2 = 0.9958$
36	M0070	TENA - HCDA. CHAUPISHUNGO	5 min < 25.11 min	$I_{TR} = 31.951 * I d_{TR} * t^{-0.144} R^2 = 0.9621$
			25.11 min < 1440 min	$I_{TR} = 209.9 * I d_{TR} * t^{-0.728} R^2 = 0.9968$
37	M0072	MACHALA AEROPUERTO	5 min < 51.4 min	$I_{TR} = 49.64 * I d_{TR} * t^{-0.296} R^2 = 0.9606$
			51.4 min < 1440 min	$I_{TR} = 370.3 * I d_{TR} * t^{-0.806} R^2 = 0.9965$
38	M0073	TAURA AEROPUERTO	5 min < 50.6 min	$I_{TR} = 44.212 * I d_{TR} * t^{-0.195} R^2 = 0.9682$
			50.6 min < 1440 min	$I_{TR} = 694.75 * I d_{TR} * t^{-0.897} R^2 = 0.9996$
39	M0079	SUCÚA AEROPUERTO	5 min < 77.5 min	$I_{TR} = 135.1 * I d_{TR} * t^{-0.54} R^2 = 0.9987$
			77.5 min < 1440 min	$I_{TR} = 550.62 * I d_{TR} * t^{-0.863} R^2 = 0.9955$
40	M0105	OTAVALO	5 min < 49.9 min	$I_{TR} = 123.05 * I d_{TR} * t^{-0.471} R^2 = 0.975$
			49.9 min < 1440 min	$I_{TR} = 597.42 * I d_{TR} * t^{-0.875} R^2 = 0.9988$
41	M0107	CAHUASQUI-FAO	5 min < 71.3 min	$I_{TR} = 75.787 * I d_{TR} * t^{-0.417} R^2 = 0.9951$
			71.3 min < 1440 min	$I_{TR} = 447.08 * I d_{TR} * t^{-0.833} R^2 = 0.9933$
42	M0110	SAN PABLO DEL LAGO	5 min < 74.37 min	$I_{TR} = 178.76 * I d_{TR} * t^{-0.56} R^2 = 0.9981$
			74.37 min < 1440 min	$I_{TR} = 884.21 * I d_{TR} * t^{-0.931} R^2 = 0.9991$
43	M0120	COTOPAXI-CLIRSEN - IEE	5 min < 1440 min	$I_{TR} = 160.64 * I d_{TR} * t^{-0.703} R^2 = 0.9915$
44	M0131	SAN PABLO DE ATENAS	5 min < 49.77 min	$I_{TR} = 137.46 * I d_{TR} * t^{-0.582} R^2 = 0.9993$
			49.77 min < 1440 min	$I_{TR} = 300.31 * I d_{TR} * t^{-0.782} R^2 = 0.9986$
45	M0138	PAUTE	5 min < 44.9 min	$I_{TR} = 90.127 * I d_{TR} * t^{-0.398} R^2 = 0.9738$
			44.9 min < 1440 min	$I_{TR} = 510.8 * I d_{TR} * t^{-0.854} R^2 = 0.9987$

ZONA	CÓDIGO	NOMBRE ESTACIÓN	DURACIÓN	ECUACIÓN
46	M0139	GUALACEO	5 min < 51.88 min	$I_{TR} = 125.44 * I d_{TR} * t^{-0.434} R^2 = 0.9935$
			51.88 min < 1440 min	$I_{TR} = 892.87 * I d_{TR} * t^{-0.931} R^2 = 0.9992$
47	M0141	EL LABRADO	5 min < 41.97 min	$I_{TR} = 130.19 * I d_{TR} * t^{-0.539} R^2 = 0.9835$
			41.97 min < 1440 min	$I_{TR} = 351.79 * I d_{TR} * t^{-0.805} R^2 = 0.9998$
48	M0142	SARAGURO	5 min < 1440 min	$I_{TR} = 135.59 * I d_{TR} * t^{-0.668} R^2 = 0.9958$
49	M0146	CARIAMANGA	5 min < 48.69 min	$I_{TR} = 80.85 * I d_{TR} * t^{-0.399} R^2 = 0.9626$
			48.69 min < 1440 min	$I_{TR} = 433.18 * I d_{TR} * t^{-0.831} R^2 = 0.9983$
50	M0148	CELICA	5 min < 42.98 min	$I_{TR} = 80.137 * I d_{TR} * t^{-0.455} R^2 = 0.9955$
			42.98 min < 1440 min	$I_{TR} = 235.8 * I d_{TR} * t^{-0.742} R^2 = 0.9929$
51	M0162	CHONE-U. CATÓLICA	5 min < 46.95 min	$I_{TR} = 49.525 * I d_{TR} * t^{-0.313} R^2 = 0.9895$
			46.95 min < 1440 min	$I_{TR} = 316.64 * I d_{TR} * t^{-0.795} R^2 = 0.9985$
52	M0167	JAMA	5 min < 85.81 min	$I_{TR} = 50.66 * I d_{TR} * t^{-0.414} R^2 = 0.9868$
			85.81 min < 1440 min	$I_{TR} = 210.57 * I d_{TR} * t^{-0.734} R^2 = 0.9995$
53	M0169	JULCUY	5 min < 14.13 min	$I_{TR} = 58.626 * I d_{TR} * t^{-0.284} R^2 = 0.9811$
			14.13 min < 385.09 min	$I_{TR} = 132.9 * I d_{TR} * t^{-0.593} R^2 = 0.9837$
			385.09 min < 1440 min	$I_{TR} = 1781.7 * I d_{TR} * t^{-1.029} R^2 = 1$
54	M0180	ZARUMA	5 min < 72.71 min	$I_{TR} = 71.544 * I d_{TR} * t^{-0.406} R^2 = 0.9685$
			72.71 min < 1440 min	$I_{TR} = 448.05 * I d_{TR} * t^{-0.834} R^2 = 0.9945$
55	M0185	MACHALA-UTM - PAGUA	5 min < 39.17 min	$I_{TR} = 41.377 * I d_{TR} * t^{-0.293} R^2 = 0.9831$
			39.17 min < 1440 min	$I_{TR} = 190.3 * I d_{TR} * t^{-0.709} R^2 = 0.9867$
56	M0188	PAPALLACTA	5 min < 12.40 min	$I_{TR} = 25.67 * I d_{TR} * t^{-0.225} R^2 = 1$
			12.40 min < 89.44 min	$I_{TR} = 149.6 * I d_{TR} * t^{-0.925} R^2 = 0.9724$
57	M0201	EL CHACO INECCEL	5 min < 28.49 min	$I_{TR} = 40.312 * I d_{TR} * t^{-0.181} R^2 = 0.9389$
			28.49 min < 1440 min	$I_{TR} = 287.98 * I d_{TR} * t^{-0.768} R^2 = 0.9946$

