

**ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL MANEJO DE
ESCORRENTÍA SUPERFICIAL DE LA CANTERA ÑAJÚ, PANAMÁ
CEMENTOS ARGOS S.A.**

Informe Final

Por:



Medellín, Marzo de 2014

TABLA DE CONTENIDO

| | | |
|-------|--|----|
| 1. | Introducción..... | 1 |
| 2. | Localización del área de estudio | 1 |
| 3. | Diagnóstico actual del manejo de la escorrentía superficial | 1 |
| 3.1 | Frente de explotación o zona de PIT | 2 |
| 3.2 | Planta de trituración..... | 3 |
| 3.3 | Piscinas sedimentadoras o “tinas” | 5 |
| 3.4 | Vías internas | 6 |
| 3.5 | Descargas a fuentes naturales de agua y captaciones | 7 |
| 3.6 | Obras de paso sobre corrientes superficiales..... | 12 |
| 3.7 | Análisis de laboratorio | 14 |
| 4. | Estudio hidrológico | 15 |
| 4.1 | Estimación de caudales máximos en las corrientes superficiales | 15 |
| 4.1.1 | Información disponible | 15 |
| 4.1.2 | Procesamiento del modelo digital del terreno | 16 |
| 4.1.3 | Modelos lluvia – escorrentía..... | 18 |
| 4.1.4 | Resultados | 28 |
| 4.2 | Análisis hidrológico de obras de drenaje | 34 |
| 4.2.1 | Precipitación de Diseño | 34 |
| 4.2.2 | Metodología de cálculo de caudales máximos..... | 34 |
| 4.2.3 | Método racional..... | 34 |
| 4.2.4 | Áreas aferentes..... | 35 |
| 4.2.5 | Coeficiente de escorrentía superficial directa..... | 36 |
| 4.2.6 | Intensidad de la lluvia..... | 36 |
| 5. | Análisis hidráulico | 37 |

| | | |
|-------|---|----|
| 5.1 | Información topográfica disponible | 38 |
| 5.2 | Análisis hidráulico de obras existentes | 39 |
| 5.3 | Análisis hidráulico de obras de drenaje | 41 |
| 5.3.1 | Sistema de bombeo para el PIT de explotación | 41 |
| 5.3.2 | Análisis hidráulico de cunetas y zanjas | 43 |
| 5.3.3 | Rápidas Escalonadas | 46 |
| 5.3.4 | Resultados | 47 |
| 5.4 | Piscinas sedimentadoras..... | 48 |
| 5.4.1 | Llenado de la zona de lodos | 52 |
| 5.4.2 | Control de pH..... | 53 |
| 5.5 | Sedimentador de alta tasa..... | 54 |
| 5.5.1 | Diámetro de la partícula de diseño..... | 56 |
| 5.5.2 | Dimensionamiento del sedimentador | 56 |
| 5.5.3 | Cámara de distribución o cámara de aquietamiento | 58 |
| 5.6 | Trampa de grasas | 59 |
| 5.7 | Recomendaciones y consideraciones de construcción | 61 |
| 5.7.1 | Mantenimiento sedimentador de alta tasa..... | 62 |
| 6. | Anexos | 63 |
| 7. | Referencias | 63 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | | |
|-------------------|---|----|
| Figura 1. | Localización general del área de estudio de la cantera Ñajú. | 1 |
| Figura 2. | Localización de las estaciones de precipitación utilizadas en los análisis hidrológicos. | 16 |
| Figura 3. | Cuencas hidrográficas de interés. | 17 |
| Figura 4. | Tiempos de concentración por diferentes metodologías, estimados para la Cuenca 1. | 20 |
| Figura 5. | Tiempos de concentración por diferentes metodologías, estimados para la Cuenca 2. | 20 |
| Figura 6. | Tiempos de concentración por diferentes metodologías, estimados para la Cuenca 3. | 21 |
| Figura 7. | Curvas IDF para la estación Alhajuella. | 23 |
| Figura 8. | Curvas IDF para la estación Santa Rosa. | 23 |
| Figura 9. | Curvas IDF para la estación Arca Sonia. | 24 |
| Figura 10. | Diagrama de Huff para el primer cuartil con una probabilidad de ocurrencia del 50% (Adaptado de Huff, 1990). | 25 |
| Figura 11. | Esquemas de algunas de las simulaciones de caudales máximos. | 31 |
| Figura 12. | Caudales máximos por diferentes metodologías en la Cuenca 1. | 32 |
| Figura 13. | Caudales máximos por diferentes metodologías en la Cuenca 2. | 33 |
| Figura 14. | Caudales máximos por diferentes metodologías en la Cuenca 3. | 33 |
| Figura 15. | Áreas aferentes de la cantera Ñajú; secuencia Año 2. | 35 |
| Figura 16. | Intensidad para el cálculo de caudales máximos, estación Arca Sonia. | 37 |
| Figura 17. | Mapa topográfico cantera Ñajú, Argos S.A. (2013). | 38 |
| Figura 18. | Localización de las obras hidráulicas existentes en la zona de influencia a la cantera. | 39 |
| Figura 19. | Sección TÍPICA empleada para cunetas y zanjas. | 44 |
| Figura 20. | Configuración morfológica de un canal tipo escalón-pozo. | 46 |

| | | |
|-------------------|---|----|
| Figura 21. | Esquema general de rápidas escalonadas propuestas con configuración saltos y pozos. | 48 |
| Figura 22. | Localización general de las piscinas de sedimentación propuestas. | 50 |
| Figura 23. | Esquema General piscinas sedimentadoras. | 51 |
| Figura 24. | Esquema general del canal de entrega a la piscina sedimentadora. | 52 |
| Figura 25. | Efecto de introducir superficie intermedia en un decantador..... | 54 |
| Figura 26. | Trayectoria de una partícula en placas inclinadas (Pérez, 2002). | 55 |
| Figura 27. | Vista lateral del sedimentador de alta tasa y la cámara de distribución. | 59 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | | |
|------------------|--|----|
| Tabla 1. | Cuadro de coordenadas de los sitios de interés en la cantera Ñajú. Sistema de Coordenadas Geográficas, Proyección WGS 84. | 11 |
| Tabla 2. | Cuadro de coordenadas de las obras de paso localizadas en la cantera Ñajú. Sistema de Coordenadas Geográficas, Proyección WGS 84. | 14 |
| Tabla 3. | Curva granulométrica de los sólidos suspendidos totales | 14 |
| Tabla 4. | Resultados de calidad del agua en la corriente principal y la descarga de la cantera. | 14 |
| Tabla 5. | Características generales de las estaciones de precipitación y de la información registrada en ellas. | 16 |
| Tabla 6. | Parámetros morfométricos de las cuencas de interés. | 17 |
| Tabla 7. | Expresiones empíricas usadas para el cálculo del tiempo de concentración. Adaptada de Vélez & Botero (2011) e INVIAS (2009). | 19 |
| Tabla 8. | Tiempos de concentración promedio estimados para las cuencas hidrográficas de interés. 21 | |
| Tabla 9. | Distancias entre estaciones y cuencas y factores de ponderación para la intensidad. | 22 |
| Tabla 10. | Magnitud de las tormentas de diseño asociadas a las cuencas de interés. | 22 |
| Tabla 11. | Tiempo de rezago para las cuencas de interés. | 26 |
| Tabla 12. | Números de curva ponderados para diferentes condiciones de humedad antecedente en las cuencas de interés. | 27 |
| Tabla 13. | Coeficientes de escorrentía para el método racional probabilístico. | 28 |
| Tabla 14. | Caudales máximos (m^3/s) para diferentes periodos de retorno en las unidades hidrológicas de interés. | 32 |
| Tabla 15. | Periodos de retorno para el diseño de obras de drenaje vial (Tomado de INVIAS, 2009) 36 | |
| Tabla 16. | Coeficientes de escorrentía empleados para la estimación de caudales de diseño. | 36 |
| Tabla 17. | Intensidades de diseño empleadas para el diseño de las obras de drenaje. | 37 |
| Tabla 18. | Geometría de las obras de paso identificadas en la cantera Ñajú. | 40 |
| Tabla 19. | Análisis de la capacidad hidráulica de las obras existentes. | 40 |
| Tabla 20. | Lámina de agua asociada a una tormenta de 2.33 años de periodo de retorno. | 42 |

| | | |
|------------------|--|----|
| Tabla 21. | Volumen de agua lluvia almacenado para la tormenta de diseño. | 42 |
| Tabla 22. | Tiempo requerido de bombeo [horas] para diferentes bombas de 30 m ³ /h..... | 43 |
| Tabla 23. | Tiempo requerido de bombeo [horas] para diferentes bombas de 36 m ³ /h..... | 43 |
| Tabla 24. | Parámetros geométricos de las secciones típicas consideradas para las cunetas y zanjás. | 44 |
| Tabla 25. | Resultados de la evaluación hidráulica cunetas y zanjás propuestas para el manejo de aguas lluvia en la cantera Ñajú. | 47 |
| Tabla 26. | Dimensionamiento rápidas escalonas, Zanja 3 (ZJ_3)..... | 47 |
| Tabla 27. | Canal de empalme para la rápida escalonada; Zanja 3 (ZJ_3) | 48 |
| Tabla 28. | Cálculo y dimensiones de las piscinas de sedimentación. Cantera Ñajú. | 49 |
| Tabla 29. | Estimación del tiempo de llenado de la zona de lodos, para la piscina sedimentadora. | 53 |
| Tabla 30. | Porcentaje de remoción para los diámetros característicos del material en suspensión | 56 |
| Tabla 31. | Datos de entrada para el diseño del sedimentador. | 56 |
| Tabla 32. | Dimensiones del diseño del sedimentador de alta tasa. | 57 |
| Tabla 33. | Dimensiones cámara de distribución | 58 |
| Tabla 34. | Tiempos de retención hidráulicos..... | 60 |
| Tabla 35. | Dimensiones de las trampas de grasas propuestas..... | 60 |

1. INTRODUCCIÓN

En este informe se presentan los resultados del “estudio hidrológico e hidráulico para el manejo de escorrentía superficial de la cantera Ñajú” propiedad de Cementos Argos S.A.

El informe contiene la caracterización hidrológica e hidráulica actual de la zona del PIT, así como las corrientes vecinas y al interior del mismo. Finalmente se presenta el diseño de las obras requeridas para el manejo de la escorrentía al interior del título y para la sedimentación de los sedimentos producidos en la explotación minera.

2. LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

La cantera Ñajú está localizada en el corregimiento de Chilibre, provincia de Panamá de la República de Panamá (ver Figura 1).

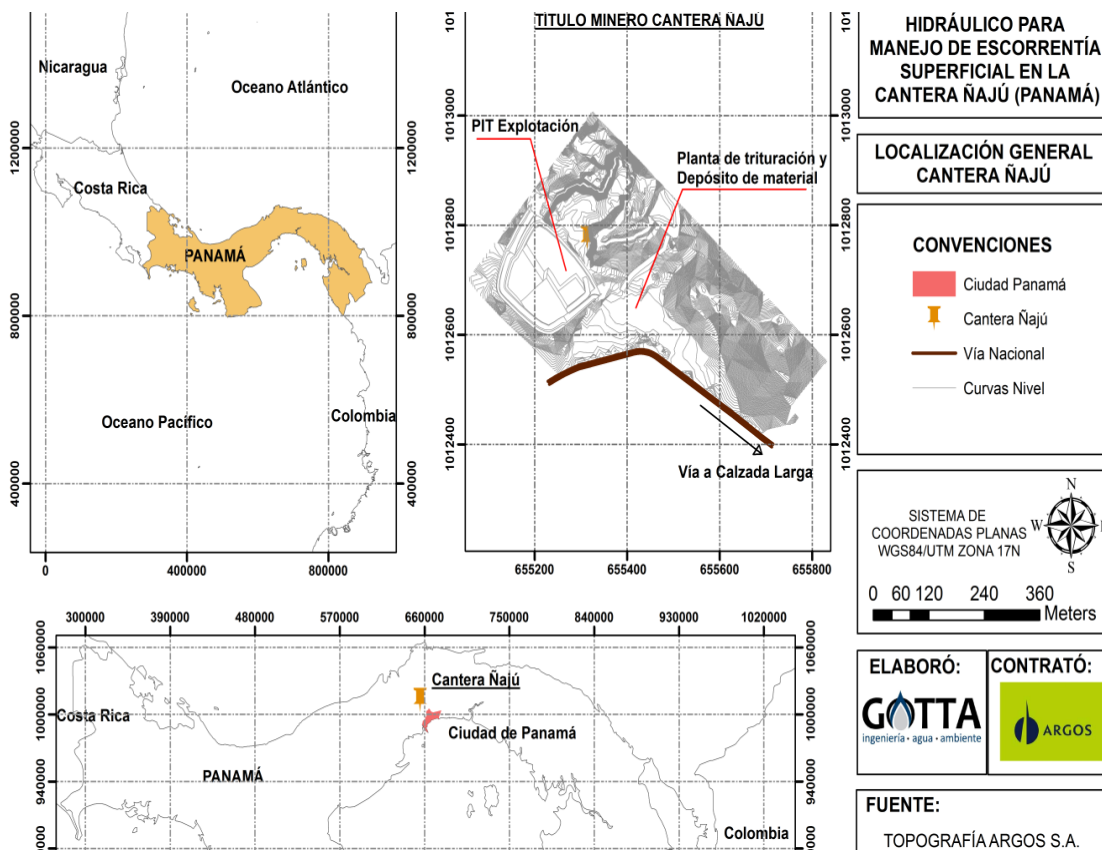


Figura 1. Localización general del área de estudio de la cantera Ñajú.

3. DIAGNÓSTICO ACTUAL DEL MANEJO DE LA ESCORRENTÍA SUPERFICIAL

Los días 23 y 24 de septiembre de 2013, se realizó la visita a la cantera Ñajú de Cementos Argos SA localizada en Chilibre (Panamá), en la cual se explota el basalto como material de agregado para la elaboración del concreto.

El día 23 se realizó el reconocimiento general de la cantera, acompañados por personal que trabaja allí. Este día se identificaron las diferentes problemáticas de manejo de aguas existentes en la zona de cantera (frente de explotación), plata de trituración, desarenadores o piscinas sedimentadoras, patios, descargas a fuentes superficiales, zonas de terraceo y bombeos.

El día 24 se tomaron medidas de las diferentes obras hidráulicas, se identificaron los alineamientos de dichas obras y las descargas no controladas, se tomó una muestra para el análisis granulométrico para el diseño de los sistemas sedimentadores, y se realizó un inventario fotográfico general.

A continuación se describen las diferentes problemáticas identificadas en campo.

3.1 FRENTE DE EXPLOTACIÓN O ZONA DE PIT

El frente de explotación tiene una configuración de PIT o sumidero (ver Foto 1), en el cual se reúnen las aguas de escorrentía superficial en el fondo del mismo y son evacuadas mediante bombeo (ver Foto 2) hacia la zona de trituración, pasando por los depósitos de materiales y finalmente llegando a la zona de sedimentación.

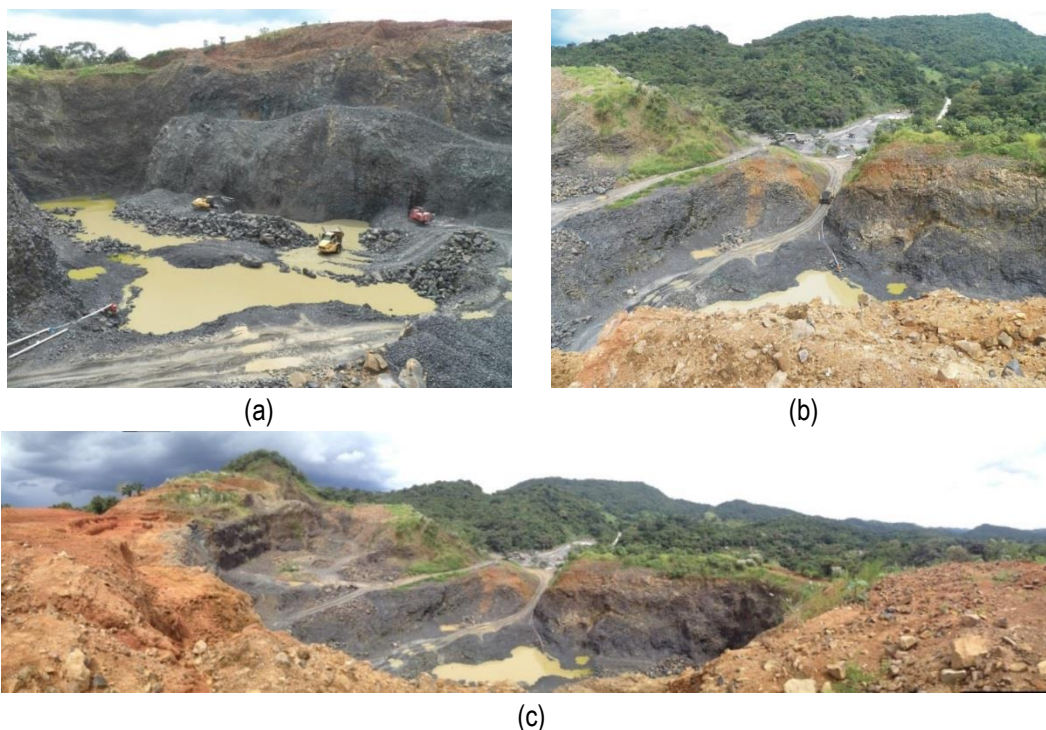


Foto 1. Frente de explotación o zona de PIT.

Según el personal de operación de la cantera, se hace necesario operar el sistema de bombeo a diario en épocas de lluvia. El tiempo promedio diario de bombeo en estas épocas es de 4 a 5 horas. Estas frecuencias y duraciones disminuyen en épocas donde la ocurrencia de eventos de precipitación es menor.



Foto 2. Sistema de bombeo empleado para evacuar las aguas del fondo del PIT.

Recoger las aguas antes del ingreso al fondo del PIT y evacuarlas por gravedad resulta un poco complejo, pues el frente de explotación es dinámico, tanto en profundidad como en superficie, así que es inevitable el escurrimiento hacia el fondo. Se considera entonces que el sistema de evacuación actual (bombeo) es adecuado, y pudiese ser complementado, para aumentar su eficiencia y transporte de sedimentos, mediante un sistema de rondas de coronación y cunetas localizados en la corona de los taludes y vías laterales, aunque este diseño dependerá no solo del estado actual de explotación, sino del plan minero futuro en sus diferentes etapas.

El sistema de descarga por el contrario, no es adecuado, pues este se realiza al terreno descubierto en las vecindades con el depósito de materiales (ver Foto 3), lo cual facilita el arrastre de sedimentos de dicho depósito sumados a los provenientes de la zona de explotación.

3.2 PLANTA DE TRITURACIÓN

En la planta de trituración el agua proveniente del bombeo del PIT fluye sobre terreno descubierto sin ningún tipo de conducción (ver Foto 4). Esta situación favorece el arrastre de sedimentos e interfiere con la operación de la planta. Estas aguas fluyen finalmente hacia una piscina sedimentadora o “tina” (nombre común de la estructura en la zona) cuyas características se verán en numerales posteriores.

Una situación equivalente sucede con el agua sobrante del proceso de trituración, la cual discurre por el patio de la plata, por el cual circula constantemente la maquinaria (ver Foto 5), lo cual favorece la resuspensión de sedimentos, los cuales se entregan directamente a una fuente natural sin ningún tipo de sedimentación previa, como se verá en numerales posteriores.



(a)



(b)

Foto 3. Descarga del agua bombeada del fondo del PIT.



Foto 4. Flujo de agua proveniente del PIT que pasa por la planta de trituración.



(a)



(b)



(c)

Foto 5. Flujo de agua proveniente del proceso de la planta de trituración.

Igualmente el material triturado y dispuesto en pilas en las vecindades de la planta es susceptible a arrastre por la lluvia, no solo a nivel del terreno, sino en las pilas mismas (ver Foto 6). Este material arrastrado fluye para la piscina sedimentadora o para la descarga de la planta de trituración.



Foto 6. Arrastre y erosión del material triturado dispuesto en pilas.

3.3 PISCINAS SEDIMENTADORAS O “TINAS”

La única piscina sedimentadora encontrada es la que se encuentra después de la planta de trituración y que recibe las aguas del bombeo de la zona del PIT. Está piscina recibe aguas de un color verde grisáceo (las provenientes del PIT, ver Foto 7) y su efluente es del mismo color, evidenciando poca eficiencia en el proceso de sedimentación de material en suspensión de la “estructura”. La piscina se evidencia eficiente para la sedimentación del material grueso granular que sea arrastrado ante eventos de precipitación.



Foto 7. Piscina sedimentadora del agua proveniente del PIT.

Según el personal de mantenimiento de la cantera, a esta piscina sedimentadora se le realiza mantenimiento mecánico aproximadamente 3 veces por semana, para lo cual se emplea una retroexcavadora que remueve el material grueso depositado en el fondo y se dispone al lado.

La piscina sedimentadora no cuenta con estructura de entrada ni de salida. Sus dimensiones son: ancho 5.4 m, largo 8 m y profundidad 3 m.

3.4 VÍAS INTERNAS

En general, las vías internas de la cantera no tienen estructuras de drenaje como cunetas, sumideros, cámaras de caída, desarenadores, cabezotes, obras de paso, rejillas, entre otras (ver Foto 8). Esta situación dificulta la recolección de las aguas lluvias, principalmente por fuera del PIT, pues las vías son obras lineales apropiadas para la localización de canales (cunetas) que permitan transportar el agua lluvia de forma controlada. Al interior del PIT tal vez no se deba construir ninguna obra de drenaje en las vías, pues éstas son de carácter temporal, además guiarían las aguas a donde actualmente se guían por pendiente, es decir, al fondo del PIT, sin embargo el diseño que se realice podrá replantear esta situación según el planeamiento minero.





(c)



(d)



(d)

Foto 8. Vías internas en la cantera.

3.5 DESCARGAS A FUENTES NATURALES DE AGUA Y CAPTACIONES

Las principales descargas a fuentes superficiales de agua son: la descarga de la piscina sedimentadora a la quebrada localizada en el costado sur del título (paralela a la vía principal y que recibe las aguas de las dos quebradas que se mencionan a continuación), la descarga directa de la planta de trituración a la quebrada que pasa por debajo de la misma, y la descarga de sedimentos erodados del material de descapote localizado en la parte superior del PIT, que llegan a la quebrada localizada en la parte noroccidental del título. En orden de descarga desde aguas arriba a aguas abajo, las descargas se describen a continuación:

✓ *Descarga desde la planta de trituración*

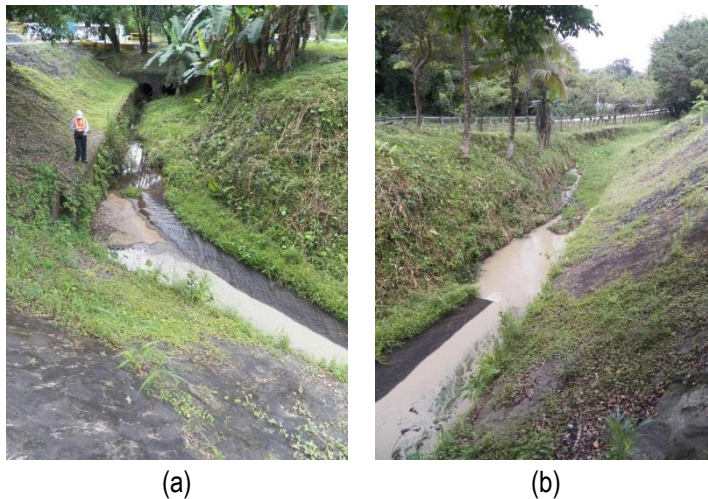
Se trata de la descarga del flujo excedente del proceso de trituración presentado en la Foto 5, que cae en la quebrada a tan solo un par de metros aguas abajo del sitio en cual se encuentra la captación (por bombeo) que abastece dicho proceso. Incluso, como se observa en la Foto 9, el agua captada para el proceso de trituración tiene un poco de estos sedimentos.



Foto 9. Descarga del agua proveniente del proceso de la planta de trituración.

La descarga entonces se realiza sin ningún tipo de sedimentación previa, y la fuente receptora fluye mediante por debajo de la planta de trituración, propiamente sobre el patio de maniobra de la maquinaria, en una tubería de 48 pulgadas de diámetro (ver Foto 9).

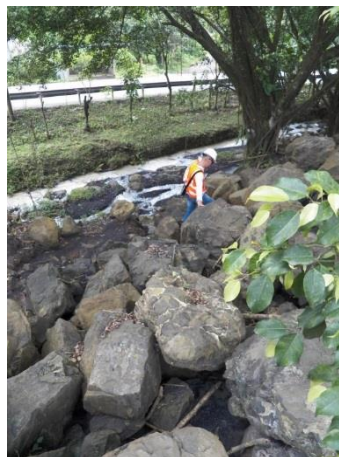
Esta fuente descarga mediante una tubería de 48 pulgadas de diámetro sobre la quebrada principal que fluye al sur del título y que se encuentra canalizada con una estructura de cemento tipo cajón, con paredes verticales de altura variable de 1.5 m a 2 m (ver Foto 10). Desde este punto, la quebrada principal se torna turbia.



