

**ANÁLISIS Y REVISIÓN DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LAS
REJILLAS DE CAPTACIÓN DE LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTO:
MARINILLA, SANTA FE DE ANTIOQUIA Y EL CAPIRO
OPERADOS POR CONHYDRA E.S.P.**

FERNANDO LEÓN CASTAÑO VILLEGAS

**UNIVERSIDAD EAFIT
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL
MEDELLÍN,
2011**

**ANÁLISIS Y REVISIÓN DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LAS
REJILLAS DE CAPTACIÓN DE LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTO:
MARINILLA, SANTA FE DE ANTIOQUIA Y EL CAPIRO
OPERADOS POR CONHYDRA E.S.P.**

FERNANDO LEÓN CASTAÑO VILLEGAS

Trabajo de de Grado para optar al Título de Ingeniero Civil

**Asesor:
JUAN FELIPE OCHOA
Ingeniero Civil**

**Coordinador Proyectos de Grado
RODRIGO OSORIO MORA**

**UNIVERSIDAD EAFIT
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL
MEDELLÍN,
2011**

Nota de aceptación:

Firma del Presidente del jurado

Firma del jurado

Firma del jurado

Medellín, 25 de julio de 2011.

A mis padres y a mis hermanos, que creyeron desde el principio en la realización de mis metas; doy gracias por su comprensión y apoyo incondicional. Con mucho cariño.

Fernando León.

AGRADECIMIENTOS

El autor expresa su sincero agradecimiento al Señor Decano de la Facultad de Ingeniería; a mi Asesor de Trabajo de Grado, Ingeniero Juan Felipe Ochoa, en quien encontré un gran apoyo sin el cual no hubiera logrado cumplir el presente anhelo; a los Directivos de mi *Alma Mater*; a mis amigos y compañeros de Carrera que compartieron este proceso formativo y a todas las personas que de una u otra manera contribuyeron en la realización de mi Carrera y del presente trabajo.

CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN	24
1. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA	25
2. OBJETIVOS	26
2.1 OBJETIVO GENERAL	26
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	26
3. MARCO NORMATIVO	27
3.1 RECOMENDACIONES NORMATIVAS SOBRE CAPTACIONES	28
3.2 PARÁMETROS DE DISEÑO	28
3.3 ASPECTOS DE LA PUESTA EN MARCHA	32
3.4 ASPECTOS DE LA OPERACIÓN	32
3.5 ASPECTOS DEL MANTENIMIENTO	33
4. MARCO TEORICO	34
4.1 ANÁLISIS DEL FLUJO ESPACIALMENTE VARIADO EN UNA REJILLA DE CAPTACIÓN	34
4.1.1 Canales de caudal decreciente	35
4.1.2 Ecuaciones básicas	36
4.1.3 Perfiles de flujo	37
4.1.4 Integración numérica general	38
4.2 SOLUCIÓN PARA CANAL CON VERTEDERO LATERAL	40
4.2.1 Canales rectangulares	42

4.3 SOLUCIÓN PARA CANAL CON REJA DE FONDO	49
5. INFORME DE VISITAS	59
5.1 BOCATOMA DEL ACUEDUCTO DEL MUNICIPIO DE SANTA FE DE ANTIOQUIA	59
5.1.1 Contexto municipal	59
5.1.2 Informe de visita	59
5.1.3 Dimensiones y condiciones actuales de la rejilla de captación	69
5.2 BOCATOMA DEL ACUEDUCTO DEL MUNICIPIO DE MARINILLA	69
5.2.1 Contexto municipal	69
5.2.2 Informe de la visita	70
5.2.3 Dimensiones y condiciones actuales de la rejilla de captación	78
5.3 BOCATOMA DEL ACUEDUCTO VEREDAL DE EL CAPIRO	78
5.3.1 Informe de la visita	78
5.3.2 Dimensiones y condiciones actuales de la rejilla de captación	88
6. ANÁLISIS DE LAS REJILLAS DE CAPTACIÓN	89
7. CONCLUSIONES	93
8. RECOMENDACIONES	99
BIBLIOGRAFÍA	101
ANEXOS	104

LISTA DE TABLAS

	pág.
Tabla 1. Expresiones simplificadas de la ecuación (14) según Ackers (1957)	43
Tabla 2. Valores experimentales de algunos coeficientes para el flujo sobre rejas, según Mostkow (1995)	55
Tabla 3. Coeficiente $k=y_0/y_{c0}$ para el cálculo del tirante al inicio de la reja (Frank, 1956)	57
Tabla 4. Síntesis de resultados obtenidos de los chequeos, según características de las rejas	89

LISTA DE FIGURAS

	pág.
Figura 1. Canal de derivación	29
Figura 2. Obra de toma lateral	30
Figura 3: Captación en toma-dique	31
Figura 4. Flujo en un canal con descarga lateral	35
Figura 5. Flujo sobre una reja de fondo	36
Figura 6. Perfiles de flujo en canales de caudal decreciente	38
Figura 7. Flujo subcrítico en un canal con vertedero lateral	39
Figura 8. Flujo supercrítico en un canal rectangular con vertedero lateral	43
Figura 9. Representación gráfica de la ecuación de Ackers para canales rectangulares	44
Figura 10. Coeficiente n para el cálculo de α en la ecuación (15), según Schmidt (1957)	46
Figura 11. Resultados experimentales de vertederos laterales en canales rectangulares, según Raju et al. (1979)	47
Figura 12. Vertederos laterales cortos en canales rectangulares, según Ramamurthy y Carballada (1980)	48
Figura 13. Vertedero tirolés	50
Figura 14. Flujo sobre una reja de fondo	51
Figura 15. Flujo sobre una reja de fondo en un vertedero tirolés, según Frank (1956)	56
Figura 16. Flujo sobre una reja de fondo en un vertedero tirolés, según Frank (1956)	57
Figura 17. Esquema captación Santa Fe de Antioquia	59

Figura 18. Recurso hídrico Quebrada La Pená	60
Figura 19. Canal posterior a la captación	61
Figura 20. Conducción de canal a desarenador 3	61
Figura 21. Captación tipo lateral	62
Figura 22. Cámara de aquietamiento No. 1	62
Figura 23. Cámara de aquietamiento No. 2	63
Figura 24. Desarenador No. 1	63
Figura 25. Desarenador No. 2	64
Figura 26. Cámara 1 entre desarenadores 1 y 3	65
Figura 27. Cámara 2 entre desarenadores 1 y 3	65
Figura 28. Desarenador No. 3 (principal)	66
Figura 29. Cámara que conduce a la planta de tratamiento	66
Figura 30. Canal de excesos conduce de nuevo a la fuente	67
Figura 31. Cimientos estructura arrasada	67
Figura 32. Restos de estructura arrasada	68
Figura 33. Vegetación en la zona	68
Figura 34. Detalle de rejilla de captación	69
Figura 35. Esquema captación del Municipio de Marinilla	70
Figura 36. Bocatoma quebrada Barbacoas, Marinilla	71
Figura 37. Bocatoma quebrada La Bolsa, Marinilla	72
Figura 38. Rejilla de fondo captación quebrada Barbacoas	73