ZONA	CÓDIGO	NOMBRE ESTACIÓN	DURACIÓN	ECUACIÓN
58	M0203	REVENTADOR	5 min < 91.04 min	$I_{TR} = 43.951 * I d_{TR} * t^{-0.387} R^2 = 0.995$
			91.04 min < 1440 min	$I_{TR} = 199.21 * I d_{TR} * t^{-0.722} R^2 = 0.9903$
59	M0205	SAN RAFAEL-NAPO	5 min < 222.7 min	$I_{TR} = 32.139 * I d_{TR} * t^{-0.33} R^2 = 0.9842$
			222.7 min < 1440 min	$I_{TR} = 711.75 * I d_{TR} * t^{-0.903} R^2 = 1$
60	M0208	RÍO SALADO-INECEL	5 min < 41.62 min	$I_{TR} = 42.51 * I d_{TR} * t^{-0.329} R^2 = 0.9856$
			41.62 min < 1440 min	$I_{TR} = 170.16 * I d_{TR} * t^{-0.701} R^2 = 0.9965$
61	M0224	SAN LORENZO	5 min < 165.94 min	$I_{TR} = 57.835 * I d_{TR} * t^{-0.378} R^2 = 0.9968$
			165.94 min < 1440 min	$I_{TR} = 1280.8 * I d_{TR} * t^{-0.984} R^2 = 1$
62	M0258	QUEROCHACA (UTA)	5 min < 286.1 min	$I_{TR} = 101.9 * I d_{TR} * t^{-0.571} R^2 = 0.9936$
			286.1 min < 1440 min	$I_{TR} = 525.47 * I d_{TR} * t^{-0.861} R^2 = 1$
63	M0261	CLEMENTINA HDA.	5 min < 43.97 min	$I_{TR} = 43.244 * I d_{TR} * t^{-0.264} R^2 = 0.9822$
			43.97 min < 1440 min	$I_{TR} = 274.03 * I d_{TR} * t^{-0.752} R^2 = 0.9833$
64	M0293	PALMORIENTE-HUASHITO (PALMAR DEL RÍO)	5 min < 34.53 min	$I_{TR} = 57.237 * I d_{TR} * t^{-0.273} R^2 = 0.9815$
			34.53 min < 71.20 min	$I_{TR} = 120.85 * I d_{TR} * t^{-0.484} R^2 = 1$
			71.20 min < 1440 min	$I_{TR} = 721.86 * I d_{TR} * t^{-0.903} R^2 = 0.9994$
65	M0360	CHITOA-TANDAPI	5 min < 46.46 min	$I_{TR} = 44.988 * I d_{TR} * t^{-0.297} R^2 = 0.9569$
			46.46 min < 1440 min	$I_{TR} = 293.98 * I d_{TR} * t^{-0.786} R^2 = 0.9983$
66	M0362	LAS PAMPAS	5 min < 27.44 min	$I_{TR} = 54.568 * I d_{TR} * t^{-0.319} R^2 = 0.9912$
			27.44 min < 1440 min	$I_{TR} = 211.48 * I d_{TR} * t^{-0.728} R^2 = 0.9972$
67	M0426	RICAURTE-CUENCA	5 min < 38.11 min	$I_{TR} = 135.57 * I d_{TR} * t^{-0.457} R^2 = 0.9878$
			38.11 min < 1440 min	$I_{TR} = 618.67 * I d_{TR} * t^{-0.874} R^2 = 0.9948$
68	M0502	EL PANGUI	5 min < 47.27 min	$I_{TR} = 62.854 * I d_{TR} * t^{-0.344} R^2 = 0.9944$
			47.27 min < 1440 min	$I_{TR} = 386.42 * I d_{TR} * t^{-0.815} R^2 = 0.9987$

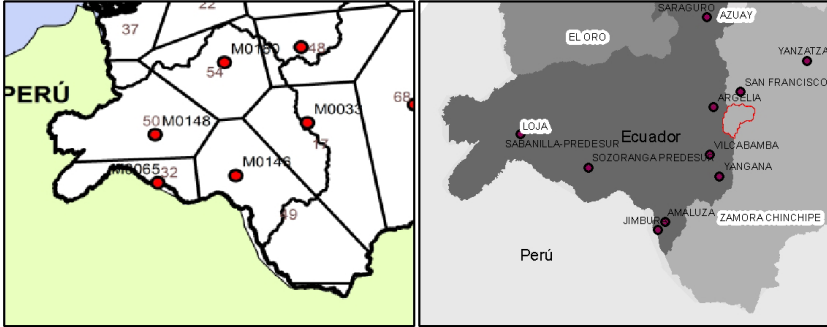
ZONA	CÓDIGO	NOMBRE ESTACIÓN	DURACIÓN	ECUACIÓN
69	M0710	CHONTA PUNTA	5 min < 21.04 min	$I_{TR} = 31.826 * Id_{TR} * t^{-0.113} R^2 = 0.9961$
			21.04 min < 90.62 min	$I_{TR} = 85.506 * Id_{TR} * t^{-0.443} R^2 = 0.9999$
			90.62 min < 1440 min	$I_{TR} = 585.79 * Id_{TR} * t^{-0.87} R^2 = 0.9935$
70	M0057	RIOBAMBA AEROPUERTO	5 min < 39.38 min	$I_{TR} = 168.81 * Id_{TR} * t^{-0.542} R^2 = 0.9911$
			39.38 min < 1440 min	$I_{TR} = 540.86 * Id_{TR} * t^{-0.859} R^2 = 0.9977$
71	M1036	RIOBAMBA POLITECNICA	5 min < 34.81 min	$I_{TR} = 147.31 * Id_{TR} * t^{-0.474} R^2 = 0.995$
			34.81 min < 1440 min	$I_{TR} = 633.7 * Id_{TR} * t^{-0.885} R^2 = 0.9996$
72	M0221	SAN CRISTÓBAL	5 min < 191.66 min	$I_{TR} = 33.576 * Id_{TR} * t^{-0.342} R^2 = 0.9888$
			191.66 min < 1440 min	$I_{TR} = 487.34 * Id_{TR} * t^{-0.851} R^2 = 1$

Nota. Elaboración propia con información obtenida de INAMHI (2019).

2.3.1.4 Consideraciones para la zona de estudio

La cuenca en estudio al ubicarse en la zona fronteriza entre la provincia de Zamora y Loja resulta evidente, como se muestra en la imagen 7, que pertenece a la zona M0033, que corresponde a la zona de la estación meteorológica de La Argelia; por lo que, asumiendo una duración de la tormenta igual al tiempo de concentración, se debe seleccionar la ecuación correspondiente para una intensidad máxima para una tormenta de diseño.

En la ecuación que se seleccione, Id_{TR} , corresponde a la intensidad resultante de la relación entre precipitación máxima en 24 horas para un periodo de 100 años en y un tiempo de 24 horas; t , es el tiempo de la tormenta de diseño, o el tiempo de concentración de cuenca, y finalmente I_{TR} es la intensidad de la tormenta de diseño para un periodo de 100 años.

Figura 26*Zonificación y ubicación de la cuenca de estudio*

Nota. Obtenido de *Determinación de ecuaciones para el cálculo de intensidades máximas de precipitación* (p. 192), por Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología, 2019, INAMHI.

Tomando, por ejemplo, un tiempo de concentración de 6.33 horas, es decir 379.8 minutos, y una precipitación máxima en 24 horas, media de la cuenca, para un periodo de retorno de 100 años igual a 84 mm, se debe seleccionar la ecuación correspondiente al intervalo de 44.17 Min < 1440 Min, es decir, $ITR = 328.11 * Id_{TR} * t^{-0.798}$ (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología, 2019), lo que daría como resultado:

$$I_{TR} = 328.11 * Id_{TR} * t^{-0.798} \quad 34$$

$$I_{TR} = 328.11 * \frac{84 \text{ mm}}{24 \text{ horas}} * 379.8 \text{ minutos}^{-0.798} \quad 35$$

$$I_{TR} = 328.11 * 3.5 \text{ mm/h} * 379.8 \text{ minutos}^{-0.798} \quad 36$$

$$I_{TR} = 10.03 \text{ mm/h} \quad 37$$

La intensidad encontrada se utilizará como insumo en modelos de lluvia-escorrentía con el fin de encontrar el caudal de diseño.

El valor puede utilizarse como un único pulso para los hidrogramas de diseño o puede desarrollarse un hietograma de diseño, es decir, en una serie temporal de láminas de precipitación distribuidas en intervalos (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología, 2019).

Δt . Para ello, primero se define la duración total de la tormenta D (consistente con el objetivo del modelo y la escala de la cuenca) y el paso de cálculo Δt . Luego se construye la curva de precipitación acumulada $PTR(t)$ a partir de la IDF evaluando la ecuación en duraciones discretas $tk=k\Delta t$; para cada tk se calcula la intensidad $ITR(tk)$ y se convierte a lámina acumulada mediante $PTR(tk)=ITR(tk) tk$ (verificando coherencia de unidades).