(a) (b)
Foto 10. Descarga a la quebrada principal

✓ *Descarga desde la piscina sedimentadora:*

La piscina sedimentadora no posee estructura de salida. El agua fluye sobre el terreno y descarga a la quebrada principal por debajo del sistema de enrocado (ver Foto 11). Como la descarga es de agua con alta turbidez, esta ayuda a que la fuente receptora aumente la carga de sedimentos en suspensión que traía por causa de la descarga previa.



(a) (b)



(c)

Foto 11. Descarga desde la piscina sedimentadora del agua proveniente del PIT.

✓ *Descarga de sedimentos del material de descapote*

Esta descarga no es concentrada sino del tipo difusa, es decir, se origina por el arrastre del material desprotegido localizado en la parte posterior del frente de explotación ante eventos de precipitación y llega a la quebrada como una descarga distribuida a lo largo de todo su recorrido.

El material depositado al lado de la quebrada, es un material arcilloso producto del descapote del frente de explotación, que se dispone en forma de terrazas, pero que no cuenta con obras de drenaje tipo cunetas, rondas de coronación o canales colectores, tampoco cuenta con cubierta vegetal para controlar la erosión (ver Foto 12).



(a)



(b)



(c)

Foto 12. Material de descapote dispuesto en terrazas

El arrastre de este material hace que la quebrada receptora transporte y deposite estos sedimentos hacia aguas abajo, como se evidencia en el cruce de la quebrada con la vía principal (ver Foto 13).

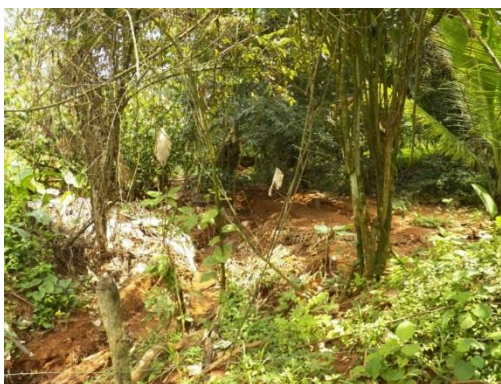


Foto 13. Sedimentos depositados en el cruce de la quebrada con la vía

En la Tabla 1 se presenta el cuadro resumen de las características generales de los sitios de interés y principales elementos relacionados con el manejo o sistema de drenaje de la cantera Ñajú.

Tabla 1. Cuadro de coordenadas de los sitios de interés en la cantera Ñajú. Sistema de Coordenadas Geográficas, Proyección WGS 84.

| Id | Localización | Descripción | Latitud | Longitud | Cota (m)* |
|----|---|---|----------|-------------|-----------|
| 1 | Frente de explotación o zona de PIT | Sitio de bombeo (Foto 2) | 9°9.630" | -79°35.198" | 97 |
| 2 | | Descarga del bombeo del PIT (Foto 3). Tubería PVC de 6" de diámetro | 9°9.610" | -79°35.171" | 106 |
| 3 | Piscinas sedimentadoras | Ancho 5.4 m, largo 8 m y profundidad 3 m (Foto 7) | 9°9.577" | -79°35.144" | 100 |
| 4 | Descargas a fuentes naturales de agua y captaciones | Descarga desde la planta de trituración (Foto 9). "Canal" abierto. | 9°9.633" | -79°35.083" | 99 |
| 5 | Descargas a fuentes naturales de agua y captaciones | Bombeo para aspersión de bandas en planta de trituración (Foto 9). Granada de fondo, tubería PVC de 1.5" de diámetro. | 9°9.633" | -79°35.083" | 99 |
| 6 | Descargas a fuentes naturales de agua y captaciones | Tubería conducción quebrada bajo la planta de trituración (Foto 9). Tubería de cemento de 48" de diámetro. | 9°9.633" | -79°35.083" | 99 |
| 7 | Descargas a fuentes naturales de agua y captaciones | Descarga a la quebrada principal de la conducción bajo la planta de tratamiento (Foto 10). Tubería de cemento de 48" de diámetro. | 9°9.573" | -79°35.111" | 98 |
| 8 | Descargas a fuentes naturales de agua y captaciones | Descarga desde la piscina sedimentadora del agua proveniente del PIT (Foto 11) | 9°9.557" | -79°35.163" | 98 |
| 9 | Descargas a fuentes naturales de agua y captaciones | Sedimentos depositados en el cruce de la quebrada con la vía (Foto 13). Tubería de cemento de 30" de diámetro. | 9°9.604" | -79°35.407" | 94 |
| 10 | Otras obras identificadas | Coberturas y obras de drenaje en la vecindad de la portería | 9°9.560" | -79°35.089" | 104 |

* Aproximada

3.6 OBRAS DE PASO SOBRE CORRIENTES SUPERFICIALES

Se presentan además algunas obras identificadas sobre la quebrada principal que bordea la cantera.

a) Coberturas y obras de paso en la vecindad de la portería

En este sitio se identifica la cobertura sobre la quebrada principal bajo la vía de acceso a la cantera y una descarga sobre la margen izquierda de esta misma fuente. La cobertura bajo la vía está compuesta por dos tuberías de concreto de 60 pulgadas de diámetro (Foto 14), sin evidencias claras de insuficiencia hidráulica (erosión, marcas en las márgenes, sedimentación, etc.).

La descarga sobre la margen izquierda está conformada por un canal en cemento en forma de “v”, que conduce las aguas descargadas por una tubería de 40 pulgadas de diámetro, la cual atraviesa la vía principal y transporta aguas de una fuente natural. El desnivel entre la descarga de la tubería y la quebrada principal es de aproximadamente 2 m. En la Tabla 2 se muestra la descripción general de las obras correspondientes a los ID 1 y 2.

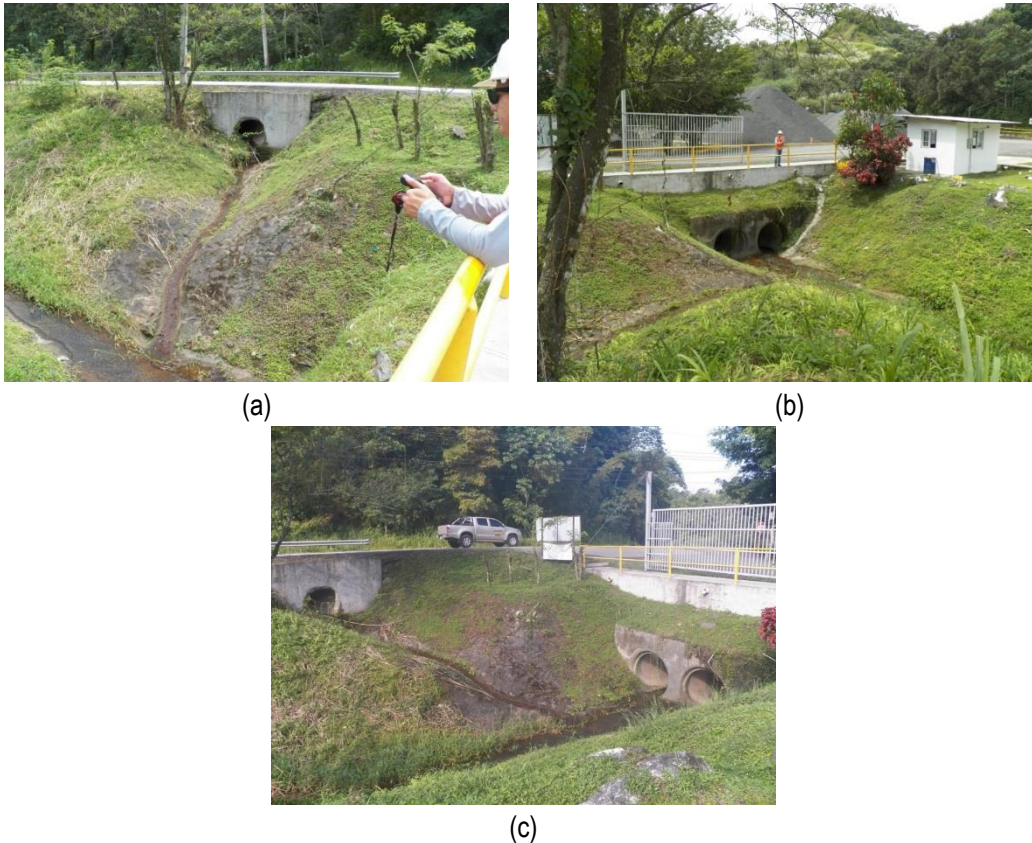


Foto 14. Coberturas y obras de drenaje en la vecindad de la portería

b) Cobertura y obras de paso sobre la vía nacional en los límites del título minero

Aguas abajo de la cobertura que cruza la vía de acceso a la cantera sobre el cauce de la corriente principal que bordea el título minero, se localiza una obra de paso sobre la vía nacional la cual está compuesta por tres tuberías, dos (2) de ellas con un diámetro de 48 pulgadas y una (1) con diámetro

de 60 pulgadas (Foto 15) sin evidencias claras de insuficiencia hidráulica (erosión, marcas en las márgenes, sedimentación, etc.)



Foto 15. Coberturas y obras de paso sobre la vía nacional, en los límites del título minero.

c) Cobertura y obra de paso en la parte posterior el título minero

En la parte posterior del título minero limitando con el PIT de explotación actual de la cantera Ñajú y con las zonas de descapote del terreno, transcurre una corriente natural de poco caudal que aguas abajo, fuera de los límites del título minero, atraviesa la vía nacional en una cobertura con tubería de 30 pulgadas de diámetros, que según información recolectada en la zona e inspección visual no presenta capacidad hidráulica para transportar los picos extremos de flujo que se presentan durante temporadas de lluvia (ver Foto 16).

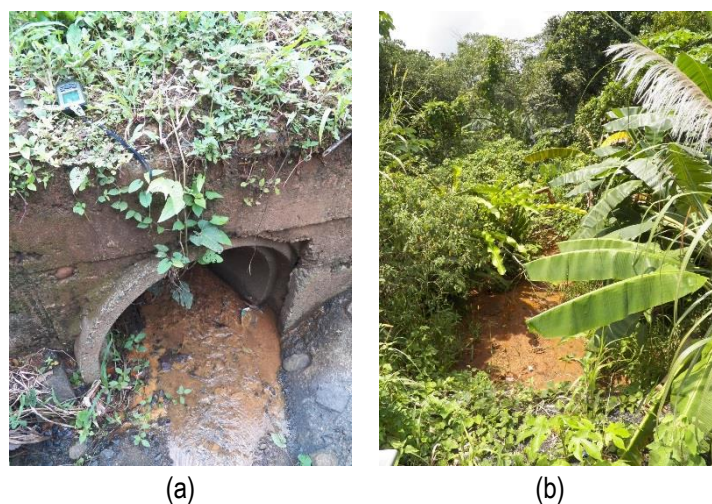


Foto 16. Cobertura y obra de paso sobre la vía nacional, fuera de los límites del título minero.

En la Tabla 2 se presenta el cuadro resumen de las características generales de las obras de paso localizadas dentro y en la zona de influencia del título minero de la cantera Ñajú.

Tabla 2. Cuadro de coordenadas de las obras de paso localizadas en la cantera Ñajú. Sistema de Coordenadas Geográficas, Proyección WGS 84.

| ID | Localización | Descripción | Latitud | Longitud | Cota (m)* |
|----|---------------------------------------|---|----------|------------|-----------|
| 1 | Vía de ingreso a la portería | Dos tuberías de cruce en la vecindad de la portería, con un diámetro $\Phi 60''$ | 9°9.56' | 79°35.09' | 106 |
| 2 | Arriba portería - cruce vía principal | Tubería de cruce de la vía principal arriba de la portería, con un diámetro $\Phi 48''$ | 9°9.555' | 79°35.089' | 108 |
| 3 | Cruce de la vía principal | Tres tuberías de cruce de la vía principal abajo de la portería salida del título, una con un diámetro $\Phi 60''$, y dos con diámetro $\Phi 48''$. | 9°9.545' | 79°35.191' | 97 |
| 4 | Cruce vía principal | Tubería de la quebrada detrás del título minero, con diámetro $\Phi 30''$. | 9°9.604' | 79°35.407' | 96 |

3.7 ANÁLISIS DE LABORATORIO

En la visita de campo se tomó una muestra de agua previa al ingreso a la piscina sedimentadora para estimar la curva granulométrica de los sólidos en suspensión, que a la postre es un parámetro de diseño para una piscina sedimentadora más eficiente. En la Tabla 3 y Anexo A se presentan los resultados de este análisis.

Tabla 3. Curva granulométrica de los sólidos suspendidos totales

| % en volumen que pasa | 10% | 25% | 50% | 75% | 90% |
|--------------------------|------|------|------|------|------|
| Tamaño (μm) | 10.2 | 14.1 | 32.7 | 46.3 | 78.1 |

Igualmente, Cementos Argos suministró información de la calidad (Anexo B) del agua sobre tres puntos localizados así: P-1, aguas arriba de la descarga de la piscina sedimentadora o “tina”; P-2, aguas abajo de la descarga de la piscina sedimentadora o “tina”; y P-3, antes de la entrada a la piscina sedimentadora o “tina”, que se puede considerar como agua de la cantera y es la misma muestra a la que se le realizó el análisis de curva granulométrica de los sólidos suspendidos totales. Los resultados suministrados no incluyen las fechas de monitoreo, cadenas de custodia de las muestras, ni caudales de las fuentes. Los resultados se presentan en la Tabla 4.

Tabla 4. Resultados de calidad del agua en la corriente principal y la descarga de la cantera.

| Parámetro | P-1 (aguas arriba) | P-2 (aguas abajo) | P-3 (agua de la cantera) |
|---|--------------------|-------------------|--------------------------|
| Temperatura ($^{\circ}\text{C}$) | 25.1 | 26.3 | 28.2 |
| pH | 7.5 | 7.1 | 9.3 |
| Conductividad eléctrica ($\mu\text{S}/\text{cm}$) | 120 | 180 | 450 |
| Turbiedad (NTU) | 8.27 | 186 | 334 |
| Sólidos suspendidos totales (mg/l) | 3 | 127 | 2750 |
| Sólidos disueltos totales (mg/l) | 80 | 116 | 1260 |
| Sólidos totales (mg/l) | 90 | 264 | 5587 |
| Coliformes totales (NMP/100ml) | 6130 | 16160 | 41060 |

| Parámetro | P-1 (aguas arriba) | P-2 (aguas abajo) | P-3 (agua de la cantera) |
|------------------|--------------------|-------------------|--------------------------|
| Cobre (mg/l) | 0.04 | <0.04 | 0.37 |
| Hierro (mg/l) | 0.95 | 1.78 | 5.76 |
| Molibdeno (mg/l) | <0.02 | 0.06 | 2.63 |
| Manganeso (mg/l) | 0.141 | 0.334 | 2.079 |

4. ESTUDIO HIDROLÓGICO

4.1 ESTIMACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS EN LAS CORRIENTES SUPERFICIALES

Dentro del estudio hidrológico se desarrolla el cálculo de caudales máximos para los periodos de retorno de 2.33, 5, 10, 25, 50 y 100 años. Debido a que las cuencas en la zona en estudio no disponen de información hidrológica que permita estimar caudales a partir de un análisis histórico (estadístico), se hizo necesaria la utilización de modelos precipitación – escorrentía (hidrógrafas unitarias y el método racional probabilístico) para simular los regímenes máximos que discurren por las corrientes de interés.

Deben advertirse las limitaciones y condicionamientos del tipo de metodologías utilizadas para el cálculo de caudales máximos, cuyas formulaciones en general han sido desarrolladas en países con condiciones hidrológicas, topográficas y de uso del suelo diferentes a las de la zona de estudio.

4.1.1 Información disponible

4.1.1.1 Información topográfica y cartográfica

Para la delimitación y evaluación de las características morfométricas de las cuencas hidrográficas de interés, se utilizaron dos fuentes de información; ellas corresponden (i) al mapa fotogeológico Ñajú con escala desconocida, dentro del cual se incluyen las curvas de nivel del terreno con una equidistancia de 2.0 m; y a partir del cual se construyó el modelo digital del terreno que se presenta en la Figura 3, cuyo tamaño de píxel óptimo se estimó en aproximadamente 5.0 m, a partir de la metodología propuesta por Hengl (2006); y (ii) al levantamiento topográfico general de la Cantera Ñajú y el lote adyacente con escala 1:2000.

4.1.1.2 Información hidroclimática

Las metodologías de análisis de eventos extremos requieren de la caracterización climática de la zona en términos de variables meteorológicas que pueden relacionarse físicamente con la producción de escorrentía en una cuenca. Para la realización de este estudio se usó la información de precipitación con intervalo de muestreo diario de la Autoridad del Canal de Panamá (ACP) de las estaciones Alhajuela, Arca Sonia y Santa Rosa. Algunas características generales de la información registrada por las estaciones se presentan en la Tabla 5, y su localización con respecto a la cantera Ñajú se puede apreciar en la Figura 2 sobre un modelo digital del terreno con resolución de 30.56 m del radar ASTER (*Advanced Spaceborne Thermal Emission and Reflection Radiometer*) de la NASA.

Tabla 5. Características generales de las estaciones de precipitación y de la información registrada en ellas.

| Característica \ Estación → | Alhajuela | Arca Sonia | Santa Rosa |
|-----------------------------|-----------|------------|------------|
| Este* (m) | 651547 | 663152 | 647863 |
| Norte* (m) | 1017962 | 1016565 | 1015675 |
| Años de registro | 17 | 6 | 11 |
| Año inicial | 1972 | 1999 | 1986 |
| Año final | 1988 | 2004 | 1996 |
| Registros faltantes | 335 | 121 | 269 |
| Registros disponibles | 5875 | 2071 | 3749 |
| % de datos faltantes | 5.39 | 5.52 | 6.69 |
| % de datos disponibles | 94.61 | 94.48 | 93.31 |
| Años efectivos de registro | 16.08 | 5.67 | 10.26 |

*Referidas al sistema de coordenadas WGS84 / UTM Zona 17N.

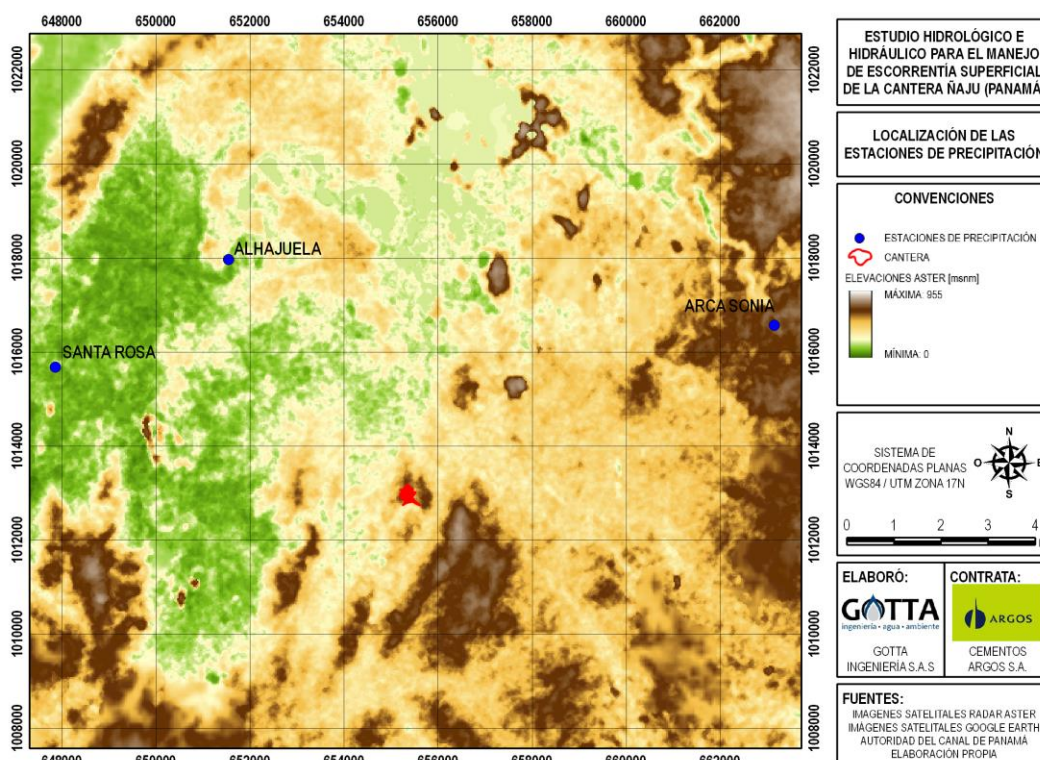


Figura 2. Localización de las estaciones de precipitación utilizadas en los análisis hidrológicos.

4.1.2 Procesamiento del modelo digital del terreno

Se trazaron las cuencas hidrográficas para las corrientes en el área de influencia directa de la explotación minera. Éste procedimiento se realizó de manera posterior al procesamiento del modelo digital del terreno con resolución de 5.0 m, interpolado a partir de curvas de nivel; fin para el cual se utilizaron los programas de distribución libre HIDROSIG 4.0 (<http://www.medellin.>

unal.edu.co/~hidrosig/) y MapWindow 4.7 (<http://www.mapwindow.org>). Como resultado del procesamiento se obtuvieron los mapas de pendientes máximas, direcciones de drenaje, áreas acumuladas, longitud total de drenajes y longitud a la salida de la cuenca para un umbral de área de 1.0 ha. El umbral de área se escogió por inspección visual de la coherencia en los drenajes generados, al comparar las redes de drenaje ráster obtenidas para los umbrales de área de 0.3, 0.5, 0.8, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0 y 5.0 ha. En la Figura 3 se puede apreciar una representación esquemática de las unidades hidrológicas delimitadas.

La estimación de los parámetros morfométricos básicos se realizó con los productos del procesamiento descrito en el párrafo anterior. En la Tabla 6 se resumen los resultados obtenidos. En ella todas las coordenadas X y Y se hayan referidas al sistema de coordenadas planas WGS84 / UTM Zona 17N.

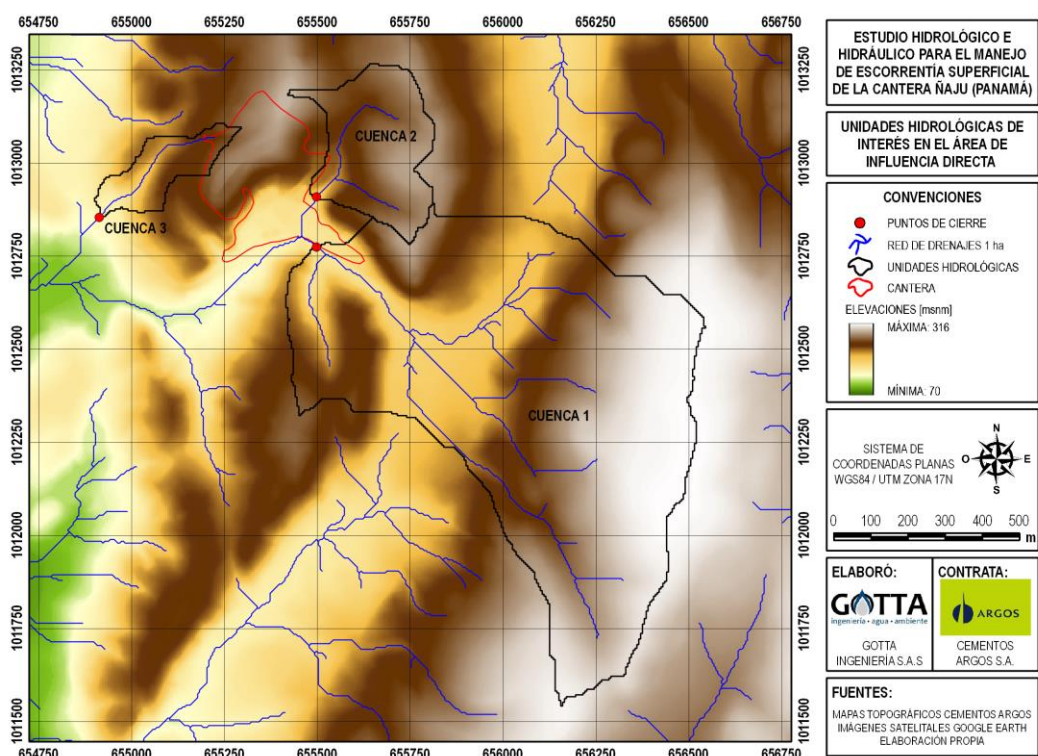


Figura 3. Cuencas hidrográficas de interés.