Figura 39. Rejilla de fondo captación quebrada La Bolsa	73
Figura 40. Cámara de aquietamiento, quebrada Barbacoas	74
Figura 41. Desarenador, quebrada La Bolsa	74
Figura 42. Tanque de succión y sala de máquinas, quebrada La Bolsa	75
Figura 43. Jarillones de limo arcilloso en bocatoma quebrada Barbacoas	76
Figura 44. Jarillones de limo arcilloso en bocatoma quebrada La Bolsa	76
Figura 45. Vegetación en quebrada La Bolsa	77
Figura 46. Vegetación en zona	77
Figura 47. Detalle de rejilla de captación	78
Figura 48. Esquema captación de la Vereda El Capiro	79
Figura 49. Planta de tratamiento vereda El Capiro	79
Figura 50. Bocatoma fallada	80
Figura 51. Bocatoma 2, nunca entró en funcionamiento por filtraciones	81
Figura 52. Bocatoma 3, bocatoma que es la única que funciona permanentemente	82
Figura 53. Estructuras antes de arreglar los pequeños problemas encontrados al momento de la visita	83
Figura 54. Estructuras después de arreglar los pequeños problemas encontrados al momento de la visita	83
Figura 55. Estructuras aguas abajo de la bocatoma 3	84
Figura 56. Estructuras recientes, construidas aguas abajo de la bocatoma 3	85
Figura 57. Bocatoma móvil y artesanal	85
Figura 58. Bocatoma artesanal 2, construida para solucionar los	

problemas de desabastecimiento de aguas en el sistema	86
Figura 59. Vegetación en la zona	87
Figura 60. Vegetación en la zona, bocatoma 3	87
Figura 61. Detalle de rejilla de captación	88

ANEXOS

	pág.
Anexo A. Memorias de cálculo	105
Anexo B. Diagrama del esquema de captación de Santa Fe de Antioquia	139

GLOSARIO

ABATIMIENTO: diferencia entre el nivel estático y el nivel dinámico o de bombeo en el pozo de explotación de un acuífero.

ACCESORIOS: elementos componentes de un sistema de tuberías, diferentes de las tuberías en sí, tales como uniones, codos, tees, etc.

ACOMETIDA: derivación de la red local de acueducto que llega hasta el registro de rueda en el punto de empate con la instalación interna del inmueble. En edificios de propiedad horizontal o condominios, la acometida llega hasta el registro de corte general. Nota de aclaración: el registro de rueda es una válvula de operación manual de Compuerta o de Bola va instalado adelante del medidor y puede ser operado por el usuario. Es diferente al registro de corte del servicio de acueducto que va antes del medidor, dentro de la cajilla de este y solamente lo opera la E.S.P. para casos como suspensión del servicio de acueducto. (Decreto 302 Febrero 2000, reglamentario de la Ley 142).

ACUEDUCTO: véase sistema de abastecimiento de agua.

ACUÍFERO: formación geológica o grupo de formaciones que contiene agua y que permite su movimiento a través de sus poros bajo la acción de la aceleración de la gravedad o de diferencias de presión.

ACUÍFERO CONFINADO: acuífero comprendido entre dos capas impermeables en donde el agua está sometida a una presión mayor que la atmosférica.

ACUÍFERO LIBRE: acuífero donde al agua se encuentra sometida a la presión atmosférica.

ACUÍFERO SEMICONFINADO: acuífero comprendido entre dos capas de baja permeabilidad.

ADUCCIÓN: componente a través del cual se transporta agua cruda, ya sea a flujo libre o a presión.

AGUA CRUDA: agua superficial o subterránea en estado natural; es decir, que no ha sido sometida a ningún proceso de tratamiento.

AGUA POTABLE: agua que por reunir los requisitos organolépticos, físicos, químicos y microbiológicos es apta y aceptable para el consumo humano y cumple con las normas de calidad de agua.

ALMACENAMIENTO: acción destinada a almacenar un determinado volumen de agua para cubrir los picos horarios y la demanda contra incendios.

ALTURA DINÁMICA TOTAL: energía suministrada por una bomba a un flujo en tuberías, expresada en términos de cabeza, obtenida como la suma de la altura estática en la succión, de las pérdidas de energía por fricción y pérdidas menores en la succión y en la impulsión, y de la presión requerida al final de la línea de impulsión.

ANCLAJE: apoyo que soporta los empujes ocasionados por el cambio de dirección en una tubería sometida a presión interna.

BOCA DE ACCESO: abertura que se localiza sobre una tubería con el objeto de permitir el acceso a su interior.

BOCATOMA: estructura hidráulica que capta el agua desde una fuente superficial y la conduce al sistema de acueducto.

BORDE LIBRE: espacio comprendido entre el nivel máximo esperado del agua fijado por el sistema de rebose y la altura total de la estructura de almacenamiento.

CABEZA DINÁMICA TOTAL: véase altura dinámica total.

CABEZA DE PRESIÓN: presión manométrica en un punto, expresada en metros de columna de agua, obtenida como la razón entre la magnitud de la presión y el peso específico del agua.

CÁMARA DE SUCCIÓN: depósito de almacenamiento de agua en el cual se encuentra la tubería de succión.

CANAL: conducto descubierta que transporta agua a flujo libre.

CAPACIDAD DE ACUÍFERO: volumen de agua que puede producir un acuífero.

CAPACIDAD ESPECÍFICA: concepto que se aplica al agua subterránea o pozos profundos y que se refiere al caudal extraído de un pozo por unidad de abatimiento, para un tiempo determinado, expresado en L/s/m.

CAPACIDAD HIDRÁULICA: caudal máximo que puede manejar un componente o una estructura hidráulica conservando sus condiciones normales de operación.

CAPTACIÓN: conjunto de estructuras necesarias para obtener el agua de una fuente de abastecimiento.

CAUDAL DE DISEÑO: caudal estimado con el cual se diseñan los equipos, dispositivos y estructuras de un sistema determinado.

CAUDAL DE INCENDIO: parte del caudal en una red de distribución destinado a combatir los incendios.

CAUDAL ESPECÍFICO DE DISTRIBUCIÓN: caudal de distribución medio que se presenta o se estima en un área específica y definido en términos de caudal por unidad de área o caudal por unidad de longitud de tubería de distribución instalada o proyectada en el área de diseño.

CAUDAL MÁXIMO DIARIO: consumo máximo durante veinticuatro horas, observado en un período de un año, sin tener en cuenta las demandas contra incendio que se hayan presentado.

CAUDAL MÁXIMO HORARIO: consumo máximo durante una hora, observado en un período de un año, sin tener en cuenta las demandas contra incendio que se hayan presentado.

CAUDAL MEDIO DIARIO: consumo medio durante veinticuatro horas, obtenido como el promedio de los consumos diarios en un período de un año.