La precipitación incremental por bloque se obtiene por diferencias sucesivas:

$$\Delta P_k = P_{TR}(t_k) - P_{TR}(t_{k-1}) \quad 38$$

Con los incrementos ΔP_k definidos, se establece la distribución temporal del evento. En este documento se adopta el enfoque clásico de bloques alternos (Alternating Block Method) por su trazabilidad y aplicación extendida cuando se parte de una curva IDF. El método consiste en ordenar ΔP_k de mayor a menor y ubicar el incremento máximo en el centro del periodo D (o en la posición del pico previamente definida), colocando los siguientes incrementos alternativamente hacia la derecha e izquierda hasta completar la secuencia. El resultado es un hietograma con pico concentrado y con acumulados coherentes con la IDF para cada duración parcial considerada. Dado que la forma del hietograma puede modificar de manera sensible el caudal pico y el volumen efectivo simulados, la elección del patrón temporal debe justificarse en función de la finalidad del estudio y, si existe información regional de tormentas, contrastarse con distribuciones observadas.

Finalmente, el hietograma construido se verifica mediante dos controles: (i) cierre de masa, comprobando que $\Sigma \Delta P_k = PTR(D)$; y (ii) consis-

tencia temporal, confirmando que el incremento máximo se encuentra en la posición de pico establecida y que la discretización Δt no introduce artefactos numéricos en el modelo lluvia–escorrentía (particularmente en cuencas con tiempos de respuesta cortos).

Continuando con el ejemplo:

Datos de partida

$$t_c = 6.33 \text{ h} = 379.8 \text{ min} \quad 39$$

$$P_{24} = 84 \text{ mm} \quad 40$$

$$T_R = 100 \text{ años} \quad 41$$

Intensidad media diaria

$$Id_{TR} = \frac{P_{24}}{24} \quad 42$$

$$Id_{TR} = 84/24 \quad 43$$

$$Id_{TR} = 3.5 \text{ mm/h} \quad 44$$

Ecuación IDF seleccionada

$$I_{TR}(t) = 328.11 \cdot Id_{TR} \cdot t^{-0.798} \quad 45$$

Definición del paso temporal

$$\Delta t = 15 \text{ min} \quad 46$$

Definición de los tiempos parciales

$$t_k = k \cdot \Delta t \quad 47$$

Intensidad para cada intervalo

$$I_{TR}(t_k) = 328.11 \cdot Id_{TR} \cdot t_k^{-0.798} \quad 48$$

$$I_{TR}(15) = 328.11 \cdot 3.5 \cdot 15^{-0.798} \quad 49$$

Precipitación acumulada

$$P_{TR}(t_k) = I_{TR}(t_k) \cdot t_k \quad 50$$

$$P_{TR}(15) = I_{TR}(15) \cdot \left(\frac{15}{60}\right) \quad 51$$

Precipitación incremental (bloques del hietograma)

$$\Delta P_k = P_{TR}(t_k) - P_{TR}(t_{k-1}) \quad 52$$

$$\Delta P_1 = P_{TR}(15) \quad 53$$

$$\Delta P_2 = P_{TR}(30) - P_{TR}(15) \quad 54$$

$$\Delta P_3 = P_{TR}(45) - P_{TR}(30) \quad 55$$

Ordenamiento para bloques alternos

$$\Delta P_{max} \rightarrow \text{centro del hietograma} \quad 56$$

$$\Delta P_{k-1} \rightarrow \text{derecha} \quad 57$$

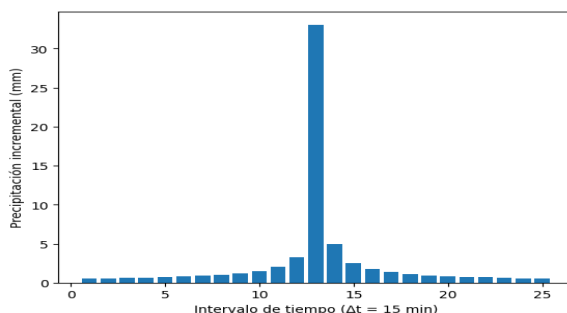
$$\Delta P_{k-2} \rightarrow \text{izquierda} \quad 58$$

Condición de cierre del hietograma

$$\sum_{k=1}^{\{n\}} \Delta P_k = P_{TR}(D) \quad 59$$

Tabla 9*Valores de las fórmulas*

$t \text{ min}$	$I_{TR} \text{ mm/h}$	$P_{acum} \text{ mm}$	$\Delta P \text{ mm}$
15	132.3021	33.07552	33.07552
30	76.09301	38.0465	4.970983
45	55.05844	41.29383	3.247328
60	43.76458	43.76458	2.470753
75	36.62593	45.78241	2.017824
90	31.66664	47.49996	1.717552
105	28.00132	49.0023	1.502343
120	25.17102	50.34205	1.339743
135	22.91296	51.55416	1.212109
150	21.06525	52.66313	1.108977
165	19.5225	53.68686	1.023728
180	18.21294	54.63882	0.951958
195	17.08598	55.52943	0.890615
210	16.10484	56.36695	0.837518
225	15.24214	57.15801	0.791061
240	14.47701	57.90805	0.750035
255	13.79331	58.62156	0.713512
270	13.1783	59.30233	0.680767
285	12.6218	59.95355	0.651225
300	12.1156	60.57798	0.624423
315	11.65294	61.17796	0.599985
330	11.22828	61.75556	0.577602
345	10.83697	62.31258	0.557016
360	10.4751	62.85059	0.538013
375	10.13936	63.371	0.520411

Figura 27*Histograma de diseño - Método de Bloques Alternos*

2.3.2 Caudal de diseño y socavación

2.3.2.1 Introducción

El cálculo de la escorrentía superficial que se produce cuando hay una precipitación de un nivel específico, o sea, la creación de un hidrograma (que refleja los caudales) a partir de un hietograma, que muestra las precipitaciones (Qi et al., 2020; Sarker y Leta, 2025). Este es un tema complejo, que requiere de un análisis minucioso, pero que ya ha sido planteado y abordado desde diversas formulaciones.

Podemos por un lado estudiar los caudales generados por diferentes eventos reales de precipitación considerando un modelamiento continuo en el tiempo, para observar la respuesta de una cuenca a los diferentes usos del suelo que dominan el territorio; pero, para analizar el comportamiento que tendrá alguna infraestructura civil, frente a eventos de cierta magnitud y frecuencia, o concretamente para su diseño, es necesario determinar una tormenta de diseño para obtener un hidrograma de diseño (Sarker y Leta, 2025). Para el caso de puentes, la magnitud y frecuencia del evento deben estar asociadas a un evento de 100 años.

El procedimiento de forma general contempla tres etapas: obtener un hietograma de diseño (periodo de retorno de cien años), la separación

de la precipitación adecuada, es decir, tener la altura de escorrentía superficial (agua que no infiltra y aporta directamente al caudal del cauce principal), también conocida como precipitación neta, y finalmente la obtención de un hidrograma de diseño, cuyo valor más importante es el caudal pico. Este procedimiento implica el uso de modelos de “Lluvia - Escorrentía”, que consisten en el uso de hidrogramas sintéticos y unitarios (Hunt et al., 2024; U.S. Army Corps of Engineers, n.d.-b).

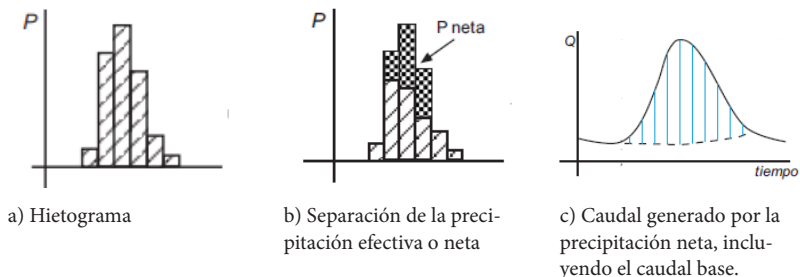
De tenerse los datos de una estación hidrológica, es decir, datos de caudales, se debe realizar un procedimiento conocido como “Tránsito de Avenidas” o “Tránsito de Hidrogramas”, para estimar la magnitud de caudal pico a medida que el caudal circula a lo largo del cauce hasta llegar al punto de implantación del puente; de igual manera, deben incluirse las aportaciones de caudal que se vayan generando por diferentes tributarios, además, de la escorrentía generada aguas abajo del punto de medición hidrológica. Este procedimiento a pesar de no ser común es propio de ríos importantes, y dado a que es prácticamente imposible que una estación hidrológica coincida en un punto cercano a la implantación de un puente, es deber del proyectista determinar si utiliza un modelo de Lluvia - Escorrentía o el Tránsito de Avenidas para determinar el caudal de diseño (U.S. Army Corps of Engineers, n.d.-b, 2000).