Tabla 6. Parámetros morfométricos de las cuencas de interés

| Parámetro | Cuenca 1 | Cuenca 2 | Cuenca 3 |
|--|----------|----------|----------|
| Área de drenaje (ha) | 80.398 | 11.097 | 4.300 |
| Perímetro (km) | 5.290 | 1.960 | 1.350 |
| Longitud total de drenajes (km) | 5.079 | 0.630 | 0.432 |
| Longitud de la corriente que une el centro de gravedad con el punto de cierre (km) | 0.738 | 0.350 | 0.239 |
| Longitud del drenaje principal (km) | 1.453 | 0.415 | 0.425 |
| Promedio de las pendientes máximas en la cuenca (%) | 34.000 | 32.900 | 29.100 |

| Parámetro | Cuenca 1 | Cuenca 2 | Cuenca 3 |
|--|----------|----------|----------|
| Pendiente promedio del drenaje principal (%) | 6.372 | 13.272 | 11.086 |
| Orden de Horton | 4 | 2 | 1 |
| Magnitud | 17 | 2 | 1 |
| Máximo desnivel entre el punto de cierre y la divisoria de aguas (m) | 224 | 104 | 74 |
| Coordenada X del centroide (m) | 656052 | 655660 | 656052 |
| Coordenada Y del centroide (m) | 1012364 | 1013040 | 1012364 |
| Coordenada X del punto de cierre (m) | 655498 | 655498 | 654913 |
| Coordenada Y del punto de cierre (m) | 1012774 | 1012909 | 1012854 |

4.1.3 Modelos lluvia – escorrentía

En el numeral anterior se presentó una caracterización básica de la morfología de las unidades hidrológicas de interés, la cual permite alimentar los modelos de transformación de lluvia en escorrentía; sin embargo, estos modelos utilizan también algunos parámetros climáticos que se enmarcan dentro de una tormenta de diseño.

4.1.3.1 La tormenta de diseño

Cuando se habla de la tormenta de diseño se hace referencia al conjunto de características de la precipitación para un periodo de retorno determinado, compuestas por una duración, una magnitud de precipitación, una distribución espacial con resolución específica, y una distribución temporal con discretización determinada; la cuales se supone que generan un régimen de escorrentía con una recurrencia correspondiente. A continuación se discriminan una a una éstas características.

d) Duración de la precipitación

Para el presente estudio se asumió que la duración de la tormenta de diseño para cada unidad hidrológica era igual a su tiempo de concentración, el cual puede entenderse como el tiempo que tarda el punto más alejado de la cuenca en aportar a la escorrentía directa en el punto de cierre durante un evento de precipitación, respecto al inicio de la lluvia. Bajo esa concepción el régimen de escorrentía a la salida de la cuenca será el máximo asociado a una tormenta de intensidad dada, una vez la lluvia alcance una duración igual al tiempo de concentración.

La determinación de los parámetros morfométricos es trascendente no sólo porque ofrecen una idea integrada de la geometría de las cuencas hidrográficas, sino también porque ellos constituyen el insumo base para la estimación de los tiempos de concentración mediante el uso de expresiones empíricas. En la literatura se recomienda asociar a una cuenca el valor de tiempo de concentración promedio de los tabulados por al menos 5 de esas relaciones empíricas, escogidas desechando los resultados de las expresiones que coincidan con valores extremos (Vélez & Botero, 2011). Con base en ello, el tiempo de concentración escogido para cada cuenca, correspondió a la media de los valores encontrados con las metodologías presentadas en la Tabla 7, que proporcionaron tiempos de concentración, dentro de una banda inferior y una banda superior, definidas como menos o más 0.8 desviaciones estándar alrededor de la media de todas las estimaciones, correspondientemente.

Tabla 7. Expresiones empíricas usadas para el cálculo del tiempo de concentración. Adaptada de Vélez & Botero (2011) e INVIAS (2009).

| Autor | Ecuación |
|-----------------------------|---|
| Bransby - Williams | $t_c = 14.6 \cdot L \cdot A^{-1} \cdot S^{-0.2}$ |
| California Culvert Practice | $t_c = 60 \cdot \left(\frac{0.87075 \cdot L^3}{H} \right)^{0.385}$ |
| Clark | $T_c = 0.335 \cdot \left(\frac{A}{S^{0.5}} \right)^{0.593}$ |
| Giandotti | $T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1.5 \cdot L}{25.3 \cdot \sqrt{SL}}$ |
| Johnstone - Cross | $T_c = 5 \cdot \left(\frac{L_m}{\sqrt{S}} \right)^{0.5}$ |
| Kirpich | $t_c = 0.0078 \cdot L_p^{0.77} \cdot S^{-0.385}$ |
| Passini | $T_c = \frac{0.108 \cdot (A \cdot L)^{\frac{1}{3}}}{S^{0.5}}$ |
| Pilgrim y McDermott | $T_c = 0.76 \cdot A^{0.38}$ |
| Snyder | $T_c = 1.2 \cdot (L \cdot L_{cg})^{0.3}$ |
| SCS - Ranser | $T_c = 0.947 \cdot \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$ |
| Témez | $T_c = 0.3 \cdot \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76}$ |
| Valencia y Zuluaga | $T_c = 1.7694 \cdot A^{0.325} \cdot L^{-0.096} \cdot S_0^{-0.290}$ |
| Ven Te Chow | $T_c = 0.273 \left(\frac{L}{S^{0.5}} \right)^{0.64}$ |
| Ventura - Heras | $T_c = \alpha \cdot \frac{A^{0.5}}{S}$ |
| Williams | $T_c = \frac{L_m \cdot A_m^{0.4}}{D \cdot S_0^{0.2}}$ |
| USACE | $T_c = 0.28 \cdot \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76}$ |

Donde A y A_m son el área de drenaje en kilómetros cuadrados y millas cuadradas respectivamente, L y L_m son la longitud del drenaje principal en kilómetros y millas respectivamente, L_{cg} es la longitud de la corriente que une el punto de cierre con el centro de gravedad de la cuenca en millas, S y s son la pendiente del drenaje principal en metros sobre metros y en pies sobre millas respectivamente, H es el máximo desnivel entre la divisoria de aguas y el punto de cierre en metros, y D es el diámetro de una cuenca circular con área igual al área de la unidad hidrológica de interés en millas.

En la Figura 4, en la Figura 5 y la Figura 6, se representa esquemáticamente la metodología utilizada para la selección de los tiempos de concentración de las cuencas de interés. Y en la Tabla 3, se resumen los tiempos de concentración promedio de las metodologías entre las bandas, los cuales

corresponden a las duraciones de las tormentas de diseño; así como algunos estadísticos descriptivos de interés.

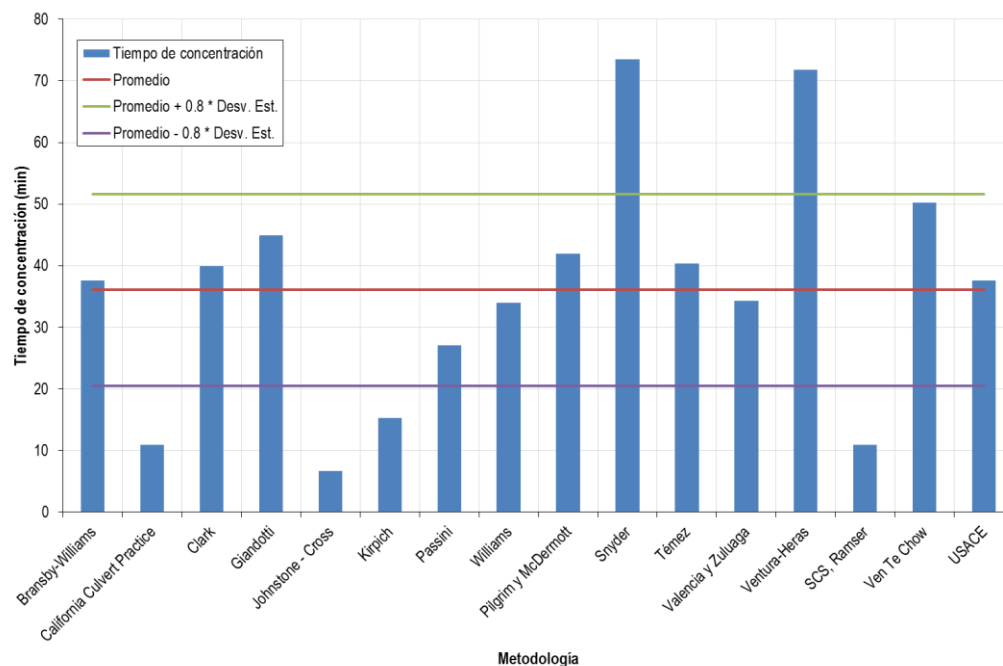


Figura 4. Tiempos de concentración por diferentes metodologías, estimados para la Cuenca 1.

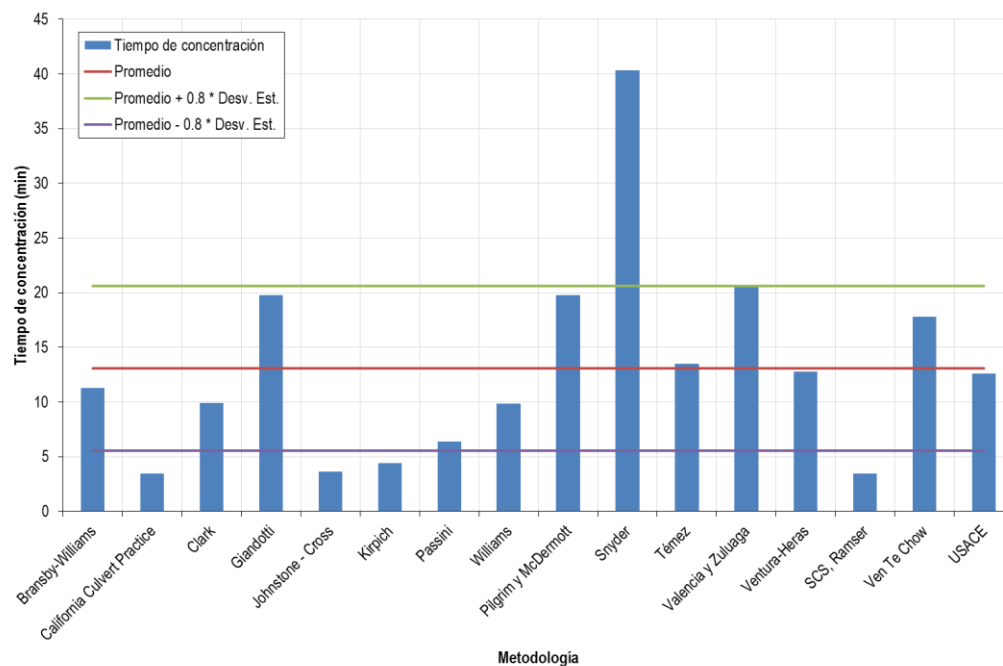


Figura 5. Tiempos de concentración por diferentes metodologías, estimados para la Cuenca 2.

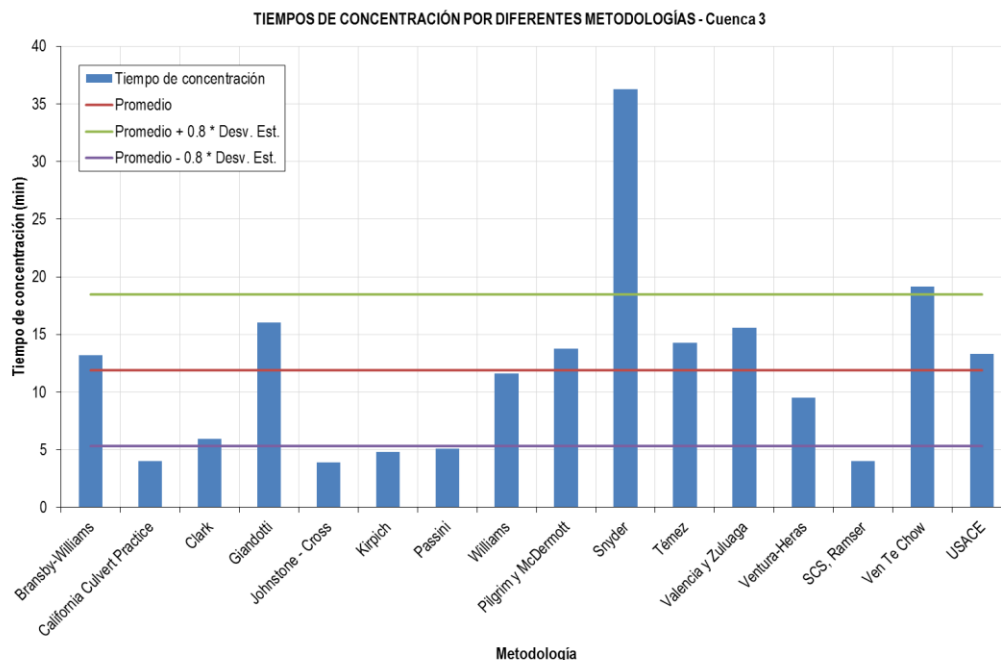


Figura 6. Tiempos de concentración por diferentes metodologías, estimados para la Cuenca 3.

Tabla 8. Tiempos de concentración promedio estimados para las cuencas hidrográficas de interés.

| Metodologías | Parámetro | Cuenca 1 | Cuenca 2 | Cuenca 3 |
|---------------------|---|----------|----------|----------|
| Todas | Tiempo de concentración promedio (<i>min</i>) | 36.06 | 13.09 | 11.92 |
| | Desviación estándar (<i>min</i>) | 19.46 | 9.41 | 8.22 |
| | Coefficiente de variación | 0.54 | 0.72 | 0.69 |
| Entre bandas | Tiempo de concentración promedio (<i>min</i>) | 38.79 | 14.02 | 12.59 |
| | Desviación estándar (<i>min</i>) | 6.38 | 4.76 | 3.17 |
| | Coefficiente de variación | 0.16 | 0.34 | 0.25 |
| | Número de metodologías usadas en el cálculo | 10 | 11 | 9 |

e) Magnitud de la precipitación

La magnitud se refiere a la lámina de agua total precipitada durante el evento de tormenta, la cual se halla definida por una frecuencia que como se mencionó anteriormente, se asocia también al régimen de escorrentía que produce. Esa magnitud se tabula como el producto entre la intensidad asociada a la duración de la tormenta para un periodo de retorno definido, y la duración de la tormenta.

Se utilizó la metodología propuesta por Wilches (2001) para construir las curvas IDF (Intensidad, Duración y Frecuencia) de las estaciones Alhajuela (véase la Figura 7), Santa Rosa (véase la Figura 8) y Arca Sonia (véase la Figura 9). De dichas curvas se leyeron las intensidades de diseño

correspondientes a las duraciones de tormenta presentadas en el apartado anterior, para cada una de las cuencas hidrográficas de interés, y los periodos de retorno de 2.33, 5, 10, 25, 50 y 100 años. La magnitud de las precipitaciones de diseño se estableció a partir de una intensidad media ponderada, estimada con las intensidades leídas de las curvas IDF de cada una de las tres estaciones.

La estimación de los factores de ponderación de las intensidades o factores de influencia de las estaciones sobre las cuencas φ_i , se hizo utilizando la técnica del cuadrado del inverso de la distancia medida en planta, sobre la línea recta que conecta el centro de gravedad de cada una de las cuencas con el punto de ubicación de la estación de precipitación (d_i); de esa manera, entre más cercana se encuentre la estación a la cuenca, más influencia tendrá la intensidad leída en su curva IDF. La ecuación (1) indica la manera en la que se calcula el factor de influencia para una cuenca teniendo un conjunto de n estaciones.

$$(1) \varphi_i = \frac{\left(\frac{1}{d_i^2}\right)}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{d_i^2}\right)}$$

En la Tabla 9 se presentan las distancias estimadas entre las estaciones y las cuencas, así como los factores de ponderación de la intensidad a ser usados. De otro lado, en la Tabla 10 se enseñan las intensidades de diseño y las láminas totales de precipitación correspondientes, para las cuencas de interés.

Tabla 9. Distancias entre estaciones y cuencas y factores de ponderación para la intensidad.

| Distancia entre estaciones y cuencas (km) | | | | Factores de ponderación para la intensidad (%) | | | |
|---|-----------|------------|------------|--|-----------|------------|------------|
| Cuenca | Alhajuela | Arca Sonia | Santa Rosa | Cuenca | Alhajuela | Arca Sonia | Santa Rosa |
| Cuenca 1 | 7.19 | 8.25 | 8.83 | Cuenca 1 | 41.32 | 31.34 | 27.34 |
| Cuenca 2 | 6.41 | 8.28 | 8.23 | Cuenca 2 | 45.30 | 27.19 | 27.51 |
| Cuenca 3 | 6.11 | 8.83 | 7.71 | Cuenca 3 | 47.47 | 22.72 | 29.82 |

Tabla 10. Magnitud de las tormentas de diseño asociadas a las cuencas de interés.

| Cuenca | Intensidades ponderadas (mm/h) | | | | | | Lámina total precipitada (mm) | | | | | |
|----------|--------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|-------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 2.33 | 5 | 10 | 25 | 50 | 100 | 2.33 | 5 | 10 | 25 | 50 | 100 |
| Cuenca 1 | 86.84 | 99.77 | 109.41 | 120.73 | 128.67 | 136.26 | 56.15 | 64.50 | 70.73 | 78.06 | 83.19 | 88.10 |
| Cuenca 2 | 153.76 | 176.37 | 193.21 | 212.97 | 226.81 | 240.04 | 35.93 | 41.22 | 45.15 | 49.77 | 53.01 | 56.10 |
| Cuenca 3 | 162.03 | 185.54 | 203.02 | 223.50 | 237.83 | 251.52 | 34.01 | 38.94 | 42.61 | 46.91 | 49.92 | 52.79 |

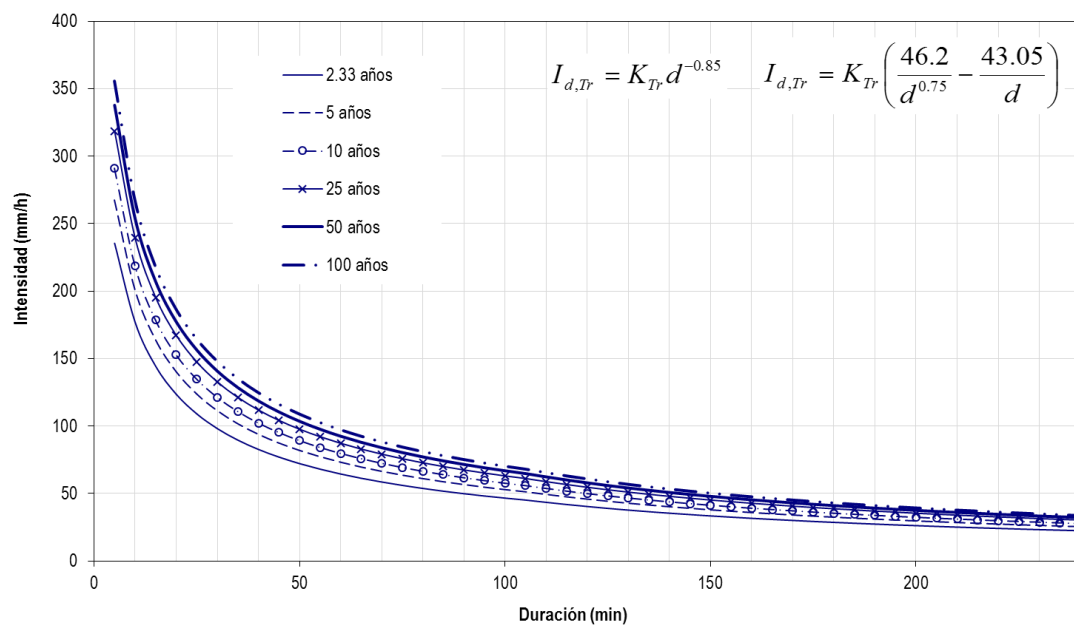


Figura 7. Curvas IDF para la estación Alhajuela.

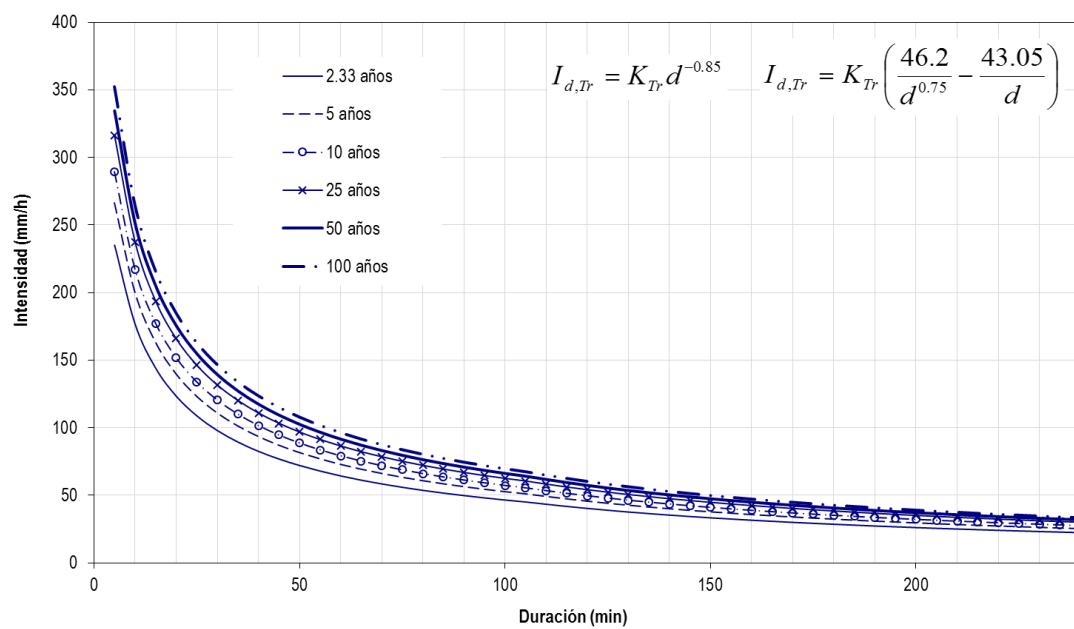


Figura 8. Curvas IDF para la estación Santa Rosa.

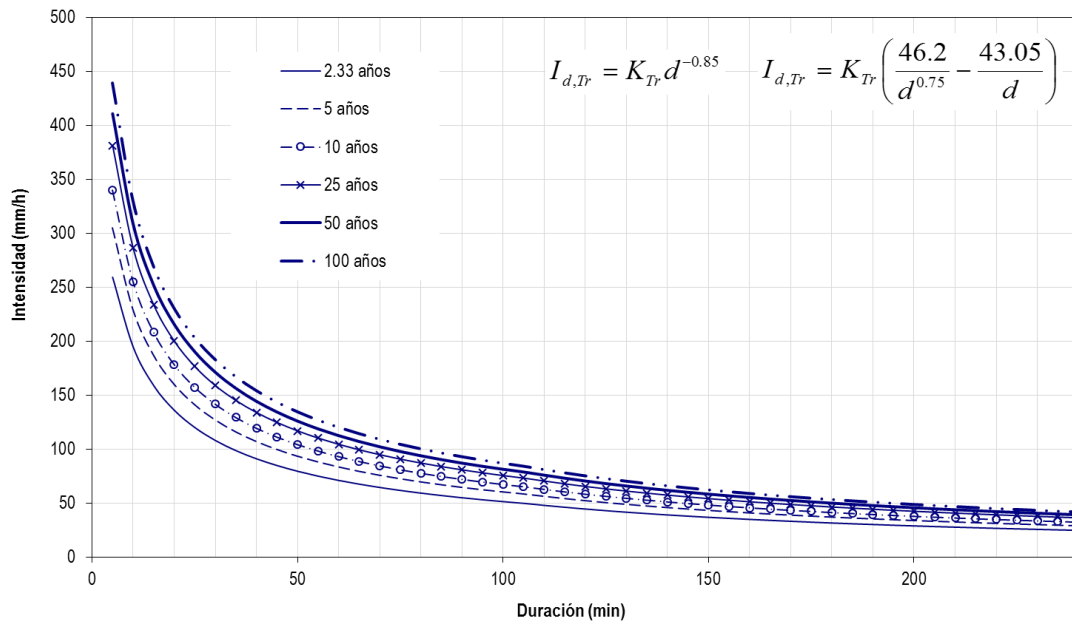


Figura 9. Curvas IDF para la estación Arca Sonia.

f) Distribución espacial de la precipitación

Por la relativamente pequeña dimensión de las unidades hidrológicas de análisis, se considera satisfactoria la suposición de que la tormenta de diseño se halla uniformemente distribuida a través de toda el área de drenaje. En la literatura se encuentra que el límite máximo hasta el que es válida esta asunción se maneja de 300 a 400 km² (Nanía, 2002).

g) Distribución temporal de la precipitación

Existen en la literatura diferentes metodologías que permiten describir el comportamiento de la precipitación en el tiempo (Diagrama de Huff, Histograma triangular, Bloque alterno). En lo que al presente estudio respecta, los valores de distribución de la lluvia en el tiempo, se estimaron a partir del Diagrama de Huff para el primer cuartil (más severos) con una probabilidad de ocurrencia del 50% y una discretización de 1 minuto. En la Figura 10 se muestran las variaciones en la relación del tiempo transcurrido de tormenta y la duración de la misma (t/t_c), con respecto a la relación de la lámina acumulada de precipitación correspondiente y la lámina de precipitación total de lluvia (P_t/P_{total}) (Huff, 1990).