COLOR RESIDUAL: concentración de cloro existente en cualquier punto del sistema de abastecimiento de agua, después de un tiempo de contacto determinado.

COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO: medida del volumen de agua drenado por unidad de área cuando la presión estática desciende un metro en un acuífero. Coeficiente de consumo máximo diario Relación entre el consumo máximo diario y el consumo medio diario.

COEFICIENTE DE CONSUMO MÁXIMO HORARIO CON RELACIÓN AL MÁXIMO DIARIO: relación entre el consumo máximo horario y el consumo máximo diario.

COEFICIENTE DE PÉRDIDA MENOR: medida de las pérdidas de energía que se producen por el paso del flujo en un accesorio o estructura, y que es factor de la cabeza de velocidad.

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD: medida de la rugosidad de una superficie, que depende del material y del estado de la superficie interna de una tubería.

CONDUCCIÓN: componente a través del cual se transporta agua potable, ya sea a flujo libre o a presión.

CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA: caudal que pasa por un área unitaria bajo un gradiente unitario y que mide la capacidad de un acuífero para transportar agua.

CONDUCTO: estructura hidráulica destinada al transporte de agua.

CUENCA HIDROGRÁFICA: superficie geográfica que drena hacia un punto determinado.

CURVAS CARACTERÍSTICAS: curvas que definen el comportamiento de una bomba mostrando el rango de caudales de operación contra la altura dinámica total, la potencia consumida, la eficiencia y la cabeza neta de succión positiva.

DESARENADOR: componente destinado a la remoción de las arenas y sólidos que están en suspensión en el agua, mediante un proceso de sedimentación mecánica.

DESINFECCIÓN: proceso físico o químico que permite la eliminación o destrucción de los organismos patógenos presentes en el agua.

DIÁMETRO NOMINAL: es el número con el cual se conoce comúnmente el diámetro de una tubería, aunque su valor no coincida con el diámetro real interno. Diámetro real Diámetro interno de una tubería determinado con elementos apropiados.

DOTACIÓN: cantidad de agua asignada a una población o a un habitante para su consumo en cierto tiempo, expresada en términos de litro por habitante por día o dimensiones equivalentes.

DRAGADO: proceso realizado en un río, canal o embalse que tiene por objeto la remoción de sedimentos del fondo.

DRENAJE: estructura destinada a la evacuación de aguas subterráneas o superficiales para evitar daños a las estructuras, los terrenos o las excavaciones.

ELASTICIDAD ECONÓMICA: relación entre la variación en el consumo y la variación en el precio de un bien, obtenida como la razón entre el incremento proporcional en el consumo sobre el incremento proporcional en el precio.

EMPAQUE DE GRAVA: concepto que aplica para aguas subterráneas y que se refiere al manto de grava de un pozo de extracción colocado entre las paredes del pozo y la tubería de revestimiento que contiene los filtros para evitar la entrada del material fino proveniente de un acuífero.

ESTACIÓN DE BOMBEO: componente destinado a aumentar la presión del agua con el objeto de transportarla a estructuras más elevadas.

FILTRO: para aguas subterráneas es el dispositivo utilizado para evitar la entrada de material fino de un acuífero a la tubería de extracción de un pozo de agua subterránea.

FLUJO A PRESIÓN: aquel transporte en el cual el agua ocupa todo el interior del conducto, quedando sometida a una presión superior a la atmosférica.

FLUJO LIBRE: aquel transporte en el cual el agua presenta una superficie libre donde la presión es igual a la presión atmosférica.

FUENTE DE ABASTECIMIENTO DE AGUA: depósito o curso de agua superficial o subterráneo, natural o artificial, utilizado en un sistema de suministro de agua.

FUGAS: cantidad de agua que se pierde en un sistema de acueducto por accidentes en la operación, tales como rotura o fisura de tubos, rebose de tanques, o fallas en las uniones entre las tuberías y los accesorios.

GOLPE DE ARIETE: fenómeno hidráulico de tipo dinámico oscilatorio, causado por la interrupción violenta del flujo en una tubería, bien por el cierre rápido de una válvula o apagado del sistema de bombeo, que da lugar a la transformación de la energía cinética en energía elástica, tanto en el flujo como en la tubería, produciendo sobreelevación de la presión, subpresiones y cambios en el sentido de la velocidad del flujo.

HIDRANTE: elemento conectado a la red de distribución que permite la conexión de mangueras especiales utilizadas en la extinción de incendios.

LÍNEA DE ENERGÍA: línea o elevación obtenida como la suma de la cabeza de presión, la cabeza de velocidad y la diferencia de altura topográfica respecto a un datum o nivel de referencia.

LÍNEA PIEZOMÉTRICA: línea o elevación obtenida de la suma de la cabeza de presión y la diferencia de altura topográfica respecto a un datum o nivel de referencia.

MACROMEDICIÓN: sistema de medición de grandes caudales, destinados a totalizar la cantidad de agua que ha sido tratada en una planta de tratamiento y la que está siendo transportada por la red de distribución en diferentes sectores.

MEDICIÓN: sistema destinado a registrar o totalizar la cantidad de agua transportada por un conducto.

MICROMEDICIÓN: sistema de medición de volumen de agua, destinado a conocer la cantidad de agua consumida en un determinado período de tiempo por cada suscriptor de un sistema de acueducto.

NIVEL DINÁMICO: concepto que para las aguas subterráneas hace referencia al nivel freático en el pozo de un acuífero, cuando a través de éste se extrae el agua. Nivel estático (Aguas subterráneas) Nivel freático en un acuífero cuando no hay extracción de agua.

NIVEL FREÁTICO: nivel del agua subterránea en un acuífero.

NPSH: término del inglés *Net Positive Suction Head* que refiere la presión necesaria para mover un fluido desde la cámara de succión hasta el impulsor de la bomba.

OPTIMIZACIÓN: proceso de diseño y/o construcción para lograr la mejor armonía y compatibilidad entre los componentes de un sistema o incrementar su capacidad o la de sus componentes, aprovechando al máximo todos los recursos disponibles. Pérdidas menores Pérdida de energía causada por accesorios o válvulas en una conducción de agua.

PÉRDIDAS POR FRICCIÓN: pérdida de energía causada por los esfuerzos cortantes del flujo en las paredes de un conducto.

PERÍODO DE DISEÑO: tiempo para el cual se diseña un sistema o los componentes de éste, en el cual su(s) capacidad(es) permite(n) atender la demanda proyectada para este tiempo.

PLANTA DE POTABILIZACIÓN: instalaciones necesarias de tratamientos unitarios para purificar el agua de abastecimiento para una población.

POBLACIÓN DE DISEÑO: población que se espera atender por el proyecto, considerando el índice de cubrimiento, crecimiento y proyección de la demanda para el período de diseño.

POBLACIÓN FLOTANTE: población de alguna localidad que no reside permanentemente en ella y que la habita por un espacio de tiempo corto por razones de trabajo, turismo o alguna otra actividad temporal.

POROSIDAD: relación entre el volumen de vacíos y el volumen total de una muestra de suelo.