Es importante tener en cuenta también que si el puente que se pretende diseñar tiene una cuenca de aportación muy grande, donde las precipitaciones no son uniformes, es decir, no se presentan de forma simultánea en toda la cuenca, sino más bien en lugares puntuales de la misma, se deben estimar los caudales para las subcuencas que la componen y realizar un tránsito de estos caudales hasta el punto de interés. El modelo semidistribuido de HEC HMS facilita en gran medida este trabajo. Sin embargo, recae en el criterio técnico del proyectista determinar si la precipitación de la cuenca en estudio se puede considerar como uniforme o no, debido a que las condiciones meteorológicas para diferentes latitudes no son las mismas (U.S. Army Corps of Engineers [USACE], 2026; U.S. Army Corps of Engineers, 2000).

En la figura 28 se esquematiza el procedimiento que implica el uso de modelos de “Lluvia Escorrentía”.

Figura 28

Esquemización del procedimiento asociado a los modelos lluvia

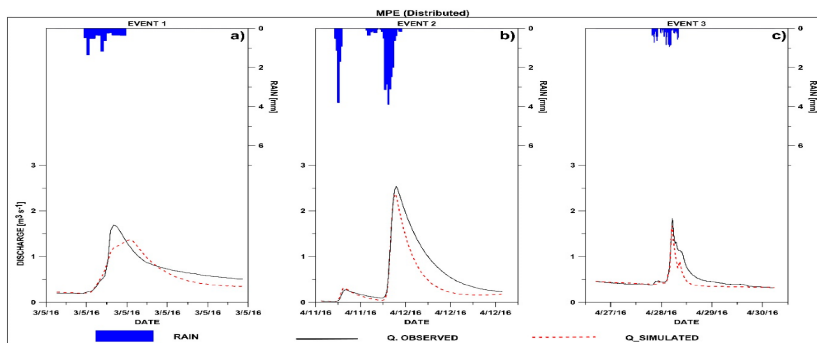


Nota. Tomado de Sánchez San Román (2018).

Un ejemplo de hietogramas reales acompañados de sus respectivos hidrogramas; además de su calibración; se presenta en la figura 29, la cual corresponde a la respuesta hidrológica ante diferentes sucesos de precipitación de una cuenca altoandina.

Figura 29

Simulación hidrológica para la cuenca El Carmen, alturas de precipitación y valores de caudal observados



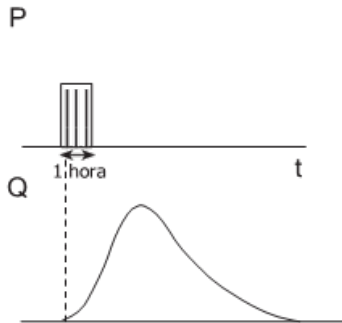
Nota. Tomado de Mejía-Veintimilla et al. (2019).

2.3.2.2 Hidrogramas unitarios sintéticos

Un Hidrograma Unitario (HU) es el gráfico de escorrentía directa producido a la salida de una cuenca si sobre la misma se presentara una unidad de precipitación efectiva para una duración determinada, (1 mm durante 1 hora), si se presentara una precipitación de 2 mm, bastaría con multiplicar por 2 las ordenadas de todos los puntos del hidrograma. Por lo tanto, es posible calcular hidrogramas utilizando datos de lluvias y caudales, por medio de la creación de un homólogo hidrograma unitario para una cuenca con una latitud determinada que presenta rasgos morfométricos únicos y un régimen de caudales característico (U.S. Army Corps of Engineers, n.d.-c).

Figura 30

Esquematización del hidrograma unitario



Nota. Tomado de Sánchez San Román (2018).

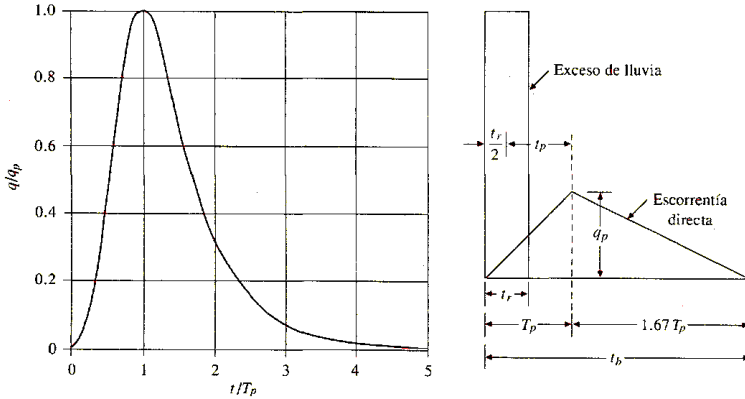
Pero dado a que la mayoría de las cuencas no son aforadas, o tienen escasos registros, es necesario utilizar hidrogramas preparados para cuencas diferentes, pero con características similares, siendo estos hidrogramas sintéticos, es decir, hidrogramas contruidos a partir de hidrógrafas observadas y desarrollados para ser replicados (Hunt et al., 2024; U.S. Army Corps of Engineers, n.d.-b).

El propósito de un HU sintético es calcular el valor de la respuesta hidrológica de una cuenca como consecuencia de un suceso de precipitaciones. Estos se componen de fórmulas empíricas que, apoyándose en las propiedades morfométricas de la cuenca (como longitud del cauce, pendiente media, superficie, entre otros), ofrecen una estimación del caudal pico o del hidrograma. Estas fórmulas empíricas funcionan como modelos lluvia-escurrimiento que, en resumen, posibilitan la obtención de los caudales máximos para diversos periodos de retorno usando valores de intensidad de precipitación.

Los hidrogramas unitarios tienen la particularidad de ser adimensionales, es decir, otorgan un valor inicial de caudal por unidad de drenaje. La escurrimiento generada por una precipitación efectiva de una pulgada durante cualquier periodo de tiempo corresponde a la definición original; en unidades del Sistema Internacional, los textos de habla hispana suelen expresarla como 1 mm o 1 cm de precipitación efectiva (Sherman, 1932; Chow et al., 1988).

2.3.2.2.1 Hidrograma del servicio de conservación de suelos (SCS). Este método, originado por el SCS y también denominado número de curva, se compone de: una estimación del volumen de escurrimiento que se deriva de una precipitación-escurrimiento directo, y la segunda se determina el tiempo de distribución del escurrimiento, incluyendo el caudal de punta (U.S. Army Corps of Engineers, n.d.-c).

Este hidrograma unitario adimensional se desarrolló a partir de varios hidrogramas de cuencas rurales de diferentes tamaños en Estados Unidos, en un rango de 0.25 ha hasta 1000 km² y de amplio rango de zonas climáticas como áreas húmedas y desiertos. Ha demostrado tener una alta validez en cuencas rurales de tamaño pequeño y mediano, pero dadas las condiciones de uso del suelo asociadas a cuencas rurales de Estados Unidos (mayoritariamente agrícola) y de baja pendiente, el método suele sobreestimar el caudal pico que podría presentarse, especialmente en cuencas mayoritariamente boscosas y de poca influencia antrópica. En la figura 31 se presenta el modelo conceptual del hidrograma unitario.

Figura 31*Modelo conceptual del hidrograma unitario de la SCS*

Nota. Tomado de Chow et al. (1994).