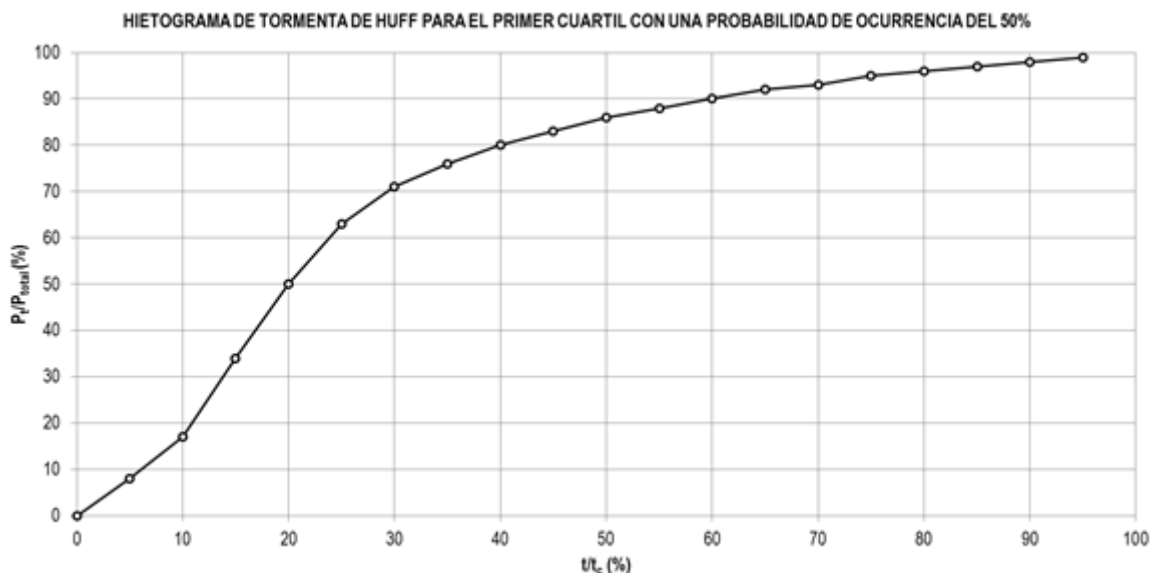


Figura 10. Diagrama de Huff para el primer cuartil con una probabilidad de ocurrencia del 50% (Adaptado de Huff, 1990).

4.1.3.2 Método de las hidrógrafas unitarias

Los modelos de hidrógrafas unitarias asumen que la función de transformación de precipitación en escorrentía al interior de la cuenca, es instantáneamente lineal y de tipo convolutiva Chow et al. (1994). La hidrógrafa unitaria instantánea (o hidrograma unitario instantáneo) se define como la respuesta de la cuenca en forma de escorrentía directa, que resulta de una precipitación efectiva de profundidad unitaria, uniformemente distribuida sobre la cuenca y de duración específica igual a la discretización de la lluvia.

Cuando se conoce el hietograma de la precipitación efectiva y el hidrograma unitario instantáneo de igual duración, el hidrograma de escorrentía directa respectivo se puede calcular convolucionando esa precipitación efectiva con el hidrograma unitario, de la forma:

$$(2) \quad Q(t) = \sum_{i=1}^N U(T, i) * P(t - i + 1)$$

Donde N representa la memoria del sistema, Q(t) la ordenada t del hidrograma de escorrentía directa, U(T,i) la ordenada i del hidrograma unitario instantáneo de T horas de duración y P(t-i+1) la ordenada j de la precipitación efectiva. El valor de N es en general igual al número de ordenadas del hidrograma unitario.

En este estudio se determinaron los caudales máximos utilizando el programa HEC-HMS versión 3.50 (US Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center, 2000), desarrollado por el U. S. Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center. Para ello se usaron tres diferentes hidrógrafas unitarias sintéticas las cuales son: la hidrógrafa unitaria de Snyder, la hidrógrafa unitaria del U.S. Soil Conservation Service (SCS) y la hidrógrafa unitaria de Clark. La filosofía para la construcción de cada una de éstas hidrógrafas, así como los parámetros necesarios, y en general el

procedimiento para la aplicación del método de las hidrógrafas unitarias puede ser consultado en Chow et al. (1994) y en las referencias del software mencionado.

Dependiendo de la función de transformación de precipitación en escorrentía usada, existen un conjunto de parámetros que deben asociarse a cada unidad hidrológica para realizar los cálculos. A continuación se resumen los parámetros que se utilizaron en el presente trabajo para los hidrogramas unitarios:

a) Hidrograma unitario del SCS

El único parámetro necesario para la estimación de la escorrentía directa con el hidrograma unitario del SCS es el tiempo de rezago, el cual se define como la diferencia entre el tiempo al centroide del hidrograma de escorrentía y el tiempo al centroide del hietograma de precipitación.

Existen en la literatura diferentes ecuaciones que permiten estimar el tiempo de rezago de una cuenca en función de sus características morfométricas. Para los propósitos En lo que respecta a éste trabajo, la expresión utilizada para el cálculo del tiempo de rezago es la propuesta por el SCS (ecuación (3)).

$$(3) \ t_r = \frac{L_{dp}^{0.8} \left(\frac{100}{NC} - 9 \right)^{0.7}}{1900S^{0.5}}$$

Donde t_r es el tiempo de rezago en horas, L_{dp} es la longitud del drenaje principal en pies, NC es el número de curva para el método de abstracciones del SCS, y S es el promedio de las pendientes máximas de la cuenca en porcentaje.

A continuación se presentan los tiempos de rezago tabulados para las cuencas de interés:

Tabla 11. Tiempo de rezago para las cuencas de interés.

| Designación | Tiempo de rezago (min) |
|-------------|------------------------|
| Cuenca 1 | 9.429 |
| Cuenca 2 | 3.460 |
| Cuenca 3 | 3.684 |

b) Hidrograma unitario de Snyder

Para el cálculo de regímenes de escorrentía directa utilizando el hidrograma unitario de Snyder se requiere del conocimiento del tiempo de rezago y de un parámetro conocido como coeficiente al pico del hidrograma unitario. Los tiempos de rezago para las unidades hidrológicas de interés fueron presentados en la Tabla 11.

En lo que respecta al coeficiente al pico del hidrograma unitario se ha encontrado que varía entre 0.4 en regiones planas y 0.8 en regiones escarpadas (US Army Corps of Engineers - Hydrologic Engineering Center, 2000); para los propósitos de éste trabajo se supuso igual a 0.7 para todas las unidades hidrológicas, debido a que la pendiente máxima promediada sobre el área encerrada por sus divisorias de aguas es en la mayoría de los casos mayor a 29.0% o se tratan de cuencas de montaña.

c) Hidrograma unitario de Clark

El modelo de hidrograma unitario de Clark requiere para el cálculo de la escurrimiento directa el conocimiento del tiempo de concentración, y de un coeficiente de almacenamiento con dimensiones de tiempo, el cual se asocia con la capacidad de la cuenca para retener humedad. Debido a la ausencia de la información necesaria para la calibración de éste parámetro, se supuso un coeficiente de almacenamiento igual al tiempo de rezago (véase la Tabla 11).

d) Precipitación efectiva o exceso de precipitación

La precipitación efectiva o exceso de precipitación es la parte de la precipitación total que contribuye a la escurrimiento directa. Para simular las pérdidas de la precipitación, esto es, la cantidad de agua que se pierde por interceptación en la vegetación, almacenamiento en depósitos del suelo y por infiltración, se utilizó el método del número de curva del SCS (Chow et al., 1994).

A partir de la interpretación de las imágenes satelitales provistas por Google Earth, asumiendo un grupo hidrológico de suelo B (suelos poco profundos y rocas sedimentarias compuestas de calcita y arcillas) y utilizando las tablas que relacionan la cobertura vegetal y el grupo hidrológico de suelo con el número de curva (Chow, 1994), se determinaron los porcentajes de área cubierta y los números de curva (NC) para las condiciones de humedad antecedente (CHA) que se presentan a continuación:

Tabla 12. Números de curva ponderados para diferentes condiciones de humedad antecedente en las cuencas de interés.

| NC (CHA II) | 71 | 73 | 87 | Números de curva ponderado | | |
|-------------|------------|--------------------|---------------|----------------------------|--------|---------|
| Cuenca | Pastizales | Bosque intervenido | Suelo desnudo | CHA I | CHA II | CHA III |
| Cuenca 1 | 36% | 64% | 0% | 52 | 72 | 86 |
| Cuenca 2 | 0% | 100% | 0% | 53 | 73 | 86 |
| Cuenca 3 | 17% | 74% | 9% | 54 | 74 | 87 |

4.1.3.3 Método racional probabilístico

El método Racional Probabilístico, supone que si una tormenta de una intensidad constante empieza en un punto cualquiera del tiempo y su duración se prolonga indefinidamente, las variaciones que se presentan en la escurrimiento superficial serán nulas cuando se alcance el tiempo de concentración, momento en el cual todos los puntos de la cuenca estarán aportando a la escurrimiento en el punto de cierre. Bajo esos lineamientos, el caudal puede estimarse la siguiente ecuación:

$$(4) \quad Q = \frac{1}{3.6} CIA$$

Donde C es el denominado coeficiente de escurrimiento, I es la intensidad de la lluvia de diseño (mm/h) y A es el área de la cuenca (km²).

Las tablas habituales para estimar el coeficiente de escurrimiento hacen depender su valor únicamente del tipo de terreno y de su cobertura. En algunos casos también lo hacen depender de la pendiente y del periodo de retorno, pero casi todas se olvidan de la humedad antecedente del suelo. Una forma

de tener en cuenta este factor es estableciendo una relación entre el número de curva y el coeficiente de escorrentía. Por definición el coeficiente de escorrentía es:

$$(5) \ C = \frac{E_s}{P}$$

Donde E_s es la escorrentía superficial (mm) y P la Precipitación (mm).

La escorrentía superficial generada por un evento de precipitación se puede cuantificar mediante el método del número de curva, admitiendo la relación habitual $I_a = 0.2S$ (abstracción inicial), se tiene que:

$$(6) \ E_s = \frac{(P-I_a)^2}{P+4I_a}$$

Finalmente, reemplazando (6) en (5) se encuentra:

$$(7) \ C = \frac{(P-I_a)^2}{P^2+4PI_a}$$

donde I_a en [mm] es igual a:

$$(8) \ I_a = \frac{5080}{NC} - 50.8$$

De esta forma, a partir del número de curva establecido previamente, se pueden obtener los valores del coeficiente de escorrentía para cada periodo de retorno. Los valores calculados para ésta cantidad se presentan en la Tabla 12.

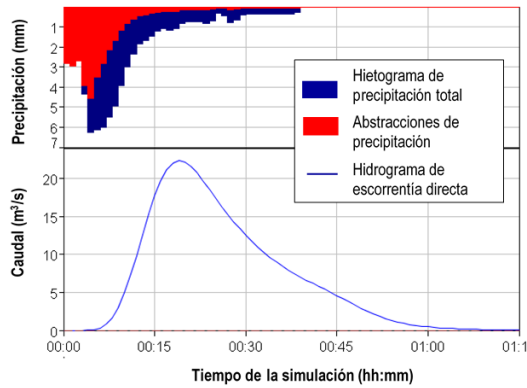
Tabla 13. Coeficientes de escorrentía para el método racional probabilístico.

| Cuenca | 2.33 | 5 | 10 | 25 | 50 | 100 |
|----------|------|------|------|------|------|------|
| Cuenca 1 | 0.46 | 0.49 | 0.52 | 0.55 | 0.57 | 0.59 |
| Cuenca 2 | 0.31 | 0.36 | 0.39 | 0.42 | 0.44 | 0.46 |
| Cuenca 3 | 0.31 | 0.35 | 0.38 | 0.42 | 0.44 | 0.46 |

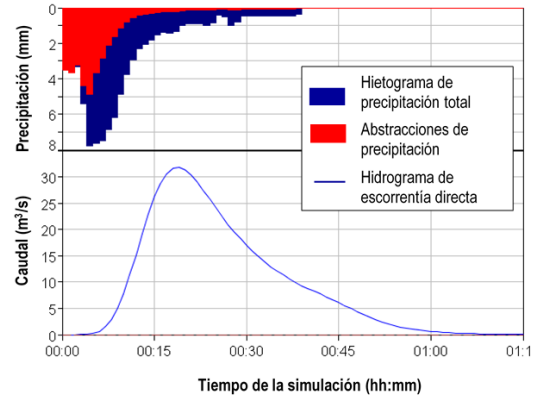
4.1.4 Resultados

En la Figura 11 se ilustran los resultados de las simulaciones de transformación de precipitación en escorrentía, realizadas para las cuencas de interés. En ellas se aprecian las variaciones de las abstracciones de precipitación, de la precipitación total y de la respuesta o hidrograma de la cuenca durante el tiempo de tormenta, utilizando los hidrogramas unitarios del SCS, de Snyder y de Clark, para los periodos de retorno de 10 y 100 años.

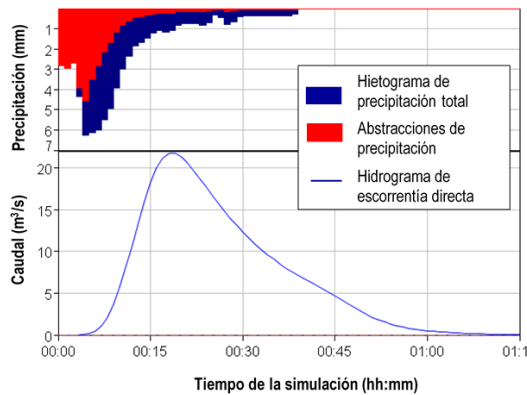
En la Tabla 14, de otro lado, se resumen los resultados de los cálculos de caudales máximos hechos por todas las metodologías expuestas, los cuales se representan de manera más esquemática para las cuencas de interés, en la Figura 12, en la Figura 13 y en la Figura 14.



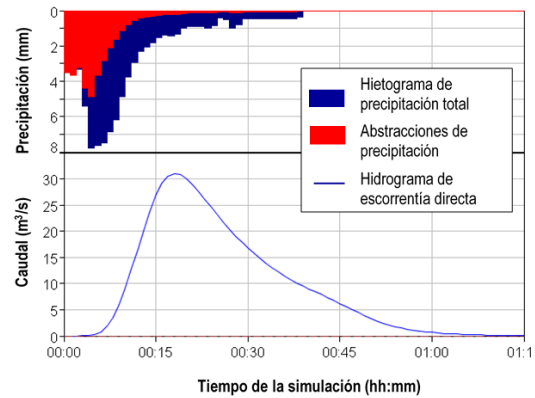
(a) Cuenca 1 – Hidrógrafa del SCS – 10 años de periodo de retorno.



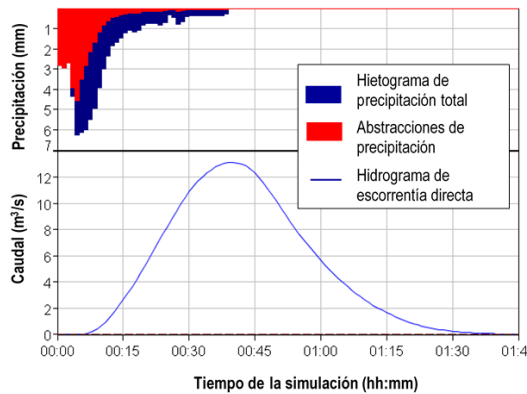
(b) Cuenca 1 – Hidrógrafa del SCS – 100 años de periodo de retorno.



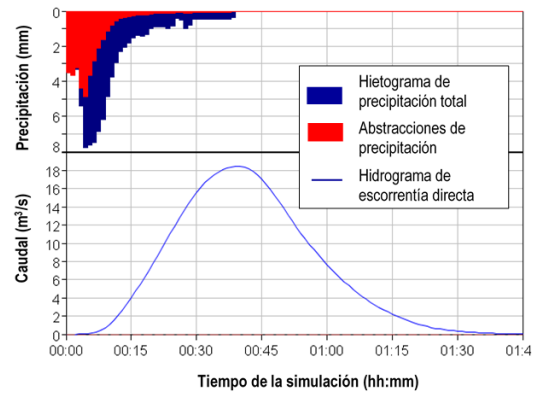
(c) Cuenca 1 – Hidrógrafa de Snyder – 10 años de periodo de retorno.



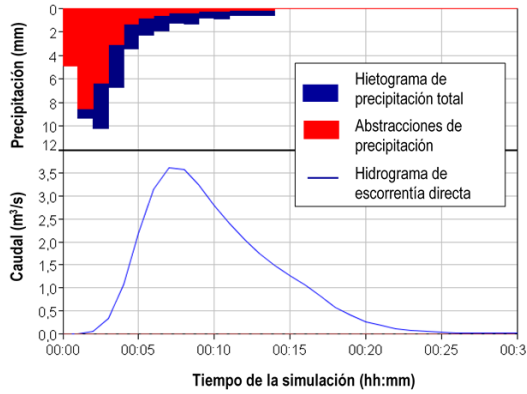
(d) Cuenca 1 – Hidrógrafa de Snyder – 100 años de periodo de retorno.



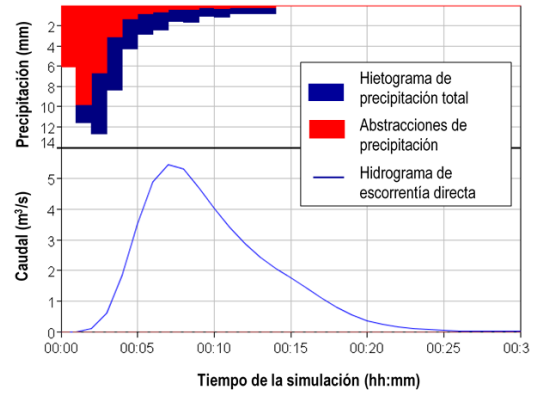
(e) Cuenca 1 – Hidrógrafa de Clark – 10 años de periodo de retorno.



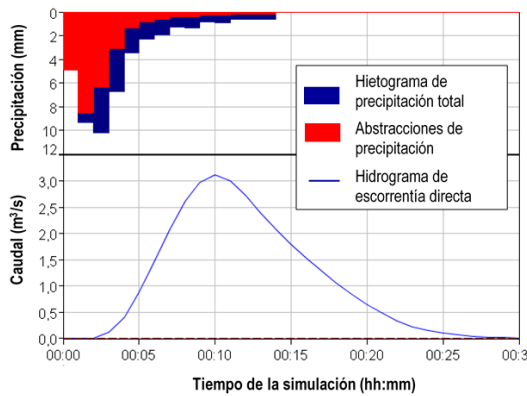
(f) Cuenca 1 – Hidrógrafa de Clark – 100 años de periodo de retorno.



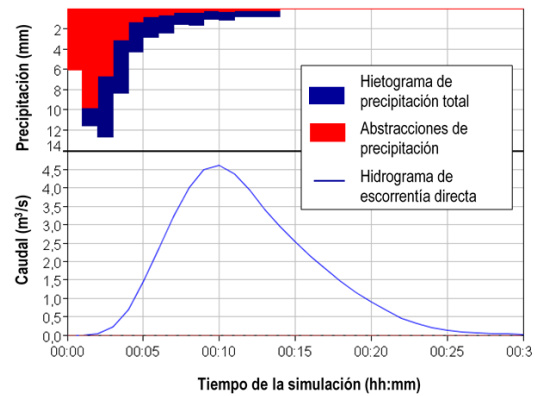
(g) Cuenca 2 – Hidrógrafa del SCS – 10 años de periodo de retorno.



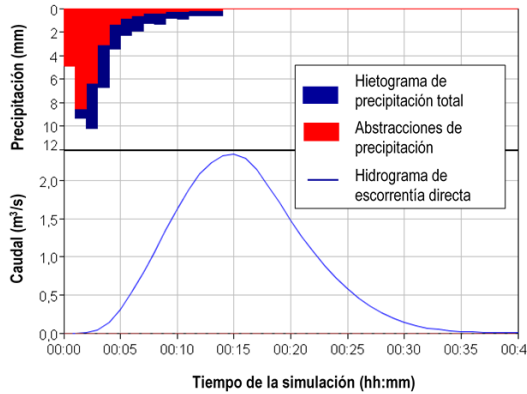
(h) Cuenca 2 – Hidrógrafa del SCS – 100 años de periodo de retorno.



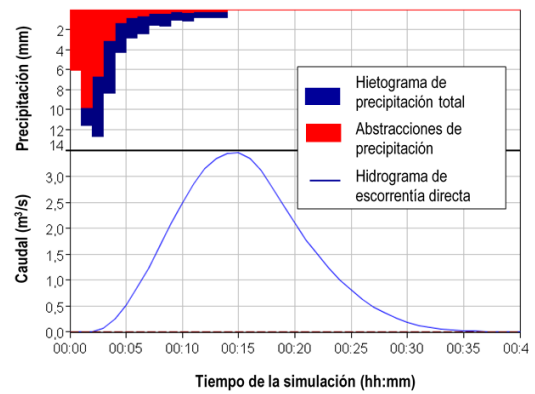
(i) Cuenca 2 – Hidrógrafa de Snyder – 10 años de periodo de retorno.



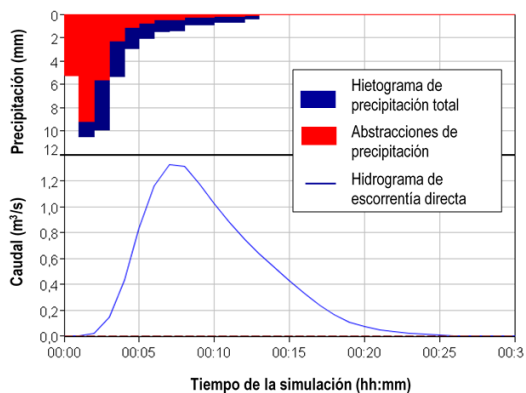
(j) Cuenca 2 – Hidrógrafa de Snyder – 100 años de periodo de retorno.



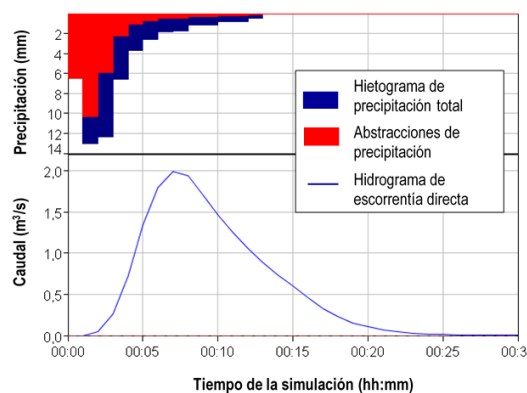
(k) Cuenca 2 – Hidrógrafa de Clark – 10 años de periodo de retorno.



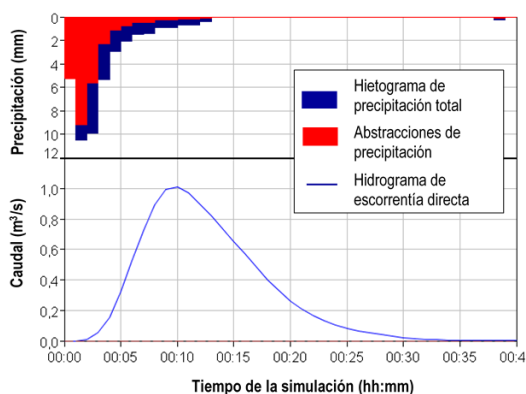
(l) Cuenca 2 – Hidrógrafa de Clark – 100 años de periodo de retorno.



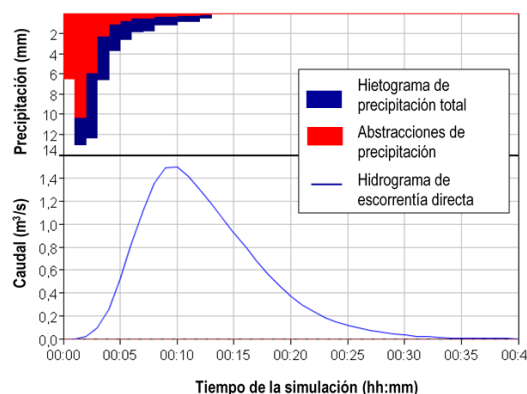
(m) Cuenca 3 – Hidrógrafa del SCS – 10 años de periodo de retorno.



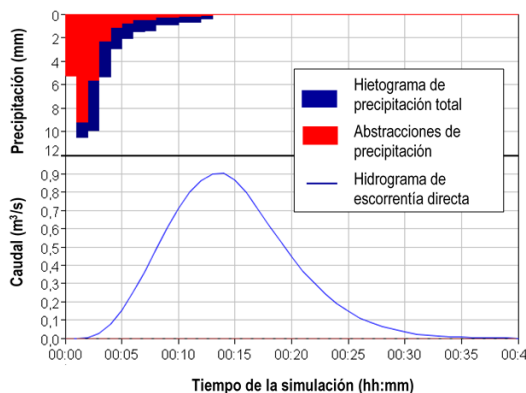
(n) Cuenca 3 – Hidrógrafa del SCS – 100 años de periodo de retorno.