POZO PIEZOMÉTRICO: concepto que para aguas subterráneas hace referencia al pozo a través del cual es posible conocer el nivel freático en un acuífero.

PRESIÓN DINÁMICA: presión que se presenta en un conducto con el paso de agua a través de él.

PRESIÓN ESTÁTICA: presión en un conducto cuando no hay flujo a través de él.

PRESIÓN NOMINAL: presión interna máxima a la cual puede estar sometida una tubería, considerando un factor de seguridad, y que es dada por el fabricante según las normas técnicas correspondientes.

PRUEBA DE BOMBEO: concepto que para aguas subterráneas hace referencia al procedimiento de campo por medio del cual se busca encontrar las características hidrogeológicas de producción de un pozo perforado para la explotación de un acuífero.

PRUEBA ESCALONADA: prueba de bombeo realizada con diferentes caudales en un período de tiempo determinado.

RÁPIDA: caída inclinada de agua con una pendiente alta.

REBOSADERO: estructura hidráulica destinada a evitar que el nivel del agua sobrepase una cota determinada; permite la evacuación del agua de exceso en un embalse, tanque o cualquier estructura que almacene agua hacia un lugar conveniente.

RECARGA ARTIFICIAL: concepto que para aguas subterráneas se refiere al método para alimentar artificialmente un acuífero por medio de infiltraciones.

RED DE DISTRIBUCIÓN: conjunto de tuberías, accesorios y estructuras que conducen el agua desde el tanque de almacenamiento o planta de tratamiento hasta los puntos de consumo.

RED MATRIZ: parte de la red de distribución que conforma la malla principal de servicio de una población y que distribuye el agua procedente de la conducción,

planta de tratamiento o tanques de compensación a las redes secundarias. La red primaria mantiene las presiones básicas de servicio para el funcionamiento correcto de todo el sistema, y generalmente no reparte agua en ruta.

RED MENOR DE DISTRIBUCIÓN: red de distribución que se deriva de la red secundaria y llega a los puntos de consumo.

RED PRIMARIA: véase Red matriz.

RED SECUNDARIA: parte de la red de distribución que se deriva de la red primaria y que distribuye el agua a los barrios y urbanizaciones de la ciudad y que puede repartir agua en ruta.

REGISTRO DE CORTE O LLAVE DE CORTE: dispositivo situado en la cámara de registro del medidor (o cajilla del medidor) que permite la suspensión del servicio de acueducto de un inmueble. Solamente lo opera la entidad prestadora del servicio.

REGISTRO DE RUEDA O DE BOLA: es un dispositivo de suspensión del servicio para efectuar las reparaciones y el mantenimiento interno en la vivienda. Está situado después del medidor, generalmente en el empate con la instalación interna. Puede operarlo el usuario.

REJILLA: dispositivo instalado en una captación para impedir el paso de elementos flotantes o sólidos grandes.

SALIDAS PARA MEDICIÓN: salida practicada en una conducción, obturable con registro y válvula de incorporación, con el objeto de permitir la instalación de un aparato de medición o muestreo como pitómetro, medidores de la velocidad de flujo, etc.

SEDIMENTACIÓN: proceso en el cual los sólidos suspendidos en el agua se decantan por gravedad.

TANQUE DE COMPENSACIÓN: depósito de agua en un sistema de acueducto, cuya función es compensar las variaciones en el consumo a lo largo del día mediante almacenamiento en horas de bajo consumo y descarga en horas de consumo elevado.

TIEMPO DE RECUPERACIÓN: concepto que para aguas subterráneas se refiere al tiempo que tarda un acuífero en volver a tener el nivel freático anterior a una extracción de agua.

TIPO DE USUARIO: diferentes clases de usuarios que pueden existir a saber: residenciales, industriales, comerciales, institucionales y otros.

TRANSMISIVIDAD HIDRÁULICA: producto de la conductividad hidráulica por el espesor total de un acuífero. Representa el caudal que pasa a través de todo el espesor de un acuífero, en un ancho unitario, bajo un gradiente unitario.

TUBERÍA: ducto de sección circular para el transporte de agua.

TUBERÍA DE IMPULSIÓN: tubería de salida de un equipo de bombeo.

TUBERÍA DE SUCCIÓN: tubería de entrada a un equipo de bombeo.

USUARIO: persona natural o jurídica que se beneficia con la prestación de un servicio público, bien como propietario del inmueble en donde éste se presta, o como receptor directo del servicio. A este último usuario se le conoce también como consumidor. (Ley 142 de 1994).

VÁLVULAS DE SECTORIZACIÓN: son dispositivos que cierran el paso del agua en las tuberías de distribución, con el fin de sectorizar la red. Usualmente son válvulas de compuerta con vástago fijo o válvulas mariposa con mecanismo de reducción de velocidad de cierre para evitar golpe de ariete.

VIDA ÚTIL: tiempo estimado para la duración de un equipo o componente de un sistema sin que sea necesaria la sustitución del mismo; en este tiempo solo se requieren labores de mantenimiento para su adecuado funcionamiento.

ZONA DE PRESIÓN DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN: es una de las partes en que se divide la red de acueducto para evitar que las presiones mínimas, dinámica y máxima estática sobrepasen los límites prefijados.

RESUMEN

En la presente investigación se realizó un análisis y revisión del funcionamiento hidráulico de las bocatomas de fondo de los sistemas de acueducto de Marinilla, Santa Fe de Antioquia y el Capiro, los cuales son operados por CONHYDRA E.S.P.

A partir de un diagnóstico de algunos sistemas de acueducto manejados y operados por esta empresa se encontró que presentan algunas deficiencias por efectos del estado de operación de la captación de dichos sistemas, junto con la oferta hídrica de las cuencas. Dado que se trata del componente de un sistema de acueducto que resulta de vital importancia para la prestación del servicio de manera permanente, se propuso entonces la realización del presente estudio del funcionamiento hidráulico de dichas captaciones, con el objetivo principal de contribuir al mejoramiento de la calidad de vida de los habitantes de los tres municipios antioqueños, por medio del análisis de las causas de los problemas típicos en el diseño y la operación de captaciones de fondo y su solución específica.

Las conclusiones, además de ofrecer criterios y alternativas técnicas para las necesidades de cada acueducto, apuntan a la necesidad de un programa liderado por el gobierno nacional que permita dotar de los estudios y diseños correspondientes y reglamentarios a los sistemas de acueducto que aún no los tienen, pues los programas actuales sólo exigen para los sistemas que no tienen dichos estudios y diseños un plan de contingencia para nunca incurrir en un desabastecimiento de aguas para la comunidad.

Palabras clave: Acueducto(s) municipal(es); Bocatomas de fondo; Sistemas de acueducto.