El caudal pico, en $\text{m}^3/\text{s}/\text{mm}$ se calcula mediante la expresión:

$$q_p = \frac{0,208A}{t_p} \quad 60$$

Donde A es el área de la cuenca, en km^2 , y T_p es el tiempo al pico, en horas, estimado mediante la expresión:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r \quad 61$$

Donde D es la duración de la lluvia en exceso, en horas, y t_{lag} es el tiempo de retraso de la cuenca, también en horas. Este último se estima a partir del tiempo de concentración (Natural Resources Conservation Service, 2024; U.S. Army Corps of Engineers, n.d.-c):

$$t_r = 0,6 t_c \quad 62$$

Además, la duración en exceso; en horas, con la que se tiene mayor gasto pico, se calcula aproximadamente como:

$$d_e = 2\sqrt{t_c} \quad 63$$

Y el tiempo base t_b , en horas, se calcula con la expresión:

$$t_b = 2,67t_p \quad 63$$

Utilizando los factores adimensionales proporcionados por la SCS se puede graficar el hidrograma unitario adimensional suavizado, teniendo en cuenta que los factores corresponden a abscisas y los factores corresponden a ordenadas. La tabla 10 presenta los factores adimensionales para el hidrograma suavizado.

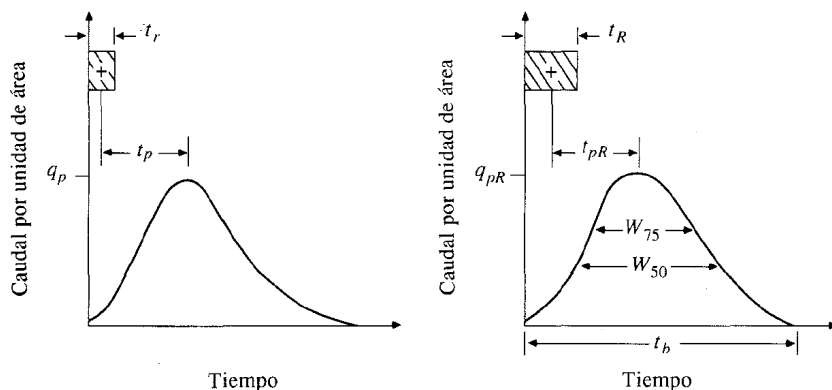
Tabla 10

Valores t/p y q/q_p para el hidrograma unitario del SCS

Tiempo (horas) = $(t/t_p) \cdot t_p$	$U \text{ (m}^3\text{/s/mm)} = (q/q_p) \cdot q_p$
0	0
0.1	0.015
0.2	0.075
0.3	0.16
0.4	0.28
0.5	0.43
0.6	0.6
0.7	0.77
0.8	0.89
0.9	0.97
1	1
1.1	0.98

Tiempo (horas) = $(t/tp)*tp$	U ($m^3/s/mm$) = $(q/qp)*qp$
1.2	0.92
1.3	0.84
1.4	0.75
1.5	0.65
1.6	0.57
1.8	0.43
2	0.32
2.2	0.24
2.4	0.18
2.6	0.13
2.8	0.098
3	0.075
3.5	0.036
4	0.018
4.5	0.009
5	0.004

2.3.2.2.2 Hidrograma unitario sintético de Snyder. Snyder trabajó en las cuencas de los montes Apalaches (clima templado húmedo y de cobertura mayoritariamente boscosa) y cuyos tamaños variaban desde los 30 a los 30 000 km². Snyder sintetizó los hidrogramas encontrados para formular un único hidrograma sintético unitario que se muestra en la figura 32.

Figura 32*Hidrograma unitario sintético de Snyder*

Nota. Tomado de Chow et al. (1994).

Acorde a lo establecido por Snyder, el tiempo de retardo de la cuenca, en horas, establecido para su hidrograma unitario sintético, se determina mediante la expresión (Snyder, 1938; U.S. Army Corps of Engineers, n.d.-c):

$$t_p = 0,75 \frac{1.65}{(\sqrt{i})^{0.38}} (L \cdot Lc)^{0.3}$$

64

Donde L es la longitud del río principal, medida en kilómetros desde el punto de interés hasta la divisoria de aguas; Lc es la distancia en kilómetros, desde el punto de interés, entre la estación inicial y el centro de gravedad de la cuenca; i representa la pendiente del cauce principal, expresada en metros por metro. La duración de la lluvia neta en horas, adoptada por Snyder como duración estándar de lluvia, se determina mediante la expresión (Snyder, 1938; U.S. Army Corps of Engineers, n.d.-c):

$$t_r = \frac{t_p}{5,5} \quad 65$$

El caudal pico del hidrograma sintético, indicado por unidad de área de drenaje en $\text{m}^3/\text{s}/\text{cm.km}^2$, se calcula mediante la expresión (Snyder, 1938; U.S. Army Corps of Engineers, n.d.-c):

$$q_p = \frac{2,75 C_p}{t_p} \quad 66$$

Donde C_p es un coeficiente adimensional, que según Linsley varía entre 0.56 y 0.69, tomando valores mayores en cuencas con grandes pendientes. Teniendo en cuenta que el tiempo de duración de lluvia neta es muy diferente al tiempo de retardo, este último se determina mediante la expresión (Snyder, 1938; Chow et al., 1988; U.S. Army Corps of Engineers, n.d.-c):

$$t_{pR} = t_p + \frac{t_R - t_r}{4} \quad 67$$

El caudal pico, por unidad de área de drenaje, del hidrograma sintético unitario se mesura mediante la expresión:

$$q_{pR} = \frac{q_p t_p}{t_{pR}} \quad 68$$

El tiempo base del hidrograma sintético unitario responde a la relación:

$$t_b = \frac{5,56}{q_{pR}} \quad 69$$

El caudal pico final (Q_p), con el que se grafica el hidrograma, se determina multiplicando el caudal pico específico del hidrograma sin-

tético unitario (qp o qpR , según corresponda) por el área de la cuenca (A), expresada en km^2 .

Adicionalmente se debe calcular el ancho en horas del hidrograma a un caudal igual al 75 % del caudal pico, W_{75} y al 50 % del caudal pico, W_{50} . Para ello se aplican las siguientes ecuaciones (Snyder, 1938; Chow et al., 1988):

$$w_{75} = 1,22 q_{pR}^{-1,08} \quad 70$$

$$w_{50} = 2,14 q_{pR}^{-1,08} \quad 71$$

Usualmente un tercio de los valores de W_{75} y W_{50} se distribuyen antes del momento en que se produce el pico en el hidrograma unitario y dos tercios después de dicho pico (Snyder, 1938; Chow et al., 1988).

2.3.2.2.3 Hidrograma de Témez. La estimación del tiempo de retardo a partir del tiempo de concentración es la diferencia principal respecto a otros enfoques similares al SCS. Su aplicación ha sido documentada en diferentes condiciones climáticas de España y en cuencas menores a $2000 km^2$ (Témez, 1991).

Tiempo de retardo (Lag) en horas, se determina a través de la expresión:

$$t_r = \frac{3}{8} t_c - \frac{1}{8} D \quad 72$$

Donde t_c es el tiempo de concentración en horas y D es la duración de la precipitación neta en horas; el método supone que D es inferior o cercana a $1/5$ del tiempo de concentración. El tiempo de punta en horas es igual a (Témez, 1991):

$$t_p = 0.5 D + t_r \quad 72$$

Por otro lado, el tiempo de la base en horas se determina a través de la expresión:

$$t_b = D + t_c \quad 73$$

Finalmente, el caudal pico (m^3/s), se determina mediante la relación:

$$Q_p = \frac{P \cdot A}{1.8 t_b} \quad 74$$

Donde P es la precipitación neta o efectiva en mm y A es la superficie de la cuenca en km^2

2.3.2.2.4 MÉTODO DE CHOW

Este método se puede aplicar solamente a cuencas no urbanas con área inferior a 25 km^2 , y permite estimar el gasto pico. El caudal pico se obtiene aplicando la ecuación (Chow et al., 1988):

$$Q_p = \frac{0,278 P_e A}{d_e} Z \quad 75$$

El pico de caudal, expresado en metros cúbicos, representa la precipitación efectiva derivada de la metodología del número de la curva por medio de la precipitación total, el área de la cuenca en kilómetros cuadrados, la duración excesiva en horas y un factor de reducción de pico que se calcula en función de la duración excesiva y del tiempo de retardo del hidrograma. El tiempo de retardo se determina mediante la expresión:

$$t_r = 0,005 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0,64} \quad 76$$

Donde L es la longitud del cauce principal, en m; S es su pendiente, en %; y tlag es el tiempo de retraso, en horas. El factor Z se calcula en función de la relación entre la duración en exceso y el tiempo de retraso; para valores entre 0.05 y 0.4 se aplica la siguiente expresión (Chow et al., 1988):

$$Z = 0,73 \left(\frac{d_e}{t_e} \right)^{0,97} \quad 77$$

Y para valores entre 0.4 y 2.0 se aplica la ecuación:

$$Z = 1,89 \left(\frac{d_e}{t_e} \right)^{0,23} \quad 78$$

Finalmente, si la relación es mayor que 2.0, se considera Z igual a la unidad.