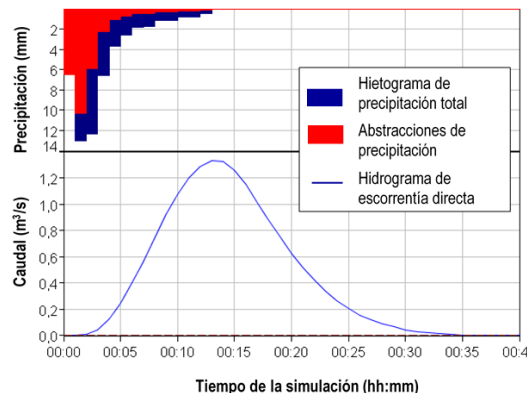
(o) Cuenca 3 – Hidrógrafa de Snyder – 10 años de periodo de retorno.



(p) Cuenca 3 – Hidrógrafa de Snyder – 100 años de periodo de retorno.



(q) Cuenca 3 – Hidrógrafa de Clark – 10 años de periodo de retorno.



(r) Cuenca 3 – Hidrógrafa de Clark – 100 años de periodo de retorno.

Figura 11. Esquemas de algunas de las simulaciones de caudales máximos.

Tabla 14. Caudales máximos (m^3/s) para diferentes periodos de retorno en las unidades hidrológicas de interés.

| Metodología | Cuenca | 2.33 | 5 | 10 | 25 | 50 | 100 |
|--------------------------------|----------|--------|--------|--------|---------|--------|--------|
| Hidrograma unitario del SCS | Cuenca 1 | 14.899 | 19.072 | 22.336 | 26.278 | 29.099 | 31.835 |
| | Cuenca 2 | 2.269 | 3.008 | 3.613 | 4.372 | 4.924 | 5.465 |
| | Cuenca 3 | 0.837 | 1.105 | 1.324 | 1.597 | 1.796 | 1.991 |
| Hidrograma sintético de Snyder | Cuenca 1 | 14.520 | 18.567 | 21.698 | 25.553 | 28.319 | 31.003 |
| | Cuenca 2 | 1.952 | 2.598 | 3.107 | 3.732 | 4.184 | 4.625 |
| | Cuenca 3 | 0.643 | 0.850 | 1.013 | 1.212 | 1.356 | 1.496 |
| Hidrograma unitario de Clark | Cuenca 1 | 8.897 | 11.273 | 13.108 | 15.319 | 16.902 | 18.442 |
| | Cuenca 2 | 1.495 | 1.970 | 2.344 | 2.802 | 3.132 | 3.455 |
| | Cuenca 3 | 0.579 | 0.760 | 0.902 | 1.07673 | 1.205 | 1.330 |
| Método racional probabilístico | Cuenca 1 | 8.719 | 11.021 | 12.799 | 14.940 | 16.470 | 17.953 |
| | Cuenca 2 | 1.482 | 1.950 | 2.318 | 2.769 | 3.095 | 3.413 |
| | Cuenca 3 | 0.599 | 0.786 | 0.933 | 1.113 | 1.244 | 1.370 |

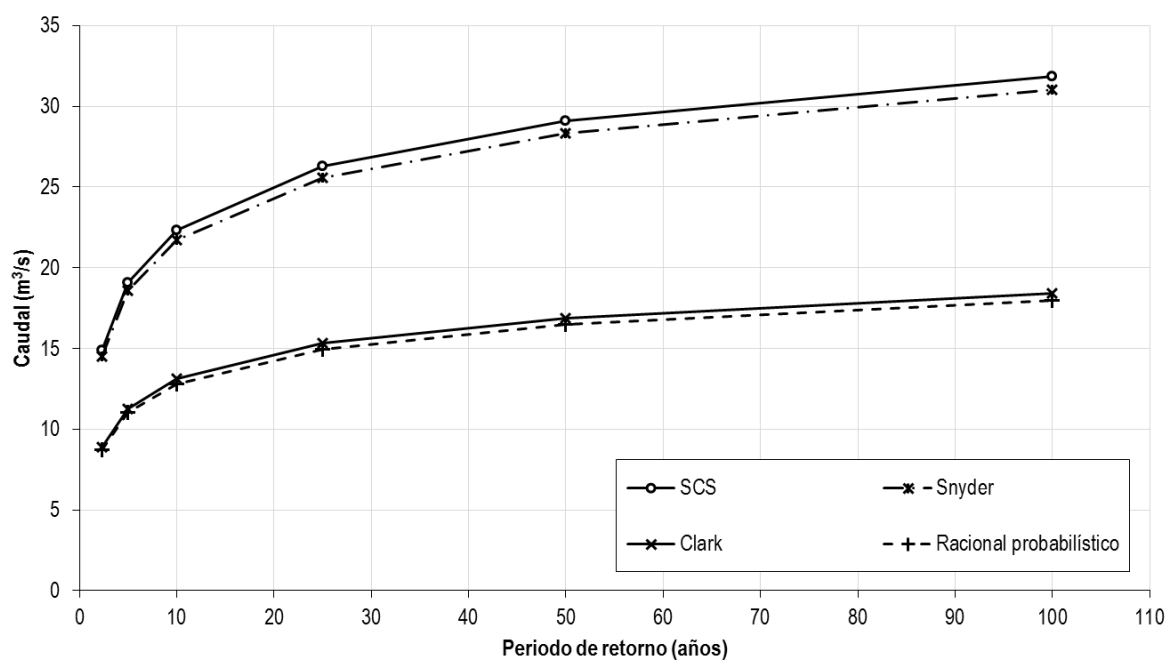


Figura 12. Caudales máximos por diferentes metodologías en la Cuenca 1.

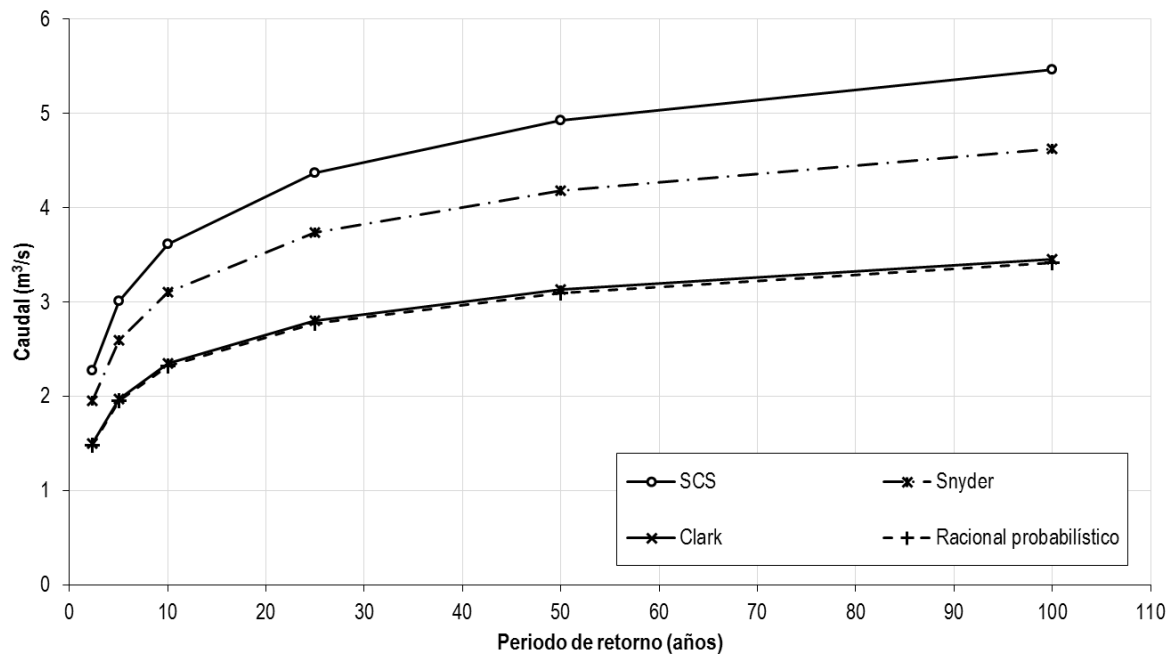


Figura 13. Caudales máximos por diferentes metodologías en la Cuenca 2.

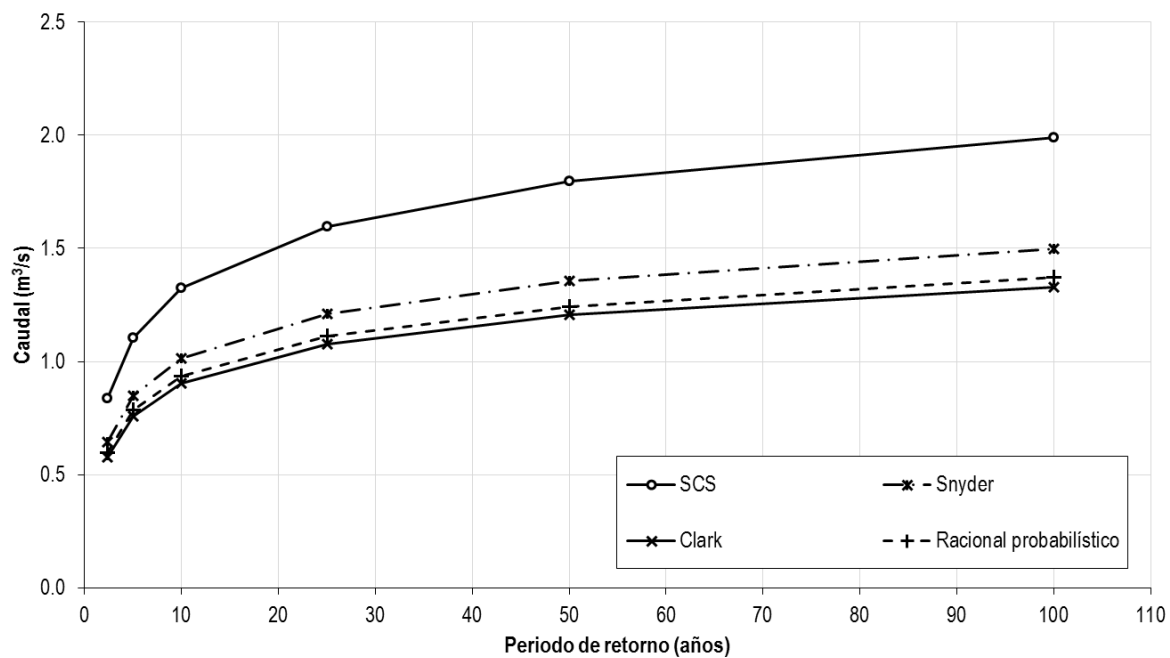


Figura 14. Caudales máximos por diferentes metodologías en la Cuenca 3.

En las tres figuras anteriores se aprecia que los máximos valores de caudal máximo obtenidos en todos los casos fueron los tabulados utilizando el hidrograma unitario del SCS, mientras que el hidrograma unitario de Clark y el método racional probabilístico proporcionaron los valores mínimos de caudal máximo. Si se considera el escenario de información escasa en el que se realizaron las estimaciones, no es posible determinar desde la hidrología cual metodología proporciona los resultados más pertinentes para propósitos de diseño de obras para el manejo de la escorrentía superficial; aunque por la dimensión de las unidades hidrológicas, el método racional probabilístico es de entre todas las metodologías evaluadas la más parsimoniosa en términos de la información que requerida para los cálculos, y la mayor incertidumbre corresponde a la definición del coeficiente de escorrentía. Ante ésta situación, la bondad de las estimaciones de caudales máximos, hechas por cada una de las metodologías, deberá compararse a la luz de las herramientas de la hidráulica y de las evidencias en el campo sobre las corrientes de interés.

4.2 ANÁLISIS HIDROLÓGICO DE OBRAS DE DRENAJE

4.2.1 Precipitación de Diseño

Para los diseños de las obras drenaje de aguas lluvia en el presente proyecto se debe conocer las condiciones hidrológicas de la zona, para lo cual es necesario determinar la intensidad de la lluvia asociada a diferentes periodos de retorno utilizando las curvas IDF (Intensidad-Duración-Frecuencia) definidas previamente para las estaciones de precipitación que influencia la zona.

Para el análisis hidrológico de las obras de drenaje de aguas lluvia en la cantera Ñajú, se utilizó la información de las curvas IDF definidas para la estación Arco Sonia, cuyas magnitudes son superiores a las otras dos (2) estaciones restantes, siendo de esta forma más conservador en los diseños de las estructuras.

4.2.2 Metodología de cálculo de caudales máximos

Para la estimación del caudal de diseño se utilizó el Método Racional, que establece correlaciones empíricas entre las características de la cuenca y la intensidad de la lluvia, dado que sus resultados son bastante acertados en cuencas con tamaños mayores a 1 [km²] donde la hipótesis de saturación de la cuenca para pequeños periodos de retorno son aplicables.

4.2.3 Método racional

El método fue desarrollado a finales de la década de 1890 para ser usado en sistemas de drenaje de aeropuertos y en pequeñas cuencas urbanas, en donde las suposiciones básicas del método se cumplen con cierto grado de aproximación.

Se fundamenta en que la máxima “tasa” de escurrimiento superficial en una cuenca pequeña, ocurre cuando toda la cuenca está contribuyendo y la descarga máxima se obtiene cuando la duración de la lluvia iguala en magnitud al tiempo de concentración de la cuenca, y supone que la intensidad de la precipitación permanece constante durante un tiempo igual o mayor que el tiempo de concentración y es uniforme sobre toda la cuenca, estos supuestos difícilmente se dan en la naturaleza (Chow *et al.*, 1994). El método se expresa matemáticamente mediante la siguiente expresión:

$$(9) Q = \frac{C.I.A}{3.6}$$

Dónde:

C: Coeficiente de escorrentía.

I: Intensidad de la lluvia [mm/h]

A: Área de la cuenca [km²]

El método racional fue desarrollado para pequeñas áreas de drenaje, pero en los últimos años se ha venido empleando en cuencas de tamaño mediano, bajo la hipótesis de que esto es posible si se pueden obtener unos adecuados coeficientes de escorrentía.

4.2.4 Áreas aferentes

Buscando determinar los aportes de escorrentía directa proveniente de los taludes, sobre la zona de explotación y procesamiento del material, se delimitaron áreas aferentes para las obras de drenaje a partir de las curvas de nivel existentes en cada una de las secuencias del plan de explotación minero en la zona. Se contaba con registro cartográfico (curvas de nivel) para secuencias de explotación asociadas a diferentes periodos anuales: Mes 6, Año 1, Año 2, Año 3, Año 4, Año 5 y Año 6. En la Figura 15 se observan las áreas aferentes trazadas para las obras de drenaje propuestas correspondientes a la Secuencia Año 2, las cuales son utilizadas para la estimación de los caudales máximos.

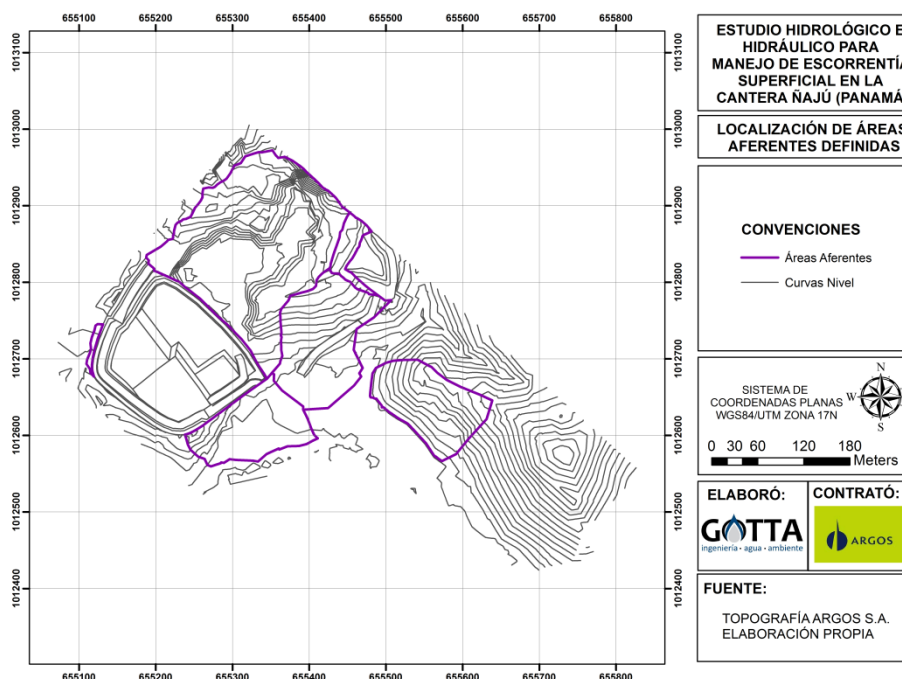


Figura 15. Áreas aferentes de la cantera Ñajú; secuencia Año 2.

4.2.5 Coeficiente de escorrentía superficial directa

El coeficiente de escorrentía depende de diferentes factores, tales como: precipitación (el tipo, la cantidad, la intensidad y la distribución en el tiempo), la humedad inicial del suelo, tipo de terreno (granulometría, textura, estructura, materia orgánica, pendiente, micro relieve, rugosidad), tipo de vegetación presente en la zona, entre otros.

Con base en las estimaciones realizadas en el análisis hidrológico del coeficiente de escorrentía en la zona para los diferentes periodos de retorno, según los usos del suelo identificados, se determinó el coeficiente de escorrentía directa para la estimación de los caudales de diseño de las obras de drenaje (ver Tabla 13)

Según la literatura se indica que cada obra hidráulica de drenaje en una vía o cerca de una vía debe diseñarse según la intensidad asociada al periodo de retorno establecido. En la Tabla 15 se muestran los periodos de retorno sugeridos

Tabla 15. Periodos de retorno para el diseño de obras de drenaje vial (Tomado de INVIA, 2009)

| Tipo de obra | Período de retorno (años) |
|---|---------------------------|
| Drenaje superficial | 2 |
| Cunetas | 5 |
| Estructuras de caída | 10 |
| Alcantarillas de 0.9 m de diámetro | 10 |
| Alcantarillas mayores a 0.9 m de diámetro | 20 |

Para la determinación del coeficiente de escorrentía en la zona de estudio se consideró el promedio de los valores obtenidos para las cuencas analizadas en el estudio hidrológico, para cada uno de los periodos de retorno de interés (ver Tabla 16). Se tomó como criterio de diseño **10 años de periodo de retorno** para las cunetas y zanjas dentro del título minero, con el fin de ser conservadores en el diseño de las obras propuestas, teniendo en cuenta la influencia de tormentas asociadas a periodos de retorno de 2.33 y 5 años, para la escogencia de las maquinarias para el bombeo del flujo almacenado en el PIT durante una tormenta, esto bajo el supuesto de que el área de influencia es muy pequeña, y que la influencia de una tormenta de baja magnitud puede ser más probable.

Tabla 16. Coeficientes de escorrentía empleados para la estimación de caudales de diseño.

| Tr (años) | Coef. Escorrentía |
|-----------|-------------------|
| 2.33 | 0.36 |
| 5 | 0.40 |
| 10 | 0.43 |

4.2.6 Intensidad de la lluvia

El supuesto en el cual el caudal transportado (escorrentía) es generado directamente por la cantidad de lluvia que caiga durante un determinado tiempo sobre una cuenca hidrográfica que define una corriente, es en el que se basa la metodología de lluvia-escorrentía; y por lo tanto el caudal de diseño para una obra hidráulica se establece por la intensidad de diseño de la lluvia y su correspondiente periodo de retorno, según sea el requerimiento.

De acuerdo con lo planteado previamente y lo establecido en la literatura (INVIAS, 2009), en el diseño de obras de drenaje se recomienda emplear una duración de lluvia como mínimo de **15 min** ya que intensidades menores puede influir en el sobredimensionamiento de las obras, por lo tanto este es el tiempo que se emplea para la duración de la tormenta de diseño. Para el caso de quebradas y/o corrientes superficiales de agua con áreas menores a 1 [km²].

Según lo anterior y con base en las curvas IDF (Figura 16) obtenidas para la estación Arco Sonia las intensidades de diseño empleadas en este estudio se muestran en la Tabla 17.

Tabla 17. Intensidades de diseño empleadas para el diseño de las obras de drenaje.

| Tr (años) | Intensidad (mm/h) | | |
|-----------|-------------------|-----------------|-----------------|
| | Est. Alhajuela | Est. Arco Sonia | Est. Santa Rosa |
| 2.33 | 144.30 | 158.80 | 144.07 |
| 5 | 163.94 | 186.87 | 163.21 |
| 10 | 178.41 | 208.19 | 177.29 |

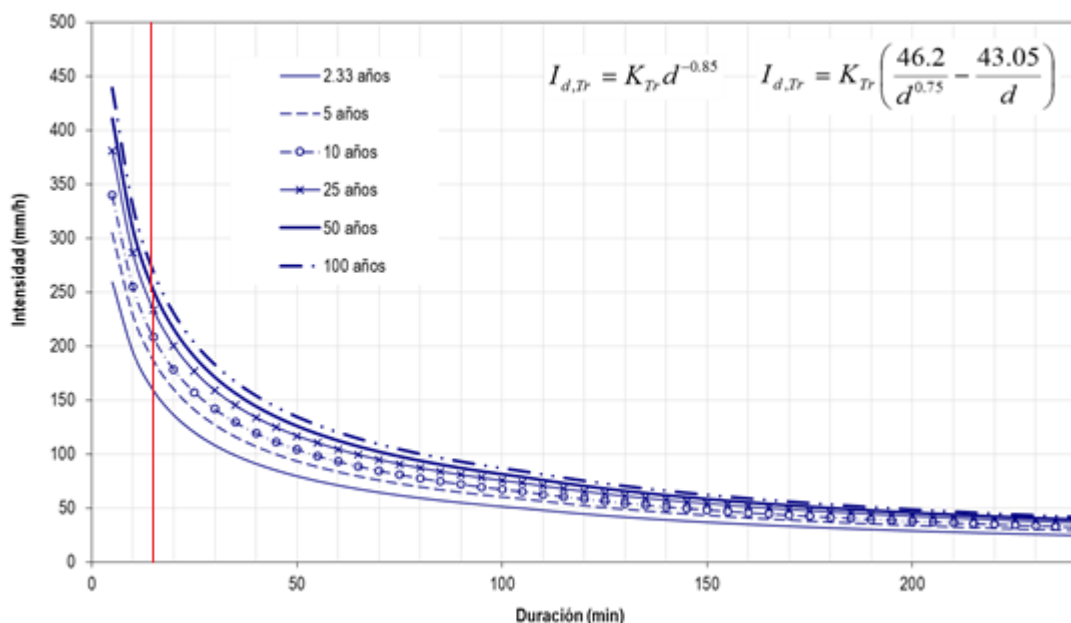


Figura 16. Intensidad para el cálculo de caudales máximos, estación Arca Sonia.

5. ANÁLISIS HIDRÁULICO

Este capítulo describe la información disponible, así como la metodología empleada para la determinación de la capacidad hidráulica de las obras existentes, los diseños hidráulicos de las obras de drenaje temporales y permanentes, dentro de los diferentes bloques de explotación, botaderos y vías en la cantera Najú.

La localización de estas obras obedece a patrones de escorrentía superficial en cada frente de explotación, los cuales son identificados mediante el análisis de la topografía actual y cuyo

comportamiento se caracteriza en el corto, mediano y largo plazo, de acuerdo con las secuencias de explotación minera definidas para la cantera; asegurando que obras temporales queden ubicadas dentro de las zonas que serán explotadas a futuro y que presentaría variaciones temporales según la explotación proyectada; mientras que obras permanentes quedarían en aquellas zonas que no presentan variaciones por efecto de la actividad minera.

5.1 INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA DISPONIBLE

Se cuenta con levantamientos topográficos de detalle en la cantera Ñajú, los cuales contienen drenajes y curvas de nivel con separación en altura de 1 metro, localización de la zona de explotación y el botadero; así como también las vías de acceso a dichas zonas (ver Figura 17), que permiten generar un mapa de aspectos adecuado para determinar áreas de drenaje de las obras hidráulicas y así poder estimar los caudales las estructuras que serán diseñadas.

También se cuenta con planos correspondientes a las proyecciones de la evolución temporal de la superficie topográfica de la cantera contempladas en el plan minero de la empresa CEMENTOS ARGOS. En dichos planos se suministra información de seis (6) escenarios mensuales y seis (6) escenarios anuales de explotación; por efectos prácticos se emplearan un escenario mensual correspondiente al Mes 6, y los seis escenarios anuales correspondientes al Año 1, Año 2, Año 3, Año 4, Año 5 y Año 6.