INTRODUCCIÓN

El papel del agua en la vida y la evolución del hombre es el del más vital de los elementos. A medida que la sedentarización del hombre se empezó a llevar a cabo, todas las decisiones de asentamiento se dieron en torno a los ríos y reservorios de agua dulce por la necesidad de ella para la vida humana. Por esta razón los asentamientos humanos eran sólo alrededor de los ríos, y hacer una conquista de tierras en lugares nuevos, o un asentamiento un poco más alejado de estos reservorios conllevaba construir una estructura que abasteciera del agua necesaria a las personas de estas nuevas tierras para que se mantuvieran vivas y sanas.

Según los historiadores, hacia el año 700 A.C. Senaquerib, Rey de Asiria entre 704 – 681 A.C., mandó construir un acueducto que abasteciera de aguas a la capital de su imperio, Nínive. Por estos mismos años, Ezequías, Rey de Judá de 715 a 686 A.C. edificó una estructura que abasteciera de agua a Jerusalén. Sin embargo la estructura de transporte de agua más extensa de la antigüedad fue construida por los romanos, el primero fue llamado Aqua Apia, era subterráneo y medía 16 km de longitud, el cual fue construido en el mandato de Apio Claudio en el año 310 A.C.¹.

De aquellos días a la actualidad han cambiado muchísimas cosas en lo que trata de la edificación de acueductos, sin embargo, su papel fundamental en el diario vivir del hombre y en el proceso de mejoramiento de las condiciones de vida de los seres humanos en armonía con su entorno, cada día es más importante y necesario en las comunidades actuales.

Por este motivo el perfeccionamiento y desarrollo permanente de las estructuras hidráulicas utilizadas para abastecer el agua a los asentamientos humanos de la actualidad se debe garantizar, sobre todo cuando se evidencian problemas de diseño de las estructuras que afectan el diario vivir de las comunidades.

Teniendo en cuenta estas necesidades y como resultado de un acercamiento con la empresa CONHYDRA E.S.P., se identificaron varios problemas en las bocatomas de fondo de tres sistemas de acueducto operados por ellos. Como solución a estos problemas y el problema social que esto genera se formula el presente proyecto en el cual se hace un análisis y revisión del funcionamiento hidráulico de las rejillas de captación de los sistemas de acueducto: Marinilla, Santa Fe de Antioquia y El Capiro; operados por CONHYDRA E.S.P., el cual contiene la aplicación de diferentes metodologías de diseño conforme a las normas legales para este tipo de obras en Colombia.

¹ Fundación Hector A. García. El origen del acueducto [en línea]. México: Proyecto Salón Hogar [citado 1 julio, 2011]. Disponible en INTERNET: http://www.salohogar.net/el_porque_de_las_cosas/historia_de_los_acueductos.htm.

1. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

A partir de conversaciones sostenidas con la empresa CONHYDRA E.S.P., se ha diagnosticado que algunos sistemas de acueducto, manejados y operados por dicha empresa, presentan algunas deficiencias por efectos del estado de operación de la captación de dichos sistemas junto con problemas de oferta hídrica de las cuencas. Dado que este componente de un sistema de acueducto es de vital importancia para la prestación del servicio de manera permanente, se propone realizar un estudio únicamente sobre el funcionamiento hidráulico de las rejillas de captación de dichas estructuras, pues se considera que este es el elemento vital para el funcionamiento del sistema de acueducto se materializa en la práctica más a partir de criterios de facilidad constructiva que de la aplicación de metodologías adecuadas de diseño.

Según Ochoa (2011), el análisis teórico del flujo sobre la rejilla de captación supone que el flujo sobre la rejilla es unidimensional, variando gradualmente y que la distribución hidrostática de presiones se mantiene sobre cada sección, aún cuando, en la práctica se observa cómo la superficie libre del flujo se abate, alejándose de la distribución hidrostática de presiones.

Suponiendo que la carga de energía del flujo es constante a lo largo de la rejilla, el análisis matemático genera una ecuación diferencial de sexto grado de primer orden, que permite evaluar el caudal en cualquier sección; sin embargo, la imposibilidad de resolver analíticamente esta ecuación más allá de ciertas condiciones de flujo establecidas, ha demandado que el análisis de la condición de flujo se explore mediante modelos físicos y simplificaciones conceptuales.

Por lo tanto un análisis inicial de las causas de los fallos en la operación y el diseño de las rejillas de captación sugiere en primera instancia que la metodología de diseño de las rejillas de captación se basa en la aplicación de metodologías muy empíricas que consideran el flujo a superficie libre de manera muy simplificada y que pueden además estar limitadas al no considerar de manera adecuada la determinación de los caudales hidrológicos necesarios para el dimensionamiento adecuado de la obra civil.

Por esta razón se propone un estudio que analice la hidráulica de las rejillas de captación por diferentes metodologías que permita identificar las diferencias conceptuales en cada una de las propuestas de diseño con respecto al estado actual de las rejillas en diferentes bocatomas operadas por CONHYDRA E.S.P.

2. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GENERAL

Analizar y contrastar diferentes metodologías de diseño con el estado de construcción de las rejillas de captación de 3 sistemas de acueducto operados por CONHYDRA E.S.P. en el departamento de Antioquia.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Estudiar las metodologías de diseño de captaciones propuestas a nivel local (Norma RAS2000) y regional (CEPIS, EPA).
- Analizar el comportamiento hidráulico de las captaciones problemáticas de la empresa CONHYDRA E.S.P., desarrollando el estudio hidráulico sobre las rejillas de captación e identificando si cumplen o no con los requerimientos de la normatividad de diseño.
- Evidenciar como las metodologías de diseño no incorporan la realidad física del flujo sobre las rejillas de captación lo cual afecta el funcionamiento adecuado de las obras.

3. MARCO NORMATIVO

En los últimos 50 años el medio ambiente y el uso de los recursos naturales han tomado una importancia vital en los intereses de todos los países del mundo y de las organizaciones regionales y mundiales formadas entre ellos. Por esta razón se han conformado varias organizaciones encargadas de legislar y emitir normas técnicas básicas para la explotación, uso y disposición de los recursos naturales a nivel mundial, regional, y claro está, nacional.

En Latinoamérica, la organización encargada de legislar y emitir normas sobre los recursos naturales es el CEPIS, Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente, específicamente en la unidad de saneamiento básico del Área de Desarrollo Sostenible y Salud Ambiental (SDE) de la organización Panamericana de la Salud (OPS).

En Colombia, el Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico (RAS 2000), específicamente en la Sección II. Título B. Sistemas de acueducto; expedido por el Ministerio de Desarrollo Económico. Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico en el año 2000, es el manual de buenas prácticas de ingeniería que definen el conjunto de recomendaciones necesarias para los aspectos de diseño, operación, puesta en marcha y mantenimiento de los diferentes aspectos relacionado con los sistemas de acueducto.

Por lo tanto para la realización del presente trabajo las normas más importantes y necesarias de estas normas serán las especificaciones técnicas para el diseño de captaciones por gravedad de aguas superficiales enunciadas por el CEPIS y el RAS-2000.