2.3.2.3 Modelamiento hidráulico

2.3.2.3.1 Datos de topografía y elevación del terreno. La topografía es uno de los insumos más importantes en esta etapa pues constituye la información del canal por el que circulará el caudal a la salida de la cuenca. Se debe realizar un levantamiento que incluya información completa y detallada del lugar de implantación del puente, así como sus valores agua abajo y arriba del mismo, para efectos de modelamiento hidráulico (Shekar y Mathew, 2024).

Dependiendo del caudal circulante, de la accesibilidad al lugar de estudio y de las herramientas disponibles, los estudios topográficos pueden limitarse al levantamiento a través de herramientas como una Estación Total o una estación RTK, más, sin embargo, de tratarse de cauces de profundidad considerable, será necesario el uso de sensores remotos o drones acuáticos para batimetría (Shekar y Mathew, 2024). En la figura 33 se muestran fotografías con levantamientos reales de batimetrías.

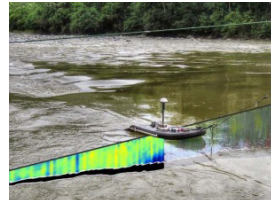
Dependiendo de la accesibilidad, las secciones de aguas abajo y aguas arriba pueden ubicarse a no más de 100 metros de la implantación del puente. Además, el levantamiento debe cubrir como mínimo un 50 % de la distancia del espejo de agua medido desde los márgenes del río.

Figura 33*Levantamientos de batimetrías en diferentes cauces naturales*

a) Levantamiento con estación total en cauce profundo.



b) Levantamiento con estación total en una quebrada.



c) Levantamiento con sensor remoto.

Nota. Tomado de A1 topografía, n.d.; Borbón Fajardo Consultores, n.d.; ENERTEK GLOBAL, n.d.

Es importante también al momento de realizar el estudio topográfico constatar las alturas de las marcas en los márgenes del río para tener un punto de referencia al momento de realizar el modelamiento hidráulico, ya que estos suelen señalar la altura que toma el agua cuando se presentan valores altos de caudal. En la figura 34 se muestra cómo se pueden identificar claramente márgenes en cauces naturales.

Figura 34*Márgenes y bancos en un cauce natural***a****b**

Nota. Tomado de Oh et al. (2021).

2.3.2.4 Coeficiente n de Manning para cauces naturales

Los coeficientes de rugosidad para el fondo del canal y para los márgenes de los ríos se pueden determinar siguiendo el procedimiento explicado por el USGS. El cual consiste en la identificación del tipo de canal, la comparación del canal con fotografías y descripciones de otros canales, además de a comprobación a través de aforos (Chow et al., 1988; Hunt et al., 2024).

En una primera instancia, se debe identificar los factores que causan la rugosidad, los potenciales elementos que pudiesen afectar al tránsito del flujo, además se debe planificar la forma en que se los va a cuantificar. Posteriormente se debe tomar una sección sin meandros y de apariencia uniforme, en este tramo es importante identificar el tamaño del material que podría afectar el flujo normal del río, tales como rocas, vegetación o raíces (Chow et al., 1988; Hunt et al., 2024).

Una vez caracterizada la sección escogida, se debe asignar un valor de n a partir de tablas y/o fórmulas para cada factor a considerarse, estos incluyen la existencia de mandos, la forma del fondo y toda obstrucción en el cauce. Con estos valores parciales de rugosidad se obtiene un valor ponderado, el cual se puede comparar con otros canales y ríos de apariencia similar, cuyo valor de rugosidad ha sido verificado in situ a través de aforos con valores velocidad del flujo, calado y topografía (Chow et al., 1988; Hunt et al., 2024).

Finalmente, si es posible, se debe verificar el valor obtenido a través de aforos in situ, ajustando el valor calculado de ser necesario. La tabla 11 muestra los valores parciales del coeficiente de Manning n . Se considera el material del que está hecho el cauce, se proporciona un valor en función de la cantidad de irregularidad y se tiene en cuenta la variación de las dimensiones y la representación de la sección transversal, considera las obstrucciones formadas por arrastres, raíces, etc., indica la oposición al flujo debida a la vegetación y corresponde a la tortuosidad del cauce.

Tabla 11*Valores parciales del coeficiente de Manning*

Condición general	n_1
Cauces de tierra	0.010
Cauces en grava fina	0.014
Cauces en roca	0.015
Cauces en grava gruesa	0.028
Condición de regularidad	n_2
Cauces parejos	0.010
Cauces irregulares	0.015
Muy irregulares	0.028
Cambio de la forma de la sección	n_3
Graduales	0.000
Ocasionales	0.005
Frecuentes	0.010 - 0.015
Obstrucciones	n_4
De efecto inapreciable	0.000
De efecto apreciable	0.030
De mucho efecto	0.060
Vegetación	n_5
De poco efecto	0.005 a 0.010
De efecto medio	0.010 a 0.025
De mucho efecto	0.025 a 0.050
De muchísimo efecto	0.050 a 0.100
Lm/Ls	n_6
De 1.0 – 1.2	1.0
1.2 – 1.5	1.15
> 1.5	1.30

Nota. Tomado de Oñate Valdivieso (2025).

Para el factor, Ls es la longitud del tramo recto y Lm es la longitud total del tramo incluyendo meandros, Finalmente, el valor global de n para el cauce y/o para los bancos se obtiene mediante la expresión (Oñate Valdivieso, 2025):

$$n = (n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5) n_6$$

2.3.2.5 Modelamiento hidráulico con HEC-RAS

El Hydrologic Engineering Center, cuerpo de ingenieros del Ejército de EE. UU., desarrolló el modelo hidráulico HEC-RAS. El modelo numérico posibilita que se lleven a cabo análisis de flujo permanente unidimensional (1D) con variaciones progresivas en cauces naturales, independientemente de la geometría de sus secciones transversales. El sistema tiene la capacidad de calcular el perfil de flujo en régimen estacionario y no estacionario, también cuenta con un módulo básico para estimar la movilización de sedimentos y hacer diversos cálculos relacionados con el diseño hidráulico (U.S. Army Corps of Engineers, 2024).

HEC-RAS impone algunas hipótesis implícitas en las ecuaciones del modelo numérico, las cuales son:

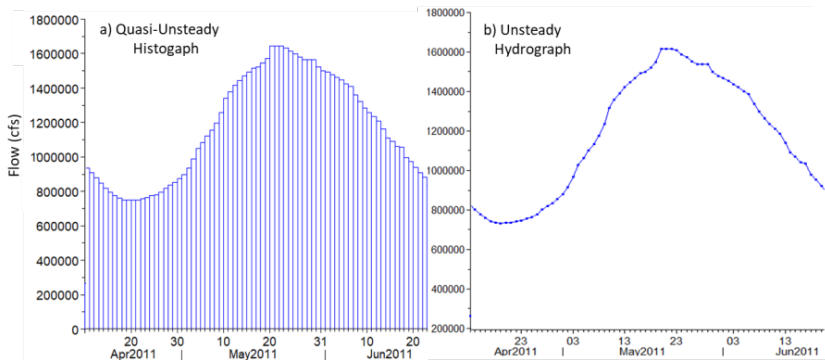
- El flujo es permanente.
- A excepción de ciertas estructuras hidráulicas donde se utiliza la ecuación de cantidad de movimiento o las ecuaciones empíricas de flujo rápidamente variable, el flujo es gradualmente variable.
- El flujo es de una sola dimensión (La versión 6.0 incluye un modelamiento bidimensional para el cálculo hidráulico y el arrastre de sedimentos).
- Las pendientes son inferiores a 10 % (U.S. Army Corps of Engineers, 2024).