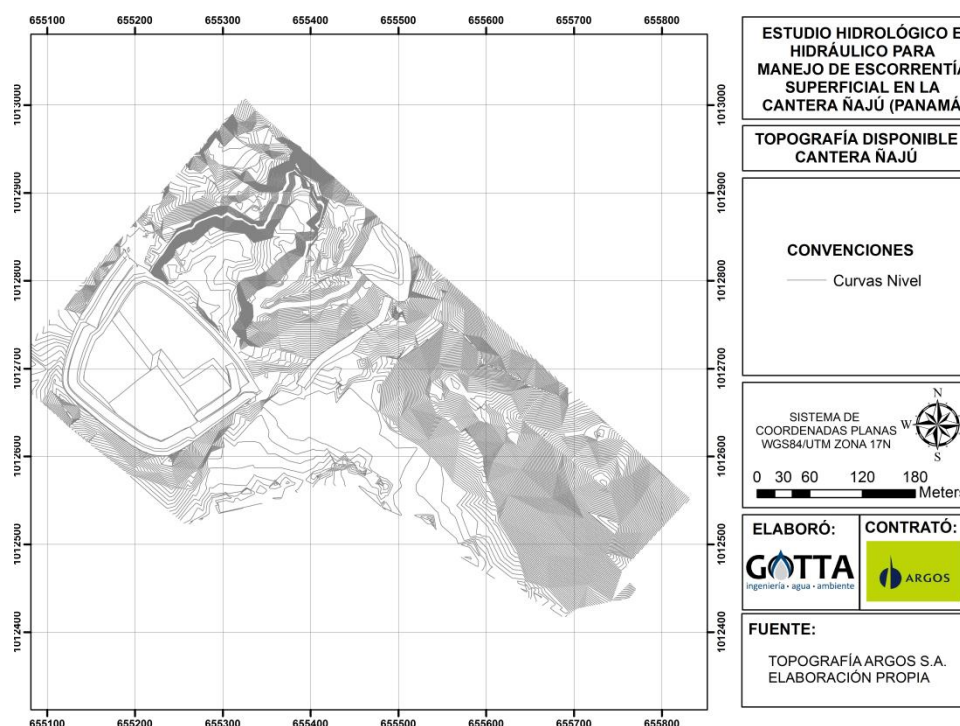


Figura 17. Mapa topográfico cantera Ñajú, Argos S.A. (2013).

5.2 ANÁLISIS HIDRÁULICO DE OBRAS EXISTENTES

A partir del análisis hidrológico realizado sobre las corrientes de interés para el estudio se determinaron los caudales máximos asociados a diferentes periodos de retorno, los cuales fueron empleados para determinar la capacidad hidráulica de las obras actuales, es decir, que se determinó si la geometría actual de las obras de paso ubicadas sobre las corrientes naturales es suficiente para transportar adecuadamente los caudales máximos que puedan presentarse en las cuencas, sin generar desbordamientos, represamientos y/o afectaciones en zonas aledañas.

A partir de la recolección en campo se identificaron cuatro (4) obras de paso sobre las corrientes de influencia al proyecto minero correspondientes a tuberías en concreto (ver Figura 18) de las cuales tres (3) se localizan dentro del título minero, y la restante corresponde a un cruce de vía nacional, sin embargo, se determina la capacidad hidráulica para las cuatro (4) estructuras identificadas con el fin de definir su eficiencia (ver Tabla 18 y Tabla 19).

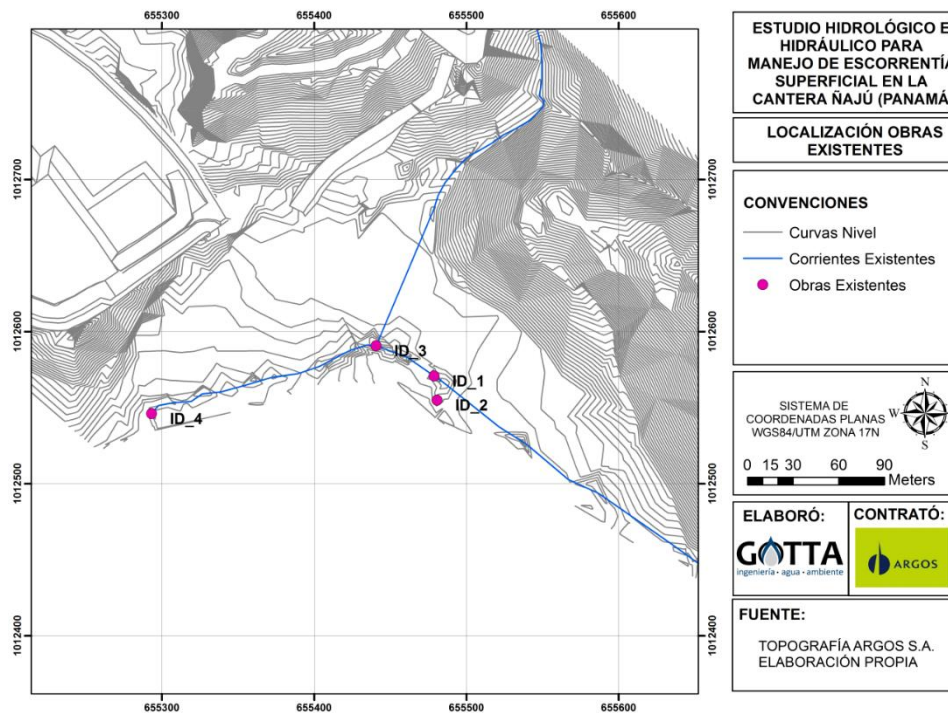


Figura 18. Localización de las obras hidráulicas existentes en la zona de influencia a la cantera.

La metodología implementada para el análisis se define a continuación:

- Conocida la geometría y la pendiente de la estructura, se determina a partir de la ecuación de Manning el caudal máximo capaz de ser transportado eficientemente.

$$(10) \quad Q = \frac{1}{n} A \cdot R h^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Donde Q: caudal del flujo; n : coeficiente de rugosidad de Manning, que depende del tipo de material; A: área mojada de la sección; R_h : radio hidráulico (relación entre área mojada y el perímetro mojado); S: pendiente.

- Una vez calculado el caudal máximo capaz de ser transportado por la estructura, se realiza la comparación con el caudal máximo asociado a un periodo de retorno de 100 años estimado en el análisis hidrológico sobre la corriente para este punto de interés, definiendo si es igual o inferior al definido previamente, para poder aceptar la hipótesis de suficiencia hidráulica.
- Si la hipótesis de suficiencia hidráulica no se cumple para la estructura, se aplica la metodología anterior en sentido inverso, determinado a partir del caudal máximo de los 100 años de periodo de retorno la geometría mínima que requiere la estructura para transportar eficientemente este caudal.
- Una vez cumplido la condición de capacidad hidráulica, se determina el caudal real que sería capaz de transportar la estructura propuesta sin presentar afectación alguna.

Tabla 18. Geometría de las obras de paso identificadas en la cantera Ñajú.

| ID | Localización | #Tuberías | Diámetro | | S_{prom} | Manning | | A (m^2) | P (m) |
|-----|--|-----------|----------|------|------------|----------|-------|----------------|----------|
| | | | (pulg) | (m) | | Material | n | | |
| 1.0 | Vía de ingreso a la portería | 2 | 60 | 1.52 | 1.0% | Concreto | 0.013 | 1.82 | 4.79 |
| 2.0 | Arriba de la portería, cruce vía nacional | 1 | 48 | 1.22 | 1.0% | Concreto | 0.013 | 1.17 | 3.83 |
| 3.0 | Entrada y salida en la zona de bombeo al PIT | 1 | 48 | 1.22 | 1.0% | Concreto | 0.013 | 1.17 | 3.83 |
| 4.1 | Cruce de vía nacional, abajo | 1 | 60 | 1.52 | 1.0% | Concreto | 0.013 | 1.82 | 4.79 |
| 4.2 | de la portería de ingreso | 2 | 48 | 1.22 | 1.0% | Concreto | 0.013 | 1.17 | 3.83 |

A: área mojada de la Tubería para el 85%, y perímetro mojado de la tubería para el 85%.

Tabla 19. Análisis de la capacidad hidráulica de las obras existentes.

| Id | Q_85% | Q_100años | Verificación | #Tuberías | Q_tubería | D_óptimo | Q_óptimo |
|-----|-------------|-------------|--------------|-----------|-------------|----------|-------------|
| | (m^3/s) | (m^3/s) | | | (m^3/s) | (pulg) | (m^3/s) |
| 1.0 | 12.54 | 17.95 | Rediseñar | 2 | 8.977 | 72 | 20.39 |
| 2.0 | 3.46 | 1.29 | Cumple | ---- | ---- | ---- | ---- |
| 3.0 | 3.46 | 3.41 | Cumple | ---- | ---- | ---- | ---- |
| 4.0 | 13.18 | 21.37 | Rediseñar | 3 | 7.122 | 72 | 30.58 |

En la tabla anterior se muestran los criterios básicos para la comprobación de la eficiencia hidráulica de las estructuras existentes, donde el Q_85, corresponde al caudal capaz de ser transportado por la tubería actual para una relación de llenado del 85%, garantizando que la tubería no trabaja a presión; el Q_100 corresponde a un caudal extremo asociado a un periodo de retorno de 100 años que podría presentarse en la cuenca hidrográfica aferente al punto de ingreso de las estructuras; el criterio de verificación permite comprobar cuál de las estructuras es eficiente para transportar el Q_100, el cual debe ser menor que el Q_85 para que la estructura cumpla con tal criterio; el Q_tubería corresponde al caudal de 100 años de periodo de retorno que debe transportar cada

tubería en los puntos analizados para evacuar eficientemente la creciente presentada; el $D_{\text{óptimo}}$ corresponde al diámetro de diseño requerido en cada uno de los puntos con insuficiencia hidráulica, para evacuar eficientemente las crecientes máximas presentadas en la zona; el $Q_{\text{óptimo}}$ equivale al total de caudal evacuada por la batería de tuberías dispuestas en los puntos de interés, cabe aclarar que este caudal está asociado al número de tuberías recomendadas con un diámetro igual al $D_{\text{óptimo}}$.

De las cuatro (4) estructuras hidráulicas identificadas se determinó que dos (2) de ellas no son eficientes hidráulicamente para transportar caudales extremos, razón por la cual deben ser rediseñadas para garantizar el tránsito óptimo de caudales extremos que puedan presentarse en las cuencas de influencia. Cabe aclarar que algunas de las obras corresponden a los cruces viales sobre la vía nacional paralela al título minero que no son de interés directo para la cantera Ñajú y la empresa Argos, sin embargo se realiza la recomendación del tipo de geometría óptima para garantizar la eficiencia hidráulica de la obra.

Las obras con eficiencia hidráulica corresponden a un cruce vial de la vía nacional y al encauzamiento de corriente superficial por debajo de la zona de trituración de la planta, por lo cual se deberá realizar un mantenimiento adecuado al ingreso de la tubería, para garantizar que la obra funcione eficientemente. El dimensionamiento de las nuevas obras se muestra en el Anexo C.

5.3 ANÁLISIS HIDRÁULICO DE OBRAS DE DRENAJE

En este ítem se presenta la metodología empleada para la localización de obras de drenajes temporales y permanentes al interior del título minero de la cantera Ñajú, de acuerdo con la dirección del flujo de escorrentía superficial que se desarrolla en cada una de ellas en el corto, mediano y largo plazo.

El análisis hidráulico consiste en evaluar la capacidad de las obras proyectadas para el drenaje del agua lluvia generada dentro del área de influencia para la cantera, con el fin de ser encausadas hacia corrientes naturales allí localizadas, con la menor cantidad de aporte de material particulado generado durante el desmonte del suelo y el proceso de explotación, asegurando que las condiciones del flujo sean acordes con el dimensionamiento de cada una de las estructuras, previniendo el deterioro de las mismas.

Las pautas para el análisis consisten en evaluar la capacidad hidráulica de las cunetas y zanjas propuestas para el manejo de aguas lluvias.

A diferencia de las cunetas, las zanjas tienen menor permanencia en la zona ya que deben ajustarse según los cambios que sufran los frentes de explotación, razón por la cual son excavadas sin recubrimiento en concreto como lo es el caso de las cunetas. Su función principal que los excesos de aguas lluvia lleguen a las zonas de explotación y procesamiento del material.

5.3.1 Sistema de bombeo para el PIT de explotación

De acuerdo a las características topográfica que presenta el frente de explotación o PIT para cada una de las secuencias temporales definidas previamente por Argos, donde la cota de fondo permanece siempre por debajo de la cota promedio del título minero y de la zona adyacente, la evacuación de las aguas lluvias no puede realizarse a partir de la implementación de obras

convencionales para el manejo de escorrentía superficial (cunetas, zanjas, rondas de coronación, entre otras) dado que no existiría una cota de diseño óptima para la descarga, razón por la cual se recomienda un sistema de bombeo que permita extraer los excesos de aguas lluvias que se presenten durante la temporada invernal en la región.

La determinación de las especificaciones del sistema de bombeo requerido para la evacuación del exceso de aguas durante una tormenta de diseño, se realiza a partir del uso de las áreas aferentes definidas para los diferentes escenarios de explotación y la intensidad de la lluvia para una duración de 15 minutos asociada a un periodo de retorno de 2.33 años. No se asume un periodo de retorno superior dado que los requerimientos de diseño para el sistema de bombeo serían descomunales e inviables para el proceso, razón por la cual se diseña para un periodo inferior y se definen tiempos de operación del sistema de bombeo adecuados para la evacuación de los excesos de agua de manera práctica.

Con base en los caudales obtenidos para los diferentes periodos de explotación en la cantera, se propuso un sistema de bombeo gradual, donde se vayan incrementando la cantidad de bombas para tal efecto, o en su defecto el tiempo de actividad para una cantidad de bombas determinada. A continuación se muestran las estimaciones de los volúmenes de agua acumulados dentro del PIT, para cada una de las secuencias de explotación asociadas a un periodo de retorno de 2.33 años.

Tabla 20. Lámina de agua asociada a una tormenta de 2.33 años de periodo de retorno.

| | |
|-----------------|--------|
| D (min) | 15 |
| I (mm/h) | 158.80 |
| h (mm) | 39.70 |

Donde D: duración de la tormenta; I: intensidad de la lluvia; h: profundidad de la lámina de agua.

Tabla 21. Volumen de agua lluvia almacenado para la tormenta de diseño.

| Secuencia | Área (m²) | Volumen (m³) |
|------------------|-----------------------------|--------------------------------|
| Mes 6 | 17258.02 | 685.14 |
| Año 1 | 25380.62 | 1007.61 |
| Año 2 | 31157.16 | 1236.94 |
| Año 3 | 46224.24 | 1835.10 |
| Año 4 | 57953.97 | 2300.77 |
| Año 5 | 72293.91 | 2870.07 |
| Año 6 | 81797.30 | 3247.35 |

Donde Área: área en planta del PIT; Volumen: volumen almacenado en el PIT para la tormenta de diseño.

Para hacer eficiente el proceso de bombeo dentro del PIT de explotación se recomienda la implementación de bombas centrífugas capaces de bombear caudales entre los 30 y 36 m³/h, haciendo que el sistema sea capaz de extraer el excedente de aguas lluvia durante en un tiempo prudente. Cabe aclarar que a medida que el PIT de explotación va incrementando su área, también lo hace el volumen de agua almacenada a bombear para lo cual es necesario ir implementando cantidades de bombas diferentes según los requerimientos.

Tabla 22. Tiempo requerido de bombeo [horas] para diferentes bombas de 30 m³/h.

| Secuencia / No. Bombas | 1 | 2 | 3 | 4 |
|-------------------------------|----------|----------|----------|----------|
| Mes 6 | 23 | 11 | 8 | 6 |
| Año 1 | 34 | 17 | 11 | 8 |
| Año 2 | 41 | 21 | 14 | 10 |
| Año 3 | 61 | 31 | 20 | 15 |
| Año 4 | 77 | 38 | 26 | 19 |
| Año 5 | 96 | 48 | 32 | 24 |
| Año 6 | 108 | 54 | 36 | 27 |

Tabla 23. Tiempo requerido de bombeo [horas] para diferentes bombas de 36 m³/h.

| Secuencia / No. Bombas | 1 | 2 | 3 | 4 |
|-------------------------------|----------|----------|----------|----------|
| Mes 6 | 19 | 10 | 6 | 5 |
| Año 1 | 28 | 14 | 9 | 7 |
| Año 2 | 34 | 17 | 11 | 9 |
| Año 3 | 51 | 25 | 17 | 13 |
| Año 4 | 64 | 32 | 21 | 16 |
| Año 5 | 80 | 40 | 27 | 20 |
| Año 6 | 90 | 45 | 30 | 23 |

De los resultados anteriores, se sugiere la implementación de un sistema de bombeo compuesto inicialmente por una cantidad menor de bombas centrífugas para la extracción del volumen de agua acumulado en el PIT, cantidad que puede ir aumentando temporalmente a medida que el frente de explotación incrementa su área, con el fin de hacer más eficiente el proceso y disminuir las horas de operación de las bombas. El tiempo de bombeo requerido para la extracción no tiene que ser continuo, sino que, debe ser acorde para que el volumen evacuado sea permita la operación de explotación en el PIT. En el Anexo D, se muestran las fichas técnicas de algunas de las bombas centrífugas que se pueden implementar en el sistema de bombeo.

5.3.2 Análisis hidráulico de cunetas y zanjás

El objeto del estudio es dimensionar unas cunetas y zanjás adecuadas que permitan la evacuación efectiva y eficiente de los excesos de aguas lluvias que llegan directamente a la zonas de explotación y procesamiento.

La alternativa de diseño propuesta, contemplan la construcción de zanjás excavadas para los tramos que presentan modificaciones a lo largo de la evolución temporal de la cantera (zanjás temporales); mientras que para aquellas cunetas localizadas en las zonas donde no se presenta intervención por la actividad minera, se proponen cunetas en concreto (cunetas permanentes). Los criterios fundamentales para tal análisis consisten en:

- Evaluar si la capacidad hidráulica de la cuneta y zanjás es suficiente para los caudales máximos de diseño.
- Evaluar si las velocidades de flujo generadas por la geometría de las cunetas y zanjás, no superan el límite admisible del material. Para el caso del concreto (de baja especificación para

ser conservadores) este límite es de 6.00 m/s y para zanjas excavadas sin recubrimiento se tomó de 3.00 m/s.

5.3.2.1 Geometría

Para el diseño de la cuneta se trabajó con una sección rectangular, con anchos entre los 50 y 70 cm y profundidades de 25 y 30 cm, cuyo material de construcción es concreto. Para las zanjas, las cuales se localizan principalmente en la escombrera se tomó una sección rectangular con ancho de 50 cm y profundidad de 25 cm, siendo la totalidad excavadas en el terreno sin recubrimiento. Las estructuras de este tipo (rectangulares) ocupan menos espacio en planta y su construcción no requiere tanto detalle, como el caso de las secciones triangulares que deben garantizar las pendientes de los taludes dentro de los rangos establecidos. Con el fin de minimizar los problemas de “encunetamiento” de vehículos, se propone la colocación de barras de seguridad (tope llantas o bordillo) en la cunetas de concreto localizados al lado de la vía y cubierta con rejillas en las zonas planas de movilidad de maquinaria y personal, con el fin de poder realizar limpieza periódica a las obras y disminuir los riesgos laborales.

Para todas las obras de concreto se utilizó un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.018 correspondiente a un concreto sin pulir, con el fin de garantizar que las velocidades del flujo desarrolladas no superen los límites permisibles para el material; para las obras excavadas el coeficiente de Manning asumido fue de 0.025.

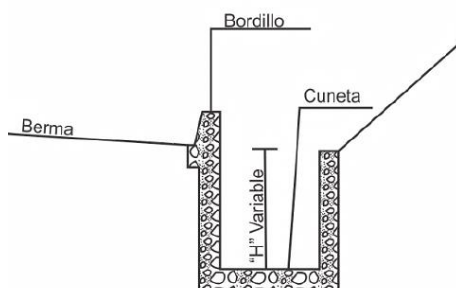


Figura 19. Sección TÍPICA empleada para cunetas y zanjas.

Tabla 24. Parámetros geométricos de las secciones típicas consideradas para las cunetas y zanjas.

| Variable | Tipo 1 | Tipo 2 | Tipo 3 | Tipo 4 |
|------------------------|----------|----------|----------|----------|
| B (m) | 0.50 | 0.60 | 0.70 | 0.50 |
| Y (m) | 0.25 | 0.25 | 0.30 | 0.25 |
| Área (m^2) | 0.13 | 0.15 | 0.21 | 0.13 |
| Perímetro (m) | 1.00 | 1.10 | 1.30 | 1.00 |
| Rh (m) | 0.13 | 0.14 | 0.16 | 0.13 |
| Material | concreto | concreto | concreto | excavada |
| n | 0.018 | 0.018 | 0.018 | 0.025 |
| $V_{permisible}$ (m/s) | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 3.00 |

Las estructuras Tipo 4 corresponden a obras temporales empleadas en la zona de botadero o escombrera donde la variabilidad del terreno está ligada al plan de explotación minera, razón por la cual no se recomiendan obras permanentes en concreto.

5.3.2.2 Capacidad Hidráulica

La metodología implementada para el análisis se define a continuación:

- Conocida la pendiente de la obra y la sección típica de diseño, se determina a partir de la ecuación de Manning el caudal máximo capaz de ser transportado eficientemente.

$$(11) \quad Q = \frac{1}{n} A \cdot R h^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Donde

Q: caudal del flujo

n: coeficiente de rugosidad de Manning, que depende del tipo de material

A: área mojada de la sección

Rh: radio hidráulico (relación entre área mojada y el perímetro mojado)

S: pendiente

- Una vez calculado el caudal máximo transportado por la estructura, se determina el área de influencia asociada a este caudal con una intensidad de lluvia definida para el periodo de retorno de 10 años y una duración de 15 minutos (208.19 mm/hora) implementado la ecuación del Método Racional, descrita anteriormente.
- Esta área estimada es comparada con el área de influencia de cada una de las cunetas y zanjas propuestas, la cual fue determinada previamente con el trazado de las subcuencas. En caso de que el área estimada con el caudal máximo que puede transportar la obra sea superior al área real de influencia determinada con el trazado de las subcuencas, se concluye que la cuenta o zanja es hidráulicamente efectiva y que no requiere redimensionamiento.
- Una vez cumplido la condición de capacidad hidráulica, se determina el caudal real que transitaría, mediante la implementación del Método Racional con el área real aferente que se determinó con el trazado de las subcuencas.

5.3.2.3 Velocidad Máxima

Definido el caudal real que pasa por cada una de las obras y definida su área, se determina la velocidad del flujo considerando la profundidad normal definida por:

$$(12) \quad Q = \frac{1}{n} \frac{\left(B y_n + \frac{y_n^2 (m_1 + m_2)}{2} \right)^{5/3}}{\left(B + y_n (\sqrt{1+m_1^2} + \sqrt{1+m_2^2}) \right)^{2/3}} S^{1/2}$$

Siendo esta ecuación para secciones trapezoidales, se puede utilizar para secciones triangulares cuando $B=0$, y para secciones rectangulares con $m_1=m_2=0$ (Chow, V.T, 1982).

Si la velocidad obtenida supera la velocidad máxima admisible para el concreto de 6.00 m/s, o para canales excavados de 3.00 m/s, debe definirse una obra de disipación de energía para reducir las velocidades.

5.3.3 Rápidas Escalonadas

Cuando el transporte de agua debe hacerse a lo largo de laderas de alta pendiente, las obras de descarga deben garantizar una adecuada disipación de energía, de tal forma que no se generen procesos de erosión laminar que puedan detonar a su vez procesos de erosión en masa. En dichos casos se emplearon rápidas escalonadas cuya configuración puede asemejarse a la configuración de canales naturales de alta pendiente, entre los que cabe destacar la configuración escalón-pozo, como el mostrado en la Figura 20.

Comiti et al. (2005) encontraron que tanto para configuraciones naturales como artificiales de control de erosión, las propiedades geométricas ilustradas en la Figura 20 pueden relacionarse empíricamente de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$(13) \quad \frac{H_s}{z} = 0.89 \left(\frac{z}{L_s} \right)^{-0.46}$$

Donde H_s representa la altura del escalón y corresponde al valor fijado por el diseñador, L_s es la longitud del escalón y z/L_s es equivalente a la pendiente longitudinal.

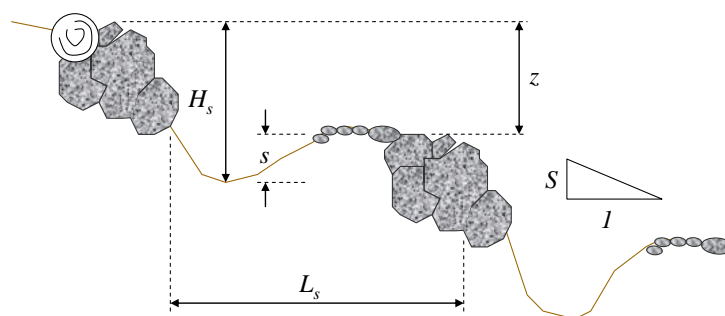


Figura 20. Configuración morfológica de un canal tipo escalón-pozo.