Como no es pertinente la transcripción total de tan extensa norma, cuyos aspectos técnicos se presentan en el marco teórico, en el presente capítulo se presenta una breve descripción de los aspectos más relevantes y pertinentes con el objeto de investigación, a saber, lo relacionado con las especificaciones técnicas para el diseño de captaciones por gravedad de aguas superficiales.

Al efecto, la presentación de criterios normativos se divide en los siguientes aspectos generales:

- Criterios sobre tipos de captación.
- Parámetros de diseño.
- Aspectos de la puesta en marcha.
- Aspectos de la operación.
- Aspectos del mantenimiento.

3.1 RECOMENDACIONES NORMATIVAS SOBRE CAPTACIONES

En cuanto a los criterios sobre tipos de captación, según la norma CEPIS, en primer lugar se consideran los aspectos relacionados con el canal de derivación, el cual consiste en simples bocatomas acopladas a un canal de derivación.

Estos se utilizan en ríos de gran caudal en los cuales los mínimos de estiaje aportan el tirante de agua necesario para derivar el caudal requerido y deben preverse rejas, tamices y compuertas para evitar el ingreso de sólidos flotantes. Son recomendables en zonas de muy baja pendiente (véase figura 1).

El canal de derivación se construye sobre tramo rectilíneo o en tramo de transición entre curvas del curso superficial para el nivel mínimo de aguas.

Bajo este mismo criterio también se debe tener en cuenta los tipos de captación. En primer lugar se considera la captación de toma lateral, que es la obra civil que se construye en uno de los flancos del curso de agua, de forma tal, que el agua ingresa directamente a una caja de captación para su posterior conducción a través de tuberías o canal (véase figura 2).

Este tipo de obra debe ser empleada en ríos de caudal limitado y que no produzcan socavación profunda. La obra de toma se ubicará en el tramo del río con mayor estabilidad geológica, debiendo prever además muros de protección para evitar el desgaste del terreno natural. La obra de toma lateral, también es empleada en presas derivadoras. La toma se localiza lateralmente a la presa o en cualquier punto del perímetro del vaso de agua.

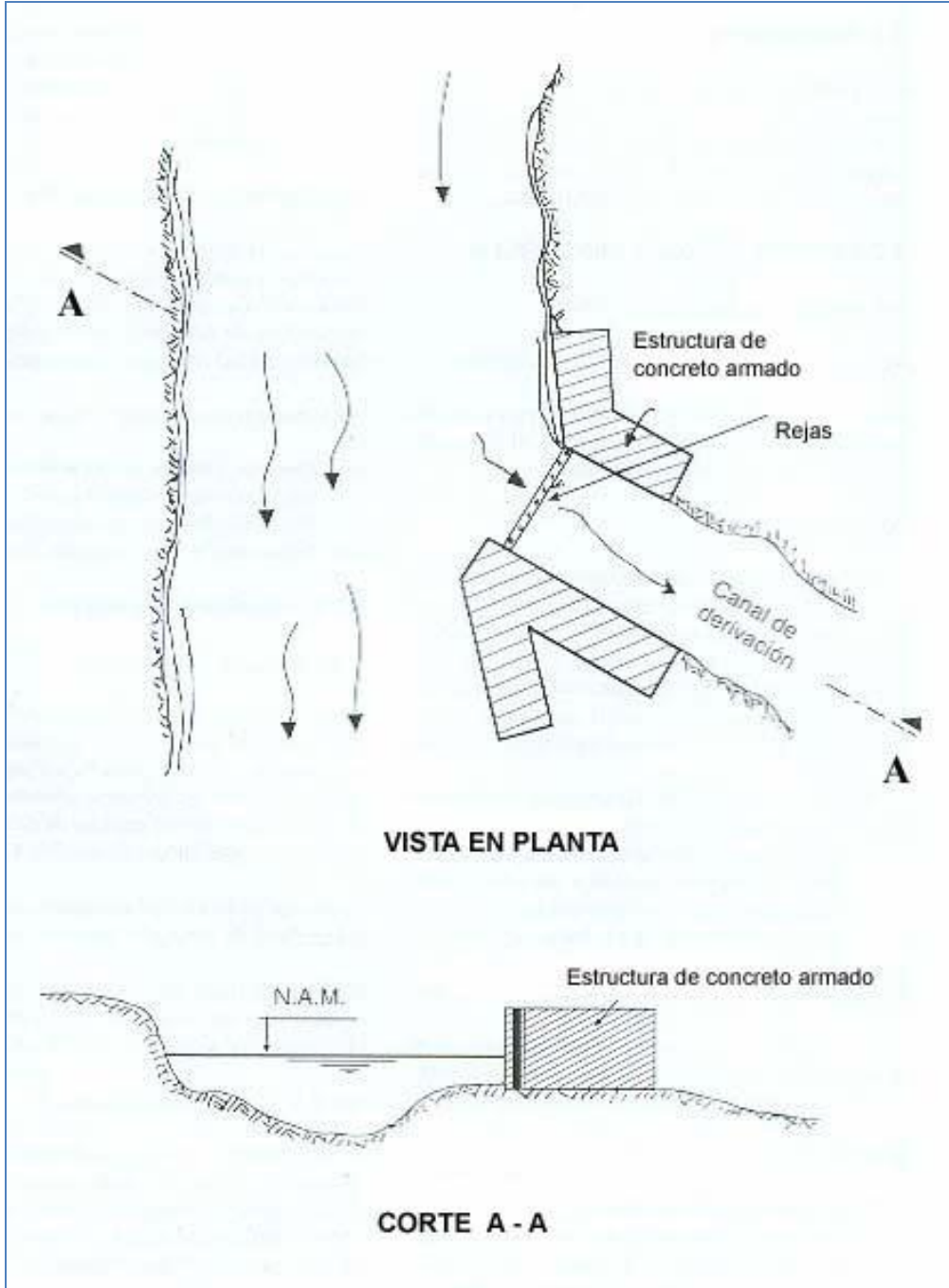
En cuanto a la captación de toma en dique, es la obra civil que consiste en un dique de represamiento construido transversalmente al cauce del río, donde el área de captación se ubica sobre la cresta del vertedero central y está protegida mediante rejas que permiten el paso del agua (véase figura 3).

3.2 PARÁMETROS DE DISEÑO

En primer lugar se ha de considerar el caudal de diseño, que para un sistema por gravedad se debe considerar el caudal máximo diario para la población de diseño.