HEC RAS a partir de la versión 5.0 viene incorporando dos enfoques hidrodinámicos para el análisis del transporte de sedimentos Flujo cuasi-inestable y flujo inestable. El modelo cuasi-inestable de hidrodinámica simula la serie de flujo mediante una secuencia de cálculos de flujo constante. Los parámetros hidrodinámicos para el modelo de sedimentos se determinan utilizando el motor de flujo constante HEC-RAS, y posteriormente se implementan en intervalos de tiempo específicos para calcular el transporte temporal de los sedimentos. HEC-RAS tiene la

capacidad de realizar simulaciones de flujo inestable sin la presencia de sedimentos. La elaboración de un modelo hidráulico estable, calibrado y preciso constituye la etapa inicial en el modelado de sedimentos inestables (U.S. Army Corps of Engineers, n.d.-a). En la figura 35 se muestran ejemplos de hidrogramas preparados para un flujo a) cuasi-inestable y b) inestable, siendo el más común para arrastre de sedimentos el flujo cuasi-inestable, debido a que el flujo inestable requiere de un ingreso de datos más robusto.

Figura 35

Hidrogramas para un flujo a) cuasi-inestable y b) inestable



Nota. Obtenido de *HEC-RAS 1D Sediment Transport* (p. 3), por U.S. Army Corps of Engineers, 2026c, U.S. Army of Corps of Engineers

Para modelamientos de corto tiempo es preferible utilizar el método cuasi-inestable pues no conserva el flujo; de tratarse de modelamientos con un tiempo extendido puede introducir errores inaceptables, particularmente en sistemas con almacenamiento significativo (U.S. Army Corps of Engineers, n.d.-a).

Para analizar sedimentos en HEC-RAS, se debe escoger una función para el transporte de sedimentos. Los modelos que vienen incluidos son Engelund-Hansen, Ackers-White, Laursen (Copeland), Myer Peter Müller, Toffaleti, MPM-Toffaleti, Yang y Wilcock-Crowe (U.S. Army Corps of En-

gineers, 2026d). Asimismo, se debe seleccionar un método de clasificación; o sea, la manera de calcular las capacidades específicas de transporte del tipo de grano y acorazamiento; tres métodos vienen incluidos, Thomas (Ex5), Copeland (Ex7) y Active Layer siendo altamente recomendado para lechos de río con grava utilizar este último debido a que busca incorporar los métodos de acorazamiento de Thomas y Copeland asumiendo el grosor de la capa activa como d_{90} (tamaño de partícula correspondiente al 90 % que pasa), siendo los otros dos métodos más óptimos para lechos de río mayoritariamente de arena (U.S. Army Corps of Engineers, 2026a). Además, es exigido seleccionar un método de velocidad de caída de partícula, es recomendado utilizar un método asociado a la función de transporte, siendo esta una consideración no excluyente pudiendo escogerse entre los métodos Toffaleti, Van Rijn y Rubey (U.S. Army Corps of Engineers, 2026b).

HEC-RAS requiere también que se incluyan datos de sedimentos en cada límite del modelo de aguas arriba e incluye sedimentos locales, laterales y opcionales, el método más común es el de la carga de equilibrio que únicamente establece estos límites aguas arriba, calcula la carga de sedimento límite a partir de la gradación del lecho y la capacidad de transporte, este método es popular porque es fácil, evita el preprocesamiento robusto involucrado. Sin embargo, es a menudo insuficiente, por lo que su uso debe ser precavido. Finalmente, HEC-RAS necesita que se especifique al menos un conjunto de propiedades del material para cada banco en el que realiza un análisis de quiebras bancarias, existen materiales existentes por defecto, pero pueden incluirse materiales distintos con propiedades particulares de densidad, ángulo de fricción, cohesión erosionabilidad, esfuerzo cortante crítico, entre otros (U.S. Army Corps of Engineers, 2026d).

2.3.2.6 Erosión y socavación método de Lischtván-Levediev

Se trata de un modelo flexible, que necesita datos relativamente fáciles de conseguir para ser utilizado. Este modelo posibilita la estimación del valor de la altura de socavación general en una sección transversal de

un río. Asimismo, permite estudiar la socavación causada por contracciones en secciones donde el área ha disminuido debido a infraestructuras civiles (Scacchi et al., 2001).

Para establecer el diámetro medio en el caso de materiales granulares y la densidad seca cuando se refiere a suelos cohesivos, es indispensable tener la curva granulométrica del material que representa cada capa del fondo. Asimismo, es necesario saber la densidad del agua y los sedimentos cuando ocurren inundaciones torrenciales (Scacchi et al., 2001).

Este método es útil para el cálculo de la socavación general del cauce durante caudales de gran magnitud independientemente de que exista o no un puente. Si es utilizado para el cálculo de la socavación localizada en estribos, pilares, columnas, pilotes o zapatas, se debe adicionar el efecto de contracción, pues la luz libre se reduce (Shahriar et al., 2023).

El método propuesto por Lischtvan-Levediev se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media (U) medida en un tramo y la velocidad media erosiva (Ve). También supone que el caudal unitario de cada franja que compone el cauce natural permanece constante durante la aparición del caudal torrencial y el proceso erosivo (Scacchi et al., 2001).

Las fórmulas para determinar la socavación en suelos granulares no cohesivos son:

$$Hs = \left(\frac{\alpha h_0^{5/3}}{0.68 \beta \mu \varphi D_m^{0.28}} \right)^{\left(\frac{1}{1+z} \right)}$$

79

Donde

Hs es la profundidad de socavación general en el punto de análisis; h_0 es el tirante inicial;

β es el coeficiente asociado a la frecuencia del evento;

μ es el factor por efectos de contracción del cauce;

φ es el factor de corrección por transporte de sedimentos; y

D_m es el diámetro medio del material del lecho.

Este último depende tanto del caudal como del tirante medio en la sección transversal analizada.

El factor se puede determinar mediante la expresión:

$$\alpha = \frac{Qd}{h_m^{5/3} B e} \quad 80$$

Donde h_m es el tirante medio de la sección transversal analizada y B es el ancho del espejo de agua del canal. El coeficiente se puede obtener mediante la ecuación:

$$\beta = -0.049 \ln(Tr) + 1.0079 \quad 81$$

Donde Tr es el periodo de retorno del evento en análisis en años, el factor debe ser calculado mediante la expresión:

$$\mu = 1 - \frac{0.387 U}{L} \quad 82$$

Donde V es la velocidad media del tramo, en m/s, y L es la longitud de la luz libre. En caso de que no existan obstrucciones asociadas a infraestructura civil, el factor de contracción debe tomarse igual a 1. El coeficiente se puede determinar mediante la ecuación:

$$\varphi = -0.54 + 1.5143 \gamma m \quad 83$$

Donde γm es el peso específico de la mezcla agua-sedimento, en t/m^3 . Cuando γm es igual a $1 t/m^3$, el coeficiente toma un valor igual a la unidad. El tamaño medio de las partículas puede determinarse mediante la expresión:

$$D_m = \frac{\sum d_i p_i}{100} \quad 84$$

Donde d_i es el diámetro del tamiz y w_i es el peso retenido de la muestra. Finalmente, el parámetro correspondiente se obtiene mediante la ecuación:

$$z = -0.0089 \log^2 D_m - 0.041 \log D_m + 0.395 \quad 85$$

Por el contrario, para suelos cohesivos, la fórmula para determinar la socavación es la siguiente:

$$H_s = \left(\frac{\alpha h_0^{5/3}}{4.7 \beta \mu \varphi D_{84}^{0.092}} \right)^{\left(\frac{D_{84}^{0.092}}{0.223 + D_{84}^{0.092}} \right)} \quad 86$$

Donde d_{84} corresponde al tamaño de partícula para el cual pasa el 84 % de la muestra en la curva granulométrica (Scacchi et al., 2001).