La longitud L_s del escalón debe ser de 1.5 a 2 veces el alto del canal.

En este orden de ideas y bajo los parámetros de diseño definidos para las obras de drenaje, se recomienda la construcción de obras de disipación tipo rápidas escalonadas para la “Zanja 3” (ZJ_3) las cuales ayuden a minimizar la energía del flujo transportado, reduciendo así las probabilidades de ocurrencia de un procesos erosivo en la zona.

5.3.4 Resultados

Teniendo en cuenta las variaciones del terreno como consecuencia del plan de explotación para la cantera Najú, y con base en los planos suministrados por Argos S.A., de la topografía para cada secuencia de explotación, se definieron las áreas aferentes, así como el trazado cunetas y para el manejo de las aguas lluvia de acuerdo a las modificaciones proyectadas. Dado que las obras propuestas no presentan variación en su alineamiento y que las mayores áreas de influencia están asociadas a la *Secuencia del Mes 6*, los criterios de diseño se definieron bajo las magnitudes obtenidas para este periodo, ya que se aseguraría que las obras cumplirían satisfactoriamente con los requerimientos para cada una de las secuencias posteriores. Los resultados obtenidos para la cantera se muestran de la Tabla 25.

Tabla 25. Resultados de la evaluación hidráulica cunetas y zanjas propuestas para el manejo de aguas lluvia en la cantera Najú.

| ID | Tipo | L (m) | S | Qd (l/s) | Criterio Caudal | Qe (l/s) | Yn (m) | Vd (m/s) | Criterio Velocidad |
|------|--------|--------|-----|----------|-----------------|----------|--------|----------|--------------------|
| CU_1 | Tipo 1 | 9.80 | 10% | 554.58 | CUMPLE | 154.23 | 0.10 | 3.10 | CUMPLE |
| CU_2 | Tipo 1 | 110.56 | 18% | 738.40 | CUMPLE | 405.42 | 0.16 | 5.03 | CUMPLE |
| CU_3 | Tipo 3 | 7.61 | 2% | 489.38 | CUMPLE | 405.42 | 0.26 | 2.21 | CUMPLE |
| CU_4 | Tipo 3 | 10.58 | 9% | 1063.87 | CUMPLE | 559.65 | 0.19 | 4.25 | CUMPLE |
| CU_5 | Tipo 2 | 12.49 | 16% | 883.46 | CUMPLE | 273.80 | 0.11 | 4.15 | CUMPLE |
| CU_6 | Tipo 2 | 27.47 | 4% | 421.23 | CUMPLE | 273.80 | 0.18 | 2.45 | CUMPLE |
| CU_7 | Tipo 3 | 73.67 | 1% | 403.17 | CUMPLE | 273.80 | 0.25 | 1.80 | CUMPLE |
| CU_8 | Tipo 2 | 19.48 | 10% | 707.41 | CUMPLE | 273.80 | 0.13 | 3.58 | CUMPLE |
| CU_9 | Tipo 1 | 139.77 | 3% | 293.70 | CUMPLE | 293.17 | 0.25 | 2.33 | CUMPLE |
| ZJ_1 | Tipo 4 | 66.61 | 19% | 544.86 | CUMPLE | 154.23 | 0.10 | 3.03 | NO CUMPLE |
| ZJ_2 | Tipo 4 | 45.26 | 7% | 321.82 | CUMPLE | 60.93 | 0.07 | 1.53 | CUMPLE |
| ZJ_3 | Tipo 4 | 81.55 | 25% | 619.03 | CUMPLE | 154.23 | 0.09 | 3.29 | NO CUMPLE |

Nota: CU es la abreviación de cuneta, y ZJ la abreviación de zanja.

Dado que la velocidad de diseño (V_d) es desarrollada por el flujo en la parte más baja de las cunetas y zanjas, donde se asegura que se ha recolectado todo el caudal generado por el área aferente, es aceptable las velocidades alcanzadas por la lámina de agua oscilen cerca al límite permisible.

5.3.4.1 Rápidas escalonadas

Para la “Zanja 3” (ZJ_3) se recomienda la construcción de una rápida escalonada en concreto (ver Figura 21) en la parte de mayor pendiente según el alineamiento definido, correspondiente a una longitud aproximada de 53 metros, para luego continuar en una cuneta en concreto con las especificaciones hidráulicas definidas para la zanja, a lo largo de 29 metros aproximadamente.

Tabla 26. Dimensionamiento rápidas escalonas, Zanja 3 (ZJ_3)

| ID | Longitud (m) | Ls (m) | Hs (m) | Z (m) |
|------|--------------|--------|--------|-------|
| ZJ_3 | 34.71 | 1.5 | 0.80 | 0.20 |

La longitud de desarrollo del escalón (huella) para una altura de escalón (contra-huella) definida en 90 centímetros debe ser de 2.00 metros para garantizar el desarrollo del resalto hidráulico aguas abajo que favorezca la disipación de la energía del flujo; sin embargo, por efectos constructivos e hidráulicos esta longitud no es adecuada para alcanzar las cotas de diseño establecidas, razón por la cual se recomienda la colocación de piedra pegada en el fondo de la huella del escalón que genera mayor resistencia al flujo y por ende se favorece la formación del resalto hidráulico.

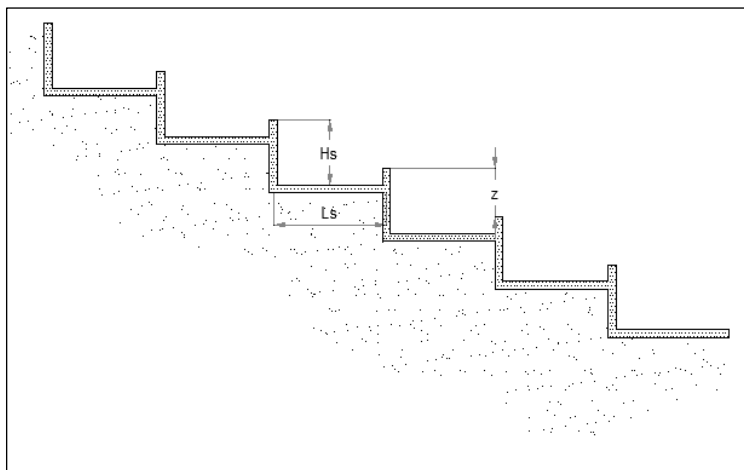


Figura 21. Esquema general de rápidas escalonadas propuestas con configuración saltos y pozos.

****** No se recomienda la construcción del tabique al final del escalón, dado que este facilita el almacenamiento de flujo en la zona que puede generar focos de reproducción de plagas.

Tabla 27. Canal de empalme para la rápida escalonada; Zanja 3 (ZJ_3)

| ID | Tipo | L (m) | S | Qe (l/s) |
|------|--------|-------|-----|----------|
| ZJ_3 | Tipo 1 | 28.80 | 10% | 154.23 |

El diseño de las obras propuestas se muestra en el Anexo C.

5.4 PISCINAS SEDIMENTADORAS

Las piscinas sedimentadoras son estructuras de captación de las aguas lluvias transportadas por las cunetas y zanjas dentro del título minero, permitiendo la decantación del material fino-granular que pueda ser transportado por el flujo, antes de ser vertidas sobre algún cuerpo natural de agua.

Las piscinas sedimentadoras se diseñan con el procedimiento presentado Pérez (2002) la cual se resume en este informe.

Primero se calcula la velocidad de sedimentación con base en la ley de Stokes con una aproximación del orden del 15% así:

$$(14) \quad v_s = 90 \frac{d^2}{\nu}$$

Donde v_s es la velocidad de sedimentación en cm/s, d es el diámetro de la partícula de diseño en cm y ν es la viscosidad cinemática del agua cm²/s, la cual se supone es igual 0.01010 cm²/s que es característica del agua a 20 °C.

A partir de los resultados de laboratorio obtenidos de la muestra de agua recolectada en campo (ver Tabla 3) se define el diámetro característico del material para garantizar una remoción del 80%, es decir, se toma el diámetro de material para un 20% de retención, el cual equivale a 12.8 µm o 0.0013 cm. Con el fin de garantizar la eficiencia de las estructuras de sedimentación.

Se calcula luego la velocidad de arrastre (v_a) así:

$$(15) \quad v_a = 125\sqrt{(S_s - 1)d}$$

Donde v_a es la velocidad de arrastre en cm/s, d el diámetro de la partícula de diseño en cm, y S_s la densidad relativa de los granos sumergidos la cual se supone igual a 2.65 como sugiere el autor.

La velocidad de translación horizontal v_h se supone igual a un medio de la velocidad de arrastre como lo propone el autor.

El área de la sección transversal requerida por la piscina de sedimentación se calcula con la siguiente expresión:

$$(16) \quad A_t = \frac{Q}{v_h}$$

Donde A_t es el área de la sección transversal en m², Q el caudal de diseño en m³/s y v_h la velocidad de translación horizontal en m/s.

El área superficial requerida por la piscina de sedimentación se calcula con la siguiente expresión:

$$(17) \quad A_s = \frac{Q}{v_s}$$

Donde A_s superficial en m², Q el caudal de diseño en m³/s y v_s la velocidad de sedimentación en m/s.

De esta forma se eligen las dimensiones de la piscina típica que cumplan las restricciones de área presentadas anteriormente. Las dimensiones son la profundidad H , la longitud L y el ancho B . En la Tabla 28 se presenta el resumen de los cálculos y las dimensiones de las piscinas de sedimentación.

Tabla 28. Cálculo y dimensiones de las piscinas de sedimentación. Cantera Najú.

| Piscina | Q (m ³ /s) | vs (cm/s) | va (cm/s) | vh (cm/s) | At (m ²) | As (m ²) | L (m) | B (m) | H (m) |
|---------|-----------------------|-----------|-----------|-----------|----------------------|----------------------|-------|-------|-------|
| PS_1 | 0.05 | 0.01 | 5.74 | 2.87 | 2.0 | 315 | 30 | 11 | 1.5 |

| Piscina | Q (m³/s) | vs (cm/s) | va (cm/s) | vh (cm/s) | At (m²) | As (m²) | L (m) | B (m) | H (m) |
|---------|----------|-----------|-----------|-----------|---------|---------|-------|-------|-------|
| PS_2 | 0.01 | 0.01 | 5.74 | 2.87 | 0.3 | 68 | 14 | 5 | 1.5 |
| PS_3 | 0.06 | 0.10 | 9.18 | 4.59 | 1.0 | 63 | 14 | 5 | 1.5 |
| PS_4 | 0.01 | 0.01 | 5.74 | 2.87 | 0.3 | 68 | 14 | 5 | 1.5 |

La localización de las piscinas propuestas se muestra en la Figura 22.

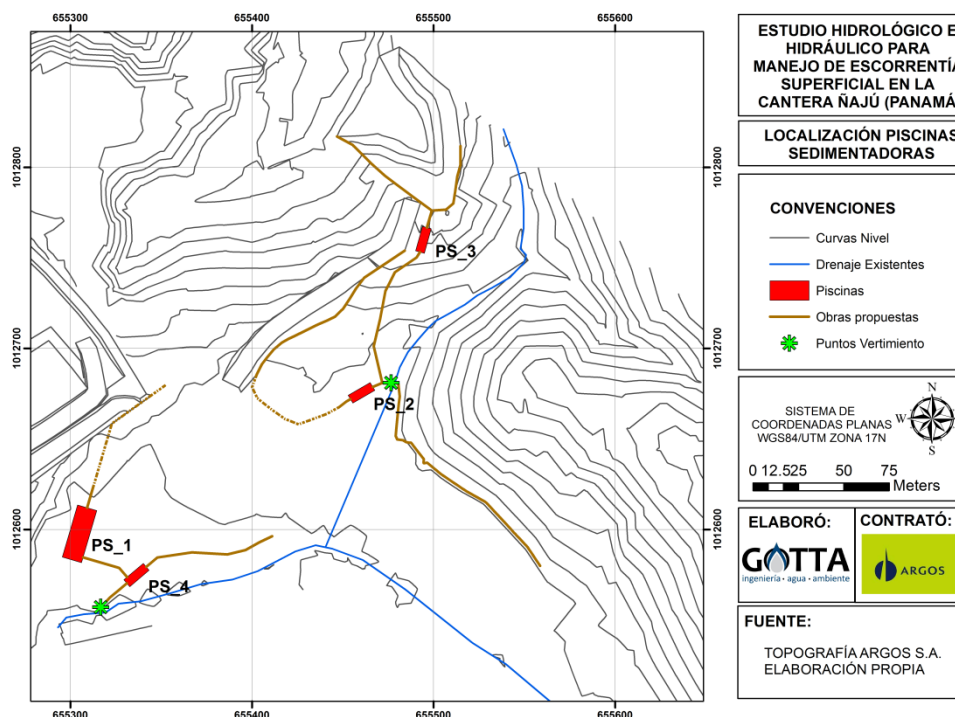


Figura 22. Localización general de las piscinas de sedimentación propuestas.

La relación *largo - profundidad* del diseño seleccionado es de 8 y 9, que se encuentra entre el rango sugerido por el autor de 5 a 9. La longitud total de las piscinas tiene contemplada una zona de 2 metros adicionales considerados como zona de aquietamiento, que aun siendo sedimentados, tienen como principal objetivo aquietar el flujo que ingresa a la piscina para garantizar mayor efectividad en la decantación de los sólidos suspendidos dentro del flujo entrante.

Cabe resaltar que la referencia bibliográfica consultada presenta una metodología para la remoción de arenas de agua captada para uso de acueductos, y que el objeto del presente estudio es el de remover los sedimentos de las canteras producto de la actividad minera, entregando el agua a las fuentes con una cantidad de sedimentos aceptable, así pues se considera que el diseño propuesto cumple con dichas expectativas (ver Figura 23). Igualmente se deja la libertad al constructor de disponer de piscinas de mayor tamaño si se desea aumentar el periodo de mantenimiento de estas obras.

El ingreso del flujo a la piscina sedimentadora deberá realizarse a través de una ampliación del canal de entrada, es decir, una ampliación en forma de cono, de modo tal que el flujo entrante aproveche el ancho total de la piscina para la decantación del material transportado. El diseño detallado de las ampliaciones se muestran en los planos (ver Anexo C), y se muestra un esquema general en la Figura 24.

Las descargas de las piscinas sedimentadoras deben presentar un sistema de disipación de energía, para mitigar procesos erosivos en las laderas, razón por la cual se propone la construcción de una zona de aquietamiento con rocas para disipar la energía del flujo, en la piscina PS_3 cuyos vertimientos caen sobre una ladera de alta pendiente.

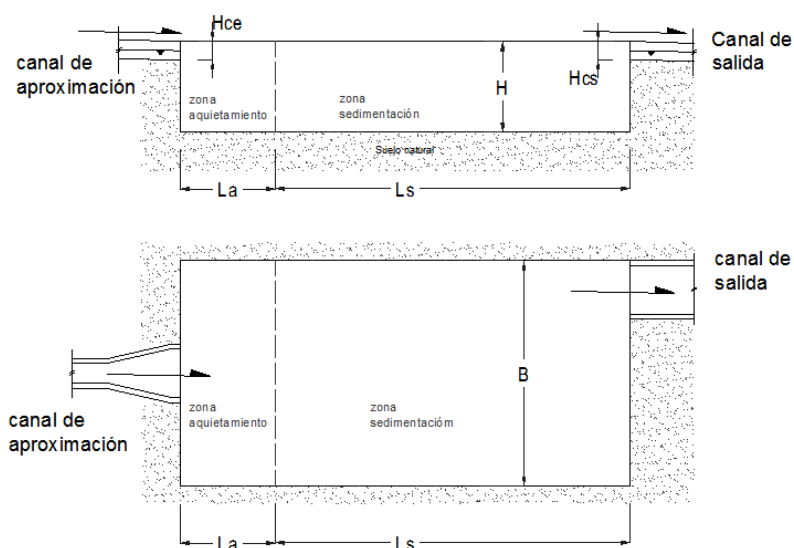


Figura 23. Esquema General piscinas sedimentadoras.

Donde L_a : es la longitud de aquietamiento; L_s : longitud de sedimentación; H : profundidad total de la piscina; H_{ce} : profundidad del canal de entrada; H_{cs} : profundidad del canal de salida; B : ancho de la piscina.

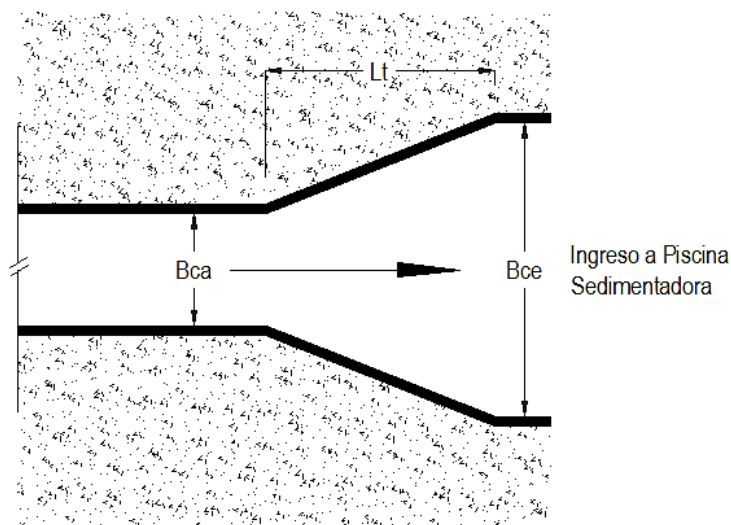


Figura 24. Esquema general del canal de entrega a la piscina sedimentadora.

Donde B_{ca} : ancho del canal de aproximación; B_{ce} : ancho del canal de entrega; L_t : longitud de transición.

Nota: Como solución para el control de plagas en la zona por efecto del represamiento del flujo en las piscinas sedimentadoras se recomienda la colocación de una malla sobre la superficie expuesta de la piscina para controlar y minimizar la reproducción de plagas en los reservorios de agua. Estas mallas pueden estar compuestas por geotextiles de diámetro de apertura pequeña.

5.4.1 Llenado de la zona de lodos

El tiempo requerido para el mantenimiento y limpieza de la piscina sedimentadora está ligado directamente con el tiempo empleado para el llenado de la zona de lodos o zona de sedimentación de la piscina para el caudal de diseño definido y una concentración de material suspendido conocida.

A partir de ensayos realizados por la empresa Argos S.A. sobre los vertimientos del agua bombeada desde PIT de explotación, se determinaron las concentraciones de sólidos suspendidos totales (SST) dentro del volumen de agua (ver Tabla 4) para la determinación de carga de sedimento transportada por el flujo, la cual es equivalente a 2750 mg/l.

Conocidas las dimensiones y la eficiencia de la piscina sedimentadora, así como la profundidad mínima requerida para que se decante el 80% del material en suspensión transportado dentro del volumen de agua, la cual es de 20 cm, se define el volumen útil de la zona de lodos y el tiempo requerido para su llenado.

A continuación en la Tabla 29 se muestran los resultados obtenidos para el tiempo de llenado de la zona de sedimentación:

Tabla 29. Estimación del tiempo de llenado de la zona de lodos, para la piscina sedimentadora.

| Variable | Piscina Tipo 1 | Piscina Tipo 2 | Piscina Tipo 3 |
|-----------------------|----------------|----------------|----------------|
| SST (mg/l) | 2750 | 2750 | 2750 |
| Caudal (l/s) | 10 | 46 | 60 |
| Eficiencia | 86% | 86% | 86% |
| Carga (g/s) | 23.75 | 109.23 | 142.48 |
| Vol. sed (m3) | 98 | 429 | 91 |
| Tiempo Llenado (días) | 127 | 120 | 20 |

A partir de los resultados obtenidos, se recomienda que el mantenimiento y limpieza de las piscinas sedimentadoras Tipo 3 se realice con una periodicidad de **20 a 30 días**, mientras que para las piscinas de mayor tamaño (Tipo 1 y Tipo 2) puede realizarse cada **120 días**, si las condiciones de lluvia en la zona son extremas; de lo contrario el tiempo de limpieza será definido siempre y cuando se asegure que la zona libre de la piscina, una vez ésta se esté sedimentado, tenga una altura superior a los 30 cm, medidos desde la superficie hacia el fondo. Esta limpieza se podrá realiza con maquinaria (retro excavadora) para hacer más ágil la limpieza de la obra.

La construcción de reservorios que permitan la reutilización del agua excedente luego del proceso de sedimentación, no es una estrategia viable según las cantidades mínimas de agua requerida para el uso interno en la cantera (alrededor de 60 m³) dado que estás piscinas solo trabajarán a su capacidad máxima durante las temporadas de lluvias, y con el volumen efectivo de agua disponible se lograrían satisfacer la demanda requerida para dos (2) días a lo sumo.

Adicionalmente el objeto principal de la construcción de reservorios es la reutilización de aguas lluvia generadas en temporadas lluviosas, durante las temporadas de verano o sequía, donde la demanda de agua en la cantera es mayor, y por lo tanto estos reservorios no serían capaces de suplir estas necesidades.

En este orden de ideas, se concluye que la construcción de reservorios es inviable desde el punto de vista práctico, razón por la cual se sugiere aprovechar el flujo de agua constante asociado al bombeo de la zona de PIT, el cual deberá pasar inicialmente a través de un sedimentador – como se menciona y diseña anteriormente – para luego depositarse en una piscina sedimentadora cercana (PS_4) que solo será útil para el proceso de sedimentación durante las temporadas de lluvia en la zona y permitirá almacenar volúmenes de agua útiles para los procesos en la cantera la mayoría del tiempo.

5.4.2 Control de pH

Los mayores agentes que pueden afectar el pH del flujo en una cantera a cielo abierto, están ligados a carbonatos y bicarbonatos disueltos de las rocas o materiales presentes en la cantera; sin embargo, estos agentes son reducidos en los procesos de sedimentación, lo que favorece una reducción del pH a la salida de las piscinas sedimentadoras, adicionalmente se recomienda un monitoreo antes y después de las descargas de la piscina para saber las variaciones del pH en el agua, de presentar esto rangos elevados deberá implementarse estrategias químicas de acuerdo a la afectación del flujo (aumento o reducción de pH)

5.5 SEDIMENTADOR DE ALTA TASA

Como segunda alternativa para la sedimentación de los sólidos suspendidos en los excesos de aguas lluvias que deberán ser evacuados de la zona de explotación y planta de tratamiento hacia una corriente natural, se propone la implementación de un sedimentador de alta tasa que remplazarían las piscinas sedimentadoras, quedando localizados en la misma zona dispuestas para éstas.

Estas unidades basan su principio fundamental en introducir al sedimentado ideal (planteado en el ítem anterior) una altura intermedia $H/2$, dando como resultado que las partículas que antes no sedimentaban a una profundidad H ahora lo hagan en una altura menor, tal como se muestra en la Figura 25 (Sánchez, 2010).

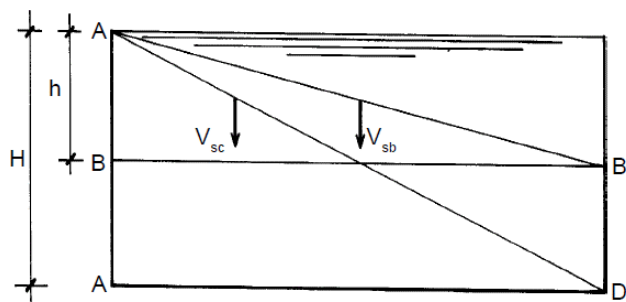


Figura 25. Efecto de introducir superficie intermedia en un decantador.

En este tipo de sedimentadores se consideran los siguientes tres efectos favorables al momento de utilizar estas unidades:

- Se aumenta el área de sedimentación.
- Se disminuye la altura de caída de las partículas a sedimentar.
- Se presenta un régimen laminar.

Sin embargo, el mantenimiento de un sistema con varias placas horizontales se convierte en algo complejo y es por eso que diferentes autores han propuesto la inclinación de las placas de modo que el agua ascienda por los espacios entre ellas con flujo laminar, lo que facilita su lavado y favorece el deslizamiento de las partículas que se encuentran en las placas hacia la zona de lodos (Sánchez, 2010).

En la Figura 26 se muestra la trayectoria de una partícula que pasa a través de placas inclinadas, descripción que ha sido tomada de Pérez (2002). En la gráfica se puede observar una partícula que avanza con velocidad V_o entre las placas, velocidad que es paralela a las placas y se descompone en dos componentes: la primera corresponde a la velocidad de sedimentación V_s que va dirigida hacia el centro de la tierra y la segunda componente es V_y .

Por lo tanto se define que:

$$(18) \quad V_o = V_s (\text{Sen}\theta + L\text{Cos}\theta)$$

En donde $L=l/e$, siendo “ l ” la longitud de la placa y “ e ” el espaciamiento entre ellas.

Sin embargo, para que la ecuación (18) tenga validez es necesario que exista flujo laminar entre las placas, esto quiere decir que $Re \leq 500$ y mucho mejor si es ≤ 250 , dado que la turbulencia podría crear arrastre de partículas y disminuir la eficiencia.