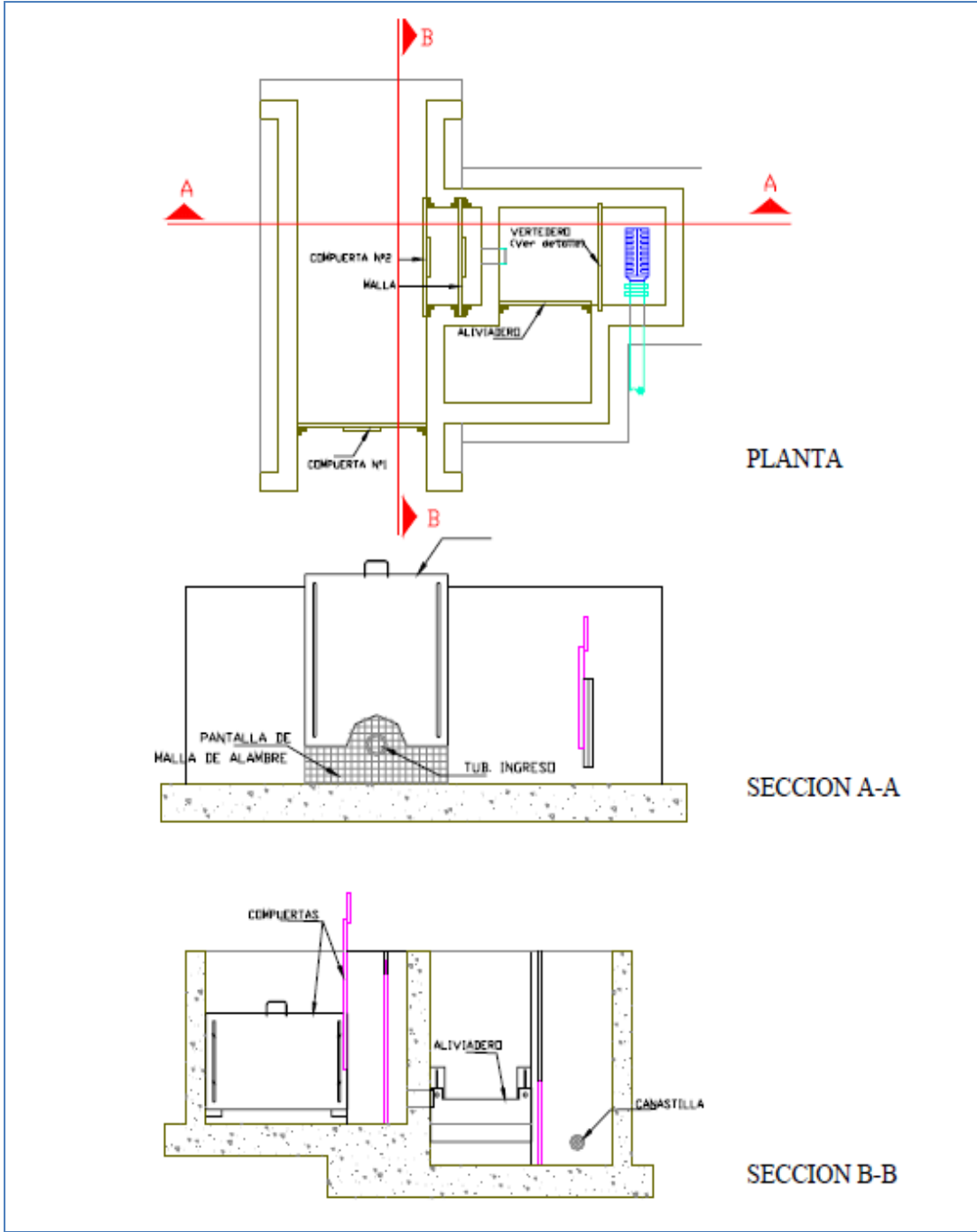
De igual forma se debe realizar la determinación del nivel del río, para lo cual se obtienen los niveles máximos y mínimos anuales en estaciones hidrológicas cercanas; en el caso de falta de datos hidrológicos se debe investigar niveles en periodos de avenidas y estiaje, apoyándose en información de personas conocedoras de la región.

Figura 1. Canal de derivación.



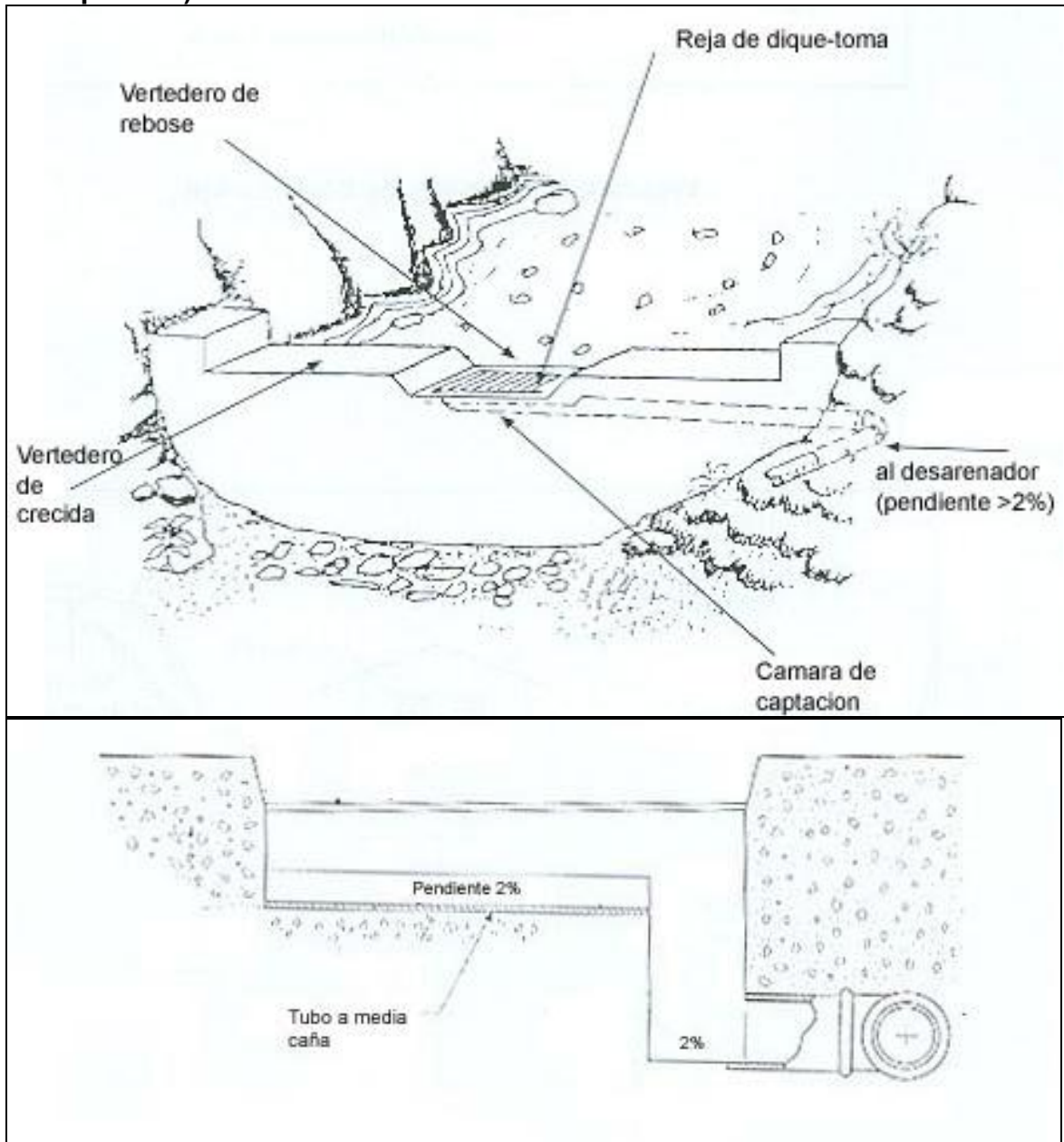
Fuente: CEPIS, 2004.