2.3.2.7 Consideraciones para la zona de estudio

Se deben definir como objetivos mínimos a) el nivel máximo de crecida en el eje donde se construirá el puente, para un periodo de retorno de 100 años, b) la socavación general en función de las características granulométricas predominantes en las secciones analizadas, señalando el tipo de material y su diámetro medio, con la cota de socavación máxima para cada sección analizada. Ambos objetivos deben considerarse para secciones de aguas abajo y arriba del puente.

Para el cálculo de socavación es necesario recolectar tres muestras representativas del material de arrastre de fondo, realizar el estudio granulométrico y de densidad del material y el diámetro medio del material del lecho.

Para el río Zavanilla se asume, en este caso, un material no cohesivo compuesto por arenas, gravas y piedras de gran tamaño. La inspección visual inicial evidencia un canal natural bien encauzado y mayoritariamente rocoso, los márgenes son uniformes, el cauce natural se ve obstruido por

rocas de gran tamaño y una ligera presencia de vegetación, en la figura 36 se muestran fotografías del río Zavanilla.

Figura 36

Fotografías del río Zavanilla



a) Sección aguas arriba del puente.

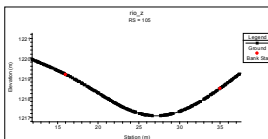


b) Sección aguas abajo del puente

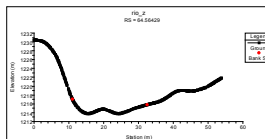
La topografía muestra que las secciones no son regulares y tienden a cambiar de forma, el tramo analizado es de tortuosidad despreciable, en la figura 37 se muestran las secciones transversales obtenidas del estudio de batimetría. Los puntos del levantamiento fueron interpolados en un GIS y los resultados exportados a HEC RAS.

Figura 37

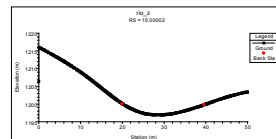
Secciones transversales del río Zavanilla en la zona de implantación del puente



a) Sección aguas arriba

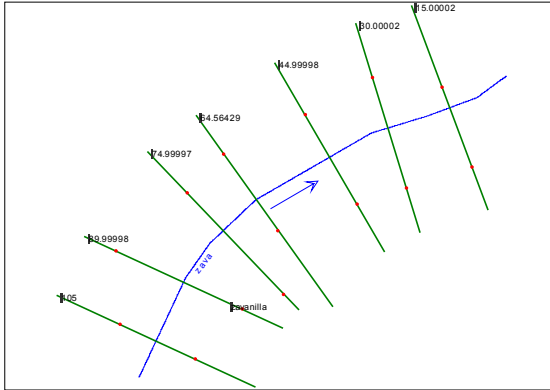


b) Sección emplazamiento del puente

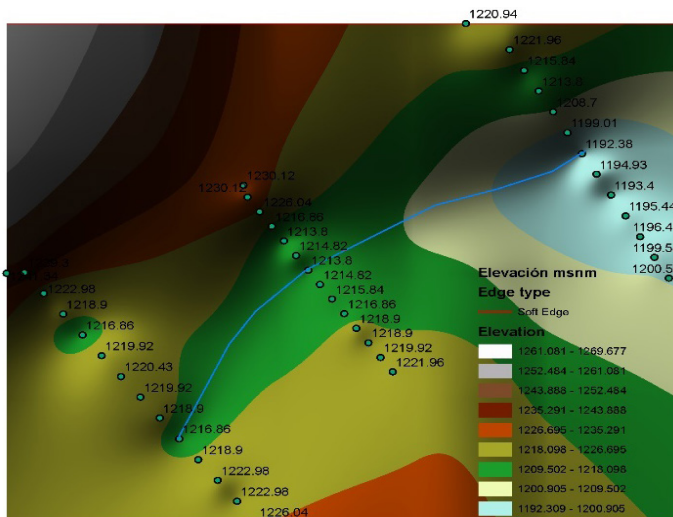


c) Sección aguas abajo

El tramo en estudio se muestra en la figura 38, donde se puede observar que la tortuosidad de este es despreciable.

Figura 38*Tramo en estudio río Zavanilla*

La figura 39 muestra la superficie de interpolación generada en ArcGIS a partir del estudio de batimetría.

Figura 39*Superficie de interpolación generada en ArcGIS*

El muestreo del material de arrastre de fondo se muestra en la tabla 12 cuya respectiva curva granulometría se muestra en la figura 40.

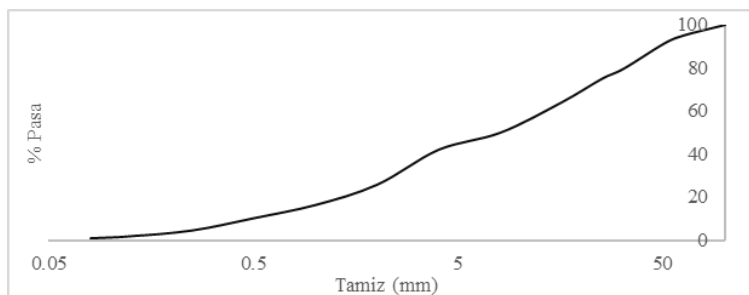
Tabla 12

Muestreo de material de arrastre de fondo

Tamiz (mm)	Peso pasa (kg)	Peso Retenido (kg)	Retenido Acumulado (kg)	% Retenido	%Retenido acumulado	%Pasa
100	295.4	0	0	0	0	100
63	281.12	14.28	14.28	4.83412322	4.83412322	95.1658768
50	269.4	11.72	26	3.96750169	8.80162492	91.1983751
32	235.54	33.86	59.86	11.4624238	20.2640487	79.7359513
25	221.6	13.94	73.8	4.71902505	24.9830738	75.0169262
16	189.74	31.86	105.66	10.7853758	35.7684496	64.2315504
8	147.85	41.89	147.55	14.1807718	49.9492214	50.0507786
4	124.53	23.32	170.87	7.8943805	57.8436019	42.1563981
2	76.61	47.92	218.79	16.2220718	74.0656737	25.9343263
1	48.85	27.76	246.55	9.39742722	83.4631009	16.5368991
0.5	30.74	18.11	264.66	6.13067028	89.5937712	10.4062288
0.25	13.94	16.8	281.46	5.68720379	95.2809749	4.71902505
0.125	6.01	7.93	289.39	2.6844956	97.9654705	2.03452945
0.08	3.21	2.8	292.19	0.9478673	98.9133378	1.08666215

Figura 40

Curva granulométrica río Zavanilla



Un factor adicional que considerar es el acorazamiento, para seleccionar el más adecuado método de clasificación en HEC RAS, la posibilidad de acorazamiento de un lecho puede juzgarse por medio de la desviación estándar σ , un valor de $\sigma > 3$ sugiere la posibilidad de este fenómeno, se determina mediante la expresión:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum \text{Peso Retenido}}{\sum (\text{Diámetro tamiz} - \text{Peso Retenido})} \frac{\sum \text{Peso Retenido}}{\sum \text{Diámetro tamiz} \cdot \text{Peso Retenido}}} \quad 87$$

De la curva granulométrica se obtuvo un valor de desviación estándar igual a 17.17, por lo que se asume una alta probabilidad de acorazamiento, y es necesario utilizar el modelo clasificación de Active Layer, además un modelo de transporte de sedimentos asociado a lechos de grava o aluviales como Yang o Meyer-Peter Müller y un método de velocidad de caída de partículas asociado a cada modelo.