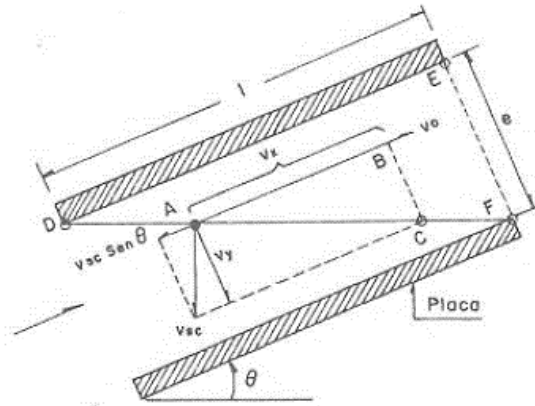


Figura 26. Trayectoria de una partícula en placas inclinadas (Pérez, 2002).

El flujo laminar no se genera inmediatamente que el fluido ingrese por las placas, sino que este inicia solamente en una distancia X después, la ecuación (19) define dicha longitud y por medio de la ecuación (20) se puede calcular Reynolds (teniendo en cuenta que ν es la viscosidad cinemática del fluido).

$$(19) \quad x = 0.058 Re$$

$$(20) \quad Re = \frac{V_o e}{\nu}$$

Entonces se define que la longitud relativa útil está dada la ecuación (21).

$$(21) \quad L_{\text{util}} = L - 0.058 Re$$

Convirtiendo la ecuación (18) en la ecuación (22)

$$(22) \quad V_o = \frac{V_s (\text{Sen}\theta + L\text{Cos}\theta)}{1 + \frac{0.058 e V_s \text{Cos}\theta}{\nu}}$$

El número de placas que se debe utilizar en el sedimentador está dado por la ecuación

$$(23) \quad N_p = \frac{Q}{a e V_o}$$

En donde N_p es el número de placas, Q es el caudal de diseño del sedimentador, a es el ancho de la placa, e es el espaciamiento entre ellas y V_o es la velocidad media con la cual las partículas ascienden por las placas.

La longitud ocupada por las placas se determina por medio de la ecuación (24), en donde e_p es el espesor de las placas.

$$(24) \quad L_{\text{placas}} = l \cdot \cos\theta + \frac{(N_p - 1) \cdot e + N_p \cdot e_p}{\sin\theta}$$

5.5.1 Diámetro de la partícula de diseño

A partir de la caracterización granulométrica del material suspendido dentro del volumen de agua en la zona, se determinaron los diámetros característicos del material transportado en suspensión y el respectivo porcentaje de remoción para cada uno de estos diámetros, tal como se muestra en la Tabla 30

Tabla 30. Porcentaje de remoción para los diámetros característicos del material en suspensión

| % en vol. que pasa | 10% | 20% | 25% | 50% | 75% | 90% |
|--------------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| Tamaño (μm) | 10.2 | 12.8 | 14.1 | 32.7 | 46.3 | 78.1 |
| % de remoción | 90% | 80% | 75% | 50% | 25% | 10% |

El diámetro de la partícula de diseño se asumió de 12.8 μm correspondiente al 80% de remoción, el cual se puede clasificar como un material limoso o arcilloso (Sámano, 2011), cuya densidad se toma igual a 2.65 g/cm³.

5.5.2 Dimensionamiento del sedimentador

A continuación, en la Tabla 31 se presentan los datos de entrada para diseñar el sedimentador

Tabla 31. Datos de entrada para el diseño del sedimentador.

| Variable | Tipo 1 | Tipo 2 | Tipo 3 |
|--|---------|---------|---------|
| Diam. Partícula (cm) | 0.00128 | 0.00128 | 0.00327 |
| Caudal Diseño (m ³ /s) | 0.010 | 0.046 | 0.060 |
| Temperatura del agua (°C) | 20 | 20 | 20 |
| Visc. Cinemática del agua (cm ² /s) | 0.0101 | 0.0101 | 0.0101 |
| Densidad de la partícula (g/cm ³) | 2.65 | 2.65 | 2.65 |
| Espaciamiento-placas (cm) | 5 | 5 | 5 |
| Espesor (cm) | 1 | 1 | 1 |
| Longitud de las placas (m) | 1.2 | 1.2 | 1.2 |
| Ancho de las placas (m) | 2.4 | 2.4 | 2.4 |
| Angulo de inclinación | 60° | 60° | 60° |

El número de placas requeridas para el sedimentador debe determinarse a partir de la ecuación (23), mientras que la longitud total de sedimentador, correspondiente a la longitud ocupada por las placas, se determina con la ecuación (24).

La profundidad efectiva del sedimentador se determina de la siguiente forma:

- La altura entre el paso del agua por las placas del sedimentador hasta la salida del mismo (canaleta de recolección) debe cumplir un tiempo de detención entre 10 y 15 minutos para plantas de tratamiento de agua potable (RAS, 2000), por medio de la ecuación:

$$(25) \quad Td = \frac{l + \text{dist. múltiple-placa} + \text{dist. placa-canaleta de recolección} + h}{v_o}$$

En donde td es el tiempo de detención en segundos, l es la longitud de la placa como dato inicial; la distancia entre el múltiple y las placas se asume de 0.30 m; la distancia entre las placas y la canaleta fue asumida como 0.20 m; h es la altura de la canaleta de recolección y v_o es la velocidad que se calcula por medio de la ecuación (22).

- Se asume una altura de lodos de 0.40 m con el fin de obtener un espacio de almacenamiento de lodos aproximadamente al 20% del volumen del sedimentador total.
- Diámetro del múltiple de distribución 10 pulg., equivalente a 0.254 m.
- La distancia entre el múltiple distribuidor y las placas se establecen como 0.20 m.
- La altura de las placas al encontrarse inclinadas se obtiene de la ecuación (26)

$$(26) \quad \text{Longitud placa inclinada} = l \sin \theta$$

Arrojando un valor de 1.04 m para la longitud de la placa.

- Se deja un borde libre de 7 cm para todo el sedimentador.

Finalmente, en la ecuación (27) se presenta el cálculo de la profundidad total del sedimentador obtenida.

$$(27) \quad \text{Prof. sedimentador} = h_{\text{zona lodos}} + \Phi_{\text{múltiple}} + h_{\text{múltiple-placas}} + h_{\text{placas}} + h_{\text{placas-canaleta}} + h_{\text{canaleta}} + \text{BL}$$

En la Tabla 32 se muestran las dimensiones obtenidas en el diseño del sedimentador.

Tabla 32. Dimensiones del diseño del sedimentador de alta tasa.

| Variable | Tipo 1 | Tipo 2 | Tipo 3 |
|---------------------------|--------|--------|--------|
| Dimensiones Útiles | | | |
| Largo (m) | 4.5 | 18.0 | 7.3 |
| Ancho (m) | 2.4 | 2.4 | 2.4 |

| Variable | Tipo 1 | Tipo 2 | Tipo 3 |
|-----------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| Profundidad (m) | 2.4 | 2.5 | 2.6 |
| Placas inclinadas | | | |
| Angulo de inclinación | 60° | 60° | 60° |
| Longitud (m) | 1.2 | 1.2 | 1.2 |
| Ancho (m) | 2.4 | 2.4 | 2.4 |
| Espesor (cm) | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| # de placas | 54 | 247 | 97 |
| Espaciamento-placas (cm) | 5.0 | 5.0 | 5.0 |
| Entrada afluente | | | |
| # de múltiples | 2 | 2 | 2 |
| Diámetro (pul) | 10 | 10 | 10 |
| # Orificios por múltiple | 10/ 5 por lateral | 10/ 5 por lateral | 10/ 5 por lateral |
| Dimensiones canaleta | | | |
| Ancho (cm) | 19.0 | 28.0 | 31.0 |
| Altura (cm) | 19.0 | 28.0 | 30.0 |
| Zona de Lodos | | | |
| # de múltiples | 1 | 1 | 1 |
| Diámetro (pul) | 13 | 13 | 13 |

Para que el ingreso del agua al sedimentador no sea de forma turbulenta y se pueda entregar a cada múltiple la mitad del caudal, se propone el diseño de una cámara de distribución el cual se presenta a continuación:

5.5.3 Cámara de distribución o cámara de aquietamiento

Con el fin de disipar la energía del flujo entrante al sistema del sedimentador de alta tasa, permitiendo que el flujo entrante al sistema no presente un régimen turbulento, se propone la colocación de una cámara de distribución o cámara de aquietamiento que reciba el flujo proveniente de los canales para conducción de aguas lluvia.

Se asume un tiempo de detención de 30 segundos y con el caudal de diseño definido para cada sector se obtiene el volumen, a partir del cual se definen las dimensiones para la cámara de distribución. El largo L , de la es igual o menor al ancho del sedimentador (ancho de las placas); la altura H , debe ser igual a la altura del sedimentador desde la parte superior hasta la parte baja de los múltiples; el ancho B , varía según los requerimientos de diseño, tal que el volumen de la cámara sea igual o superior que el volumen requerido para la velocidad de diseño. Los valores obtenidos se presentan en la Tabla 33.

Tabla 33. Dimensiones cámara de distribución

| Q (m³/s) | V _{diseño} (m/s) | Td (s) | Vol. (m³) | L (m) | B (m) | H (m) | V _{óptimo} (m³) |
|----------|---------------------------|--------|-----------|-------|-------|-------|--------------------------|
| 0.010 | 0.04 | 30 | 0.30 | 2.40 | 0.30 | 2.02 | 1.46 |
| 0.046 | 0.04 | 30 | 1.38 | 2.40 | 0.30 | 2.13 | 1.54 |
| 0.060 | 0.04 | 30 | 1.80 | 2.40 | 0.30 | 2.16 | 1.56 |

En la Figura 27 se presenta el esquema del diseño del sedimentador y la cámara de distribución, y en el Anexo C se presentan los planos del diseño del sedimentador.

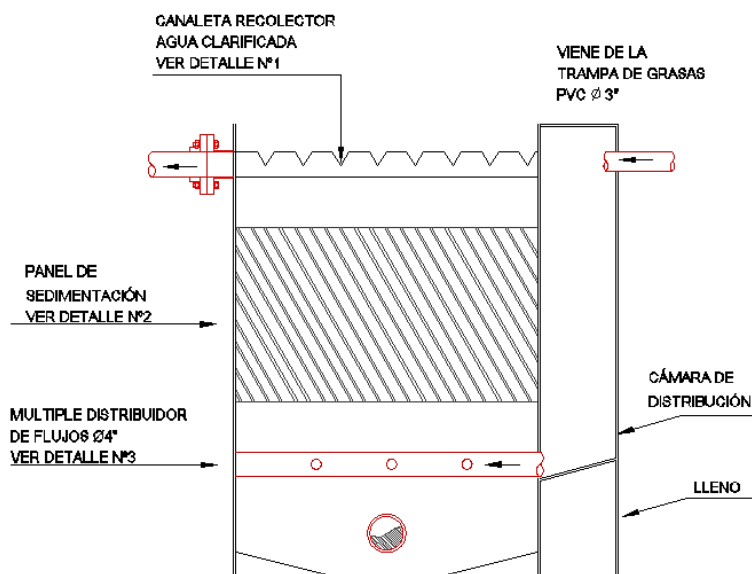


Figura 27. Vista lateral del sedimentador de alta tasa y la cámara de distribución.

5.6 TUBERÍA DE CONDUCCIÓN HASTA EL AFLUENTE PRINCIPAL

Como alternativa extra para la evacuación de los excesos de aguas lluvias producidos dentro de la planta, se había considerado la implementación de una tubería de conducción que llevara todos los excedentes de aguas lluvias hacia una piscina sedimentadora que posteriormente depositaría el agua al afluente principal localizado en la zona, sin embargo, debido a la magnitud del caudal que sería transportado la tubería debería de presentar un diámetro mayor a los 80 centímetros y se incurrirían en los problemas:

- La piscina sedimentadora requerida para la sedimentación del material en suspensión transportado por el flujo, debería presentar un área superficial demasiado grande que lograría ocupar el patio de disposición de material en la zona.
- La colocación de una tubería de 80 cm implicaría la profundización de la piscina de sedimentación hasta una cota inferior al nivel actual del afluente principal, para garantizar que la tubería ingrese en la parte superior de la piscina.
- Una tubería con diámetro superior a los 80 cm debe ser en concreto para aguantar las presiones ejercidas por el flujo, algo que generaría problemática al presentarse asentamientos en la zona debido al tránsito de maquinaria pesada, conllevando esto al fisuramiento de la tubería y su posterior pérdida.
- De igual forma la tubería debería de transitar por debajo de la infraestructura actual, lo cual implicaría una movilidad de las mismas.

En este orden de ideas la implementación de una tubería enterrada no es viable para la zona.

5.7 TRAMPA DE GRASAS

Sistema que se refiere a un tanque de flotación en donde las grasas producidas en la actividad desarrollada (lavaderos, restaurantes, cocinas de hoteles, hospitales entre otros) son retenidas en la superficie, con el fin evitar obstrucciones en las siguientes unidades del sistema de tratamiento, o reducir el aporte de grasas a cuerpos de aguas naturales.

Este sistema no posee partes mecánicas y su localización debe realizarse aguas arriba del tanque séptico, sedimentador primario o de cualquier otra unidad que requiera dicho dispositivo para prevenir problemas de obstrucción y/o adherencia a piezas de los otros sistemas.

Su diseño está basado en las características propias de la actividad y el caudal del agua residual a tratar; las dimensiones del tanque deben tener una relación ancho/longitud 1:2 (CEPIS, 2003).

Según el Reglamento Técnico del Sector Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS (MDE y DAPS, 2000) el tiempo de retención se presenta en la Tabla 34, en donde se relaciona para unos rangos de caudal un tiempo de retención establecido.

Tabla 34. Tiempos de retención hidráulicos.

| Tiempo de Retención (minutos) | Caudal Entrada (L/s) |
|-------------------------------|----------------------|
| 3 | 2 – 9 |
| 4 | 10 – 19 |
| 5 | 20 ó más |

Las características del diseño de las trampas de grasas están ligadas a los aportes directos generados por las cunetas o zanjias de entrega a los sistemas de sedimentación:

- Los caudales transportados por las cunetas y zanjias receptores de aguas lluvias son de 10 l/s, 50 l/s y 60 l/s; valores para los cuales se dimensionará el sistema de retención de grasas.
- Dado que al aumentar el tiempo de retención del flujo dentro de la trampa las dimensiones tienden a aumentar significativamente, se utilizará un tiempo de retención de 3 minutos, con el cual se garantiza la remoción de las grasas suspendidas dentro de los flujos de agua.

El volumen requerido para la trampa de grasas se calcula con la siguiente expresión:

$$(28) \quad V = Q * Tr$$

De esta forma se eligen las dimensiones típicas del sistema que cumplan las restricciones de volumen presentadas anteriormente y la relación ancho/longitud 1:2. En la Tabla 35 se presenta el resumen de los cálculos y las dimensiones de la trampa de grasas.

Tabla 35. Dimensiones de las trampas de grasas propuestas.

| Trampa | Q _{diseño} (m ³ /s) | T _{retención} (min) | V _{requerido} (m ³) | L (m) | B (m) | H (m) | V _{diseño} (m ³) | T _{entrada} (pul) | T _{salida} (pul) |
|----------|--|---------------------------------|---|----------|----------|----------|--|-------------------------------|------------------------------|
| Trampa_1 | 0.01 | 3 | 1.80 | 2.00 | 1.00 | 1.00 | 2.00 | 2.00 | 3.00 |

| Trampa | $Q_{\text{diseño}}$ (m ³ /s) | $T_{\text{retención}}$ (min) | $V_{\text{requerido}}$ (m ³) | L (m) | B (m) | H (m) | $V_{\text{diseño}}$ (m ³) | T_{entrada} (pul) | T_{salida} (pul) |
|----------|--|---------------------------------|---|------------|------------|------------|--|-------------------------------|------------------------------|
| Trampa_2 | 0.05 | 3 | 9.00 | 4.50 | 2.00 | 1.00 | 9.00 | 2.00 | 3.00 |
| Trampa_3 | 0.06 | 3 | 10.80 | 5.00 | 2.00 | 1.10 | 11.00 | 2.00 | 3.00 |

Donde: $Q_{\text{diseño}}$: caudal de diseño; $T_{\text{retención}}$: tiempo de retención; $V_{\text{requerido}}$: volumen requerido; L : longitud; B : ancho; H : profundidad; $V_{\text{diseño}}$: volumen de diseño; T_{entrada} : diámetro de la tubería de entrada; T_{salida} : diámetro de la tubería de salida.

El plano del diseño hidráulico de la trampa de grasas se presenta en el Anexo C.

5.8 RECOMENDACIONES Y CONSIDERACIONES DE CONSTRUCCIÓN

- El peralte de las vías, en este caso la vía de ingreso a la escombrera, deberá ser en un solo sentido direccionada hacia la cuneta proyectada, es decir, debe estar inclinadas hacia el exterior de la vía dada la localización de la cuneta, esto con el fin de garantizar que los aportes de flujo en las calzadas de las vía sean captadas por las estructuras diseñadas para tal objeto (los peraltes recomendados para las vías se muestran en los planos de diseño).
- Las barras de seguridad (bordillos o tope llantas) recomendados para la protección de las cunetas en concreto, deberán sobresalir por encima del nivel de la vía una altura mínima de 10 centímetros, y presentar una discontinuidad de 30 centímetros en su alineamiento, cada 2 metros para garantizar el ingreso del flujo que transita por la vía hacia las cunetas. Estas estructuras pueden ser prefabricadas o vaciadas en sitio, siempre y cuando se garanticen las dimensiones de la sección de diseño para las cunetas y previniendo no interferir con la movilidad de vehículos.
- Con el fin de disipar la energía y garantizar los límites permisibles de la velocidad del flujo, el concreto utilizado para las cunetas no debe ser pulido, asegurando de esta forma mayor rugosidad en la estructura y resistencia al flujo.
- Las pendientes definidas en el diseño de las cunetas deben ser respetadas para asegurar que el flujo no desarrolle velocidades superiores a los límites permisibles para los materiales que conforman las estructuras y que la sección definida para la obra sea hidráulicamente eficiente.
- Para las cunetas dentro de la zona de maquinaria o patio, se recomienda colocar una rejilla removible para la limpieza, esto con el fin de evitar accidentes laborales y percances con la maquinaria.
- En caso de evidenciarse procesos de erosión laminar de gran magnitud en los taludes donde son descargadas las aguas lluvias captadas en los colectores, se deberán tomar medidas de mitigación de erosión buscando disipar la energía del flujo y reduciendo los efectos erosivos sobre el terreno. Se recomienda para esta situación:
 - La construcción de enrocados, con el fin de disponer las aguas captadas a la fuente receptora con bajas velocidades y de esta forma evitar la erosión. La disposición de las rocas deberá ser aleatoria buscando no conformar líneas preferenciales de flujo, y la

pendiente la determinará la configuración del terreno natural; solo se debe considerar que la pendiente debe ser negativa, es decir, no se admiten pendientes planas o contraflujo. Se sugiere una pendiente mínima del -2%.

- Se proponen que las paredes de las cunetas tengan un espesor de 0,10 m por facilidades constructivas, tratando de conservar las dimensiones efectivas definidas.
- Se recomienda que el mantenimiento y limpieza de las piscinas sedimentadoras Tipo 3 se realice con una periodicidad de **20 a 30 días**, mientras que para las piscinas de mayor tamaño (Tipo 1 y Tipo 2) puede realizarse cada **120 días**, si las condiciones de lluvia en la zona son extremas, de lo contrario el tiempo de limpieza será definido siempre y cuando se asegure que la zona libre de la piscina, una vez ésta se esté sedimentado, tenga una altura superior a los 30 cm, medidos desde la superficie hacia el fondo. Esta limpieza se podrá realizar con maquinaria (retro excavadora) para hacer más ágil la limpieza de la obra.

5.8.1 Mantenimiento sedimentador de alta tasa

Para realizar el mantenimiento del sistema se debe realizar una vigilancia de la eficiencia de éste, la cual está asociada con el control del caudal que ingresa a la unidad y la calidad del agua del efluente (agua saliente del sistema), ya que al determinar este último se define la frecuencia con la cual debe realizarse el mantenimiento del sistema.

Para los primeros meses de operación se puede asumir como frecuencia de lavado cada 2 meses, así como el retiro periódico de los sedimentos almacenados en el tanque.

No obstante, es importante mencionar, que se debe realizar una caracterización de las aguas tanto a la entrada del sistema como a la salida para establecer su eficiencia y de esta forma definir adecuadamente la frecuencia de limpieza, pues como se mencionó anteriormente la frecuencia de lavado se relaciona de acuerdo con el tipo de actividad económica la cual genera unas condiciones diferentes en el agua residual producida.

A continuación se presentan algunos puntos importantes a tener en cuenta respecto a la vigilancia del sistema:

- Verificar el ingreso de agua al sistema, ya sea a la entrada o a la salida del mismo (aforo caudal).
- Realizar caracterización de calidad de agua tanto a la entrada del sistema como a la salida, dicha medición como mínimo debe contener los siguientes parámetros: Sólidos Suspendidos Totales y Turbiedad, con el fin de establecer la eficiencia de la remoción del sistema.
- Realizar la evacuación de sedimentos del fondo de la unidad cuando el sistema presente una eficiencia menor al 80%.

Para realizar el mantenimiento del sedimentador se debe tener en cuenta lo siguiente:

- Cortar el flujo de entrada al sistema.

- Realizar una limpieza de la cámara de entrada, en donde se debe desprender el material que se encuentra adherido tanto en el fondo como en las paredes de la unidad. Esta actividad se puede realizar con escobilla con cerdas.
- Realizar la limpieza de la cámara del sedimentador, efectuando la evacuación de los lodos (por medio del múltiple de lodos) dejando salir toda el agua y los sedimentos.
- Dado que las placas/paneles de sedimentación son removibles, se debe realizar la extracción de ellos para realizar una limpieza de las paredes del sedimentador y de dichos paneles, para realizar una limpieza completa del sistema. Para desprender fácilmente el material adherido al sedimentador se puede utilizar una manguera para rociar los sedimentos y facilitar la extracción de estos.
- Los lodos retirados del sistema deben depositarse para secado, ya sea en una caseta de secado o un sistema similar.

6. ANEXOS

Anexo A: Resultados de laboratorio Coulter.

Anexo B: Información de calidad del agua.

Anexo C: Planos de diseño de las obras propuestas.

Anexo D: Ficha técnica de bombas centrífugas recomendadas.

7. REFERENCIAS

Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente – CEPIS (Departamento de Ingeniería y Ciencias del Ambiente (2003). Especificaciones Técnicas para el diseño de Trampa de Grasa.

Chow, V. T., 1982. Hidráulica de los Canales Abiertos.

CEPIS, A. (2003). *Especificaciones Técnicas para el Diseño de Trampas de Grasa*.

Chow, V. (1994). *Hidrología aplicada*. Santa fé de Bogotá: Mc Graw-Hill.

Hengl, T. (2006). Finding the right pixel size. *Computer & Geosciences* 32, 1283 - 1298.

Huff, F. (1990). *Time distributions of heavy rainstorms in Illinois*. U.S. Departament of Energy and Natural Resources.

Nanía, L. (2002). *Métodos de transformación lluvia - escorrentía y de propagación de caudales*. Granada, España: Apuntes de Clase. Universidad de Granada.

- Pérez, J. (2002). *Acueductos y Alcantarillados*. Facultad de Minas, Posgrado en Aprovechamiento de Recursos Hidráulicos.
- República de Colombia, Ministerio de Transporte, Instituto Nacional de Vías (INVIAS), Subdirección de Apoyo Técnico. (2009). *Manual de drenaje para carreteras*. Bogotá, Colombia.
- Sámano, M. (2011). *Desarrollo e integración del modelo numérico de calidad del agua en un sistema de información geográfico*. Santander: Tesis Doctorado. Universidad de Cantabria.
- U.S. Army Corps of Engineers - Hydrologic Center. (2000). HEC-HMS 3.50 Technical reference manual.
- UNALMED, AMVA, CORANTIOQUIA, & CORNARE. (2007). Plan de Ordenación y Manejo de la Cuenca del Río Aburrá.
- Vélez, J., & Botero, A. (2011). Estimación del tiempo de concentración y tiempo de rezago en la cuenca experimental urbana de la quebrada San Luis, Manizales. *Revista Dyna*, 58-71.
- Wilches, S. (2001). *Estudio de las propiedades de invarianza de las precipitaciones máximas puntuales en el Departamento de Antioquia*. Medellín, Colombia: Trabajo de Grado para optar al título de Magister en Aprovechamiento de Recursos Hidráulicos. Universidad Nacional de Colombia sede Medellín.

Páginas Web

- ASTER, (2012). The Advanced Spaceborne Thermal Emission and Reflection Radiometer (ASTER). <http://asterweb.jpl.nasa.gov/>
- HIDROSIG 4.0. <http://www.medellin.unal.edu.co/~hidrosig/>
- MapWindow 4.7. <http://www.mapwindow.org>