Figura 2. Obra de toma lateral.



Fuente: CEPIS, 2004.

Figura 3: Captación en toma-dique. (Sección transversal y detalle de cámara de captación)



Fuente: CEPIS, 2004.

También debe hacer estudio de las condiciones del lecho del río y dimensionamiento de las obras de estabilización, para lo cual deben ser verificadas las condiciones de la sección del curso de agua en cuanto a la necesidad de su estabilización, en especial en los casos en que se presentan con bajas pendientes o se encuentren sujetas a un régimen muy variable de flujos.

Las obras de protección de la sección del curso de agua deben ser proyectadas teniendo en cuenta los flujos máximos, y dimensionadas, teniendo en cuenta las condiciones hidráulicas aguas arriba y aguas abajo del trecho a ser estabilizado.

Para el diseño de los elementos constitutivos de la captación se consideran los dispositivos de mantenimiento de nivel, éstas son obras ejecutadas en un río o en curso superficial estrecho, ocupando toda su ancho, con la finalidad de elevar el nivel de agua en la zona de captación y asegurar el sumergimiento permanente de la toma de agua.

Se pueden emplear presas, vertederos o colocar piedras en el lecho del río, constituyendo lo que se denomina enrocamiento. No se deben construir en ríos profundos con gran superficie de agua. La memoria del proyecto debe contener la demostración del comportamiento hidráulico de la represa de nivel para el caudal máximo del curso de agua, con la indicación de las condiciones desfavorables de su funcionamiento.

3.3 ASPECTOS DE LA PUESTA EN MARCHA

Según la normativa, para la puesta en marcha primero se consideran los canales. En efecto, en el momento de entrar en operación por primera vez, los canales deben cumplir los siguientes requerimientos:

- Para el nivel bajo de complejidad, deben medirse los niveles y los caudales con el fin de corroborar lo establecido en el diseño.
- Para el nivel medio de complejidad, deben medirse los niveles y los caudales con el fin de corroborar lo establecido en el diseño. Se recomienda hacer un análisis de las aguas con el fin de verificar la operación de filtros.
- Para el nivel medio alto de complejidad, deben medirse los niveles y los caudales con el fin de corroborar lo establecido en el diseño. Es necesario hacer un análisis de los procesos de filtración aguas abajo de las estructuras de toma.
- Para el nivel alto de complejidad, deben medirse los niveles y los caudales en los canales con el fin de corroborar lo establecido en el diseño. Se recomienda hacer análisis de filtración de las aguas, aguas abajo de las estructuras de toma.

3.4 ASPECTOS DE LA OPERACIÓN

El principal criterio a considerar en la fase de operación es el caudal, pues una vez que el proyecto se encuentre en operación, y durante todo el período de vida útil del proyecto, deben verificarse los caudales teniendo en cuenta los siguientes requisitos:

- Para los niveles medio y medio alto de complejidad, se recomienda medir el caudal a la entrada cada dos horas y guardar los registros.
- Para el nivel alto de complejidad, debe medirse el caudal a la entrada de las estructuras de captación en forma continua y guardar los registros. En este caso se recomienda que las mediciones se hagan a través de aparatos telemétricos, con el fin de que el operador conozca en tiempo real la cantidad de agua que se está captando de la fuente.
- Para el nivel bajo de complejidad, no se requiere hacer mediciones de caudal en las estructuras de toma.

3.5 ASPECTOS DEL MANTENIMIENTO

Las operaciones de mantenimiento y limpieza de todas las estructuras que forman la obra de captación no deben interferir el normal funcionamiento de ésta y deben tener en cuenta los aspectos preventivo y correctivo.

Todas las estructuras que forman parte de la obra de captación deben tener programas de mantenimiento correctivo y preventivo, de acuerdo con los siguientes requerimientos:

- En el nivel bajo de complejidad, las labores de mantenimiento serán preferiblemente correctivas.
- Para el nivel medio de complejidad, las labores de mantenimiento serán preferiblemente correctivas pero se recomiendan mantenimientos preventivos.
- Para los niveles medio alto y alto de complejidad, las labores de mantenimiento siempre deben ser preventivas.
- Sin importar el nivel de complejidad de sistema, las labores de mantenimiento de todo equipo electromecánico deben ser preventivas.

4. MARCO TEORICO

En la exposición de los conceptos teóricos necesarios para el análisis del flujo y posterior dimensionamiento de las rejillas de captación se encontró en las referencias de Botero y Mesa (1997), Sotelo (2002), Pérez (2002) y Castillo et al. (2010), toda la información necesaria para explicar las condiciones hidráulicas y de diseño de las rejillas de captación, así como la forma como experimentalmente se determinan los diferentes coeficientes de corrección. Adicionalmente en esta documentación se encuentra referencia a los estudios y metodologías desarrolladas por Nicolás Nyerges, de cuya publicación: "Obras de Captación en Cursos Superficiales, de Agua para Gastos Moderados" se han basado diferentes estudios en el entorno local para el dimensionamiento de las estructuras de captación.

De esta forma, la información presentada en el marco teórico solo incluye de forma detallada el análisis teórico del flujo sobre las rejillas de captación, tanto para una estructura de toma lateral como una estructura con toma de fondo con el objeto de identificar de forma general las aproximaciones teóricas y la incorporación de alguna información de tipo experimental para el diseño. En el anexo 1, donde se presentan las memorias de cálculo paso a paso de las diferentes metodologías de diseño de las rejillas se encontrarán las expresiones propias de la revisión hidráulica y que no se presentan acá para no saturar la lectura del documento.

4.1 ANÁLISIS DEL FLUJO ESPACIALMENTE VARIADO EN UNA REJILLA DE CAPTACIÓN

El flujo espacialmente variado, cuya información teórica principal es tomada de Sotelo², es una situación de flujo gradualmente variado en el que el caudal varía en la dirección del flujo (por aumento o disminución en la dirección del movimiento) y en el que se generan modificaciones en su cantidad de movimiento y energía, con un comportamiento más complicado que en el caso del caudal constante.

El modelo de flujo espacialmente variado se considera unidimensional, y por lo tanto las características de tirante y velocidad de movimiento corresponden a los valores sobre el eje del canal aun cuando haya asimetría del flujo que entra o sale, es decir, que esté fuera por uno solo de los lados. Las hipótesis del modelo se pueden resumir como:

- La pendiente del canal es uniforme y el caudal que entra o sale induce sólo pequeñas curvaturas en el perfil del flujo y líneas de corriente casi paralelas. Hay distribución hidrostática de la presión en cada sección, sin eliminar con ellos pendientes supercríticas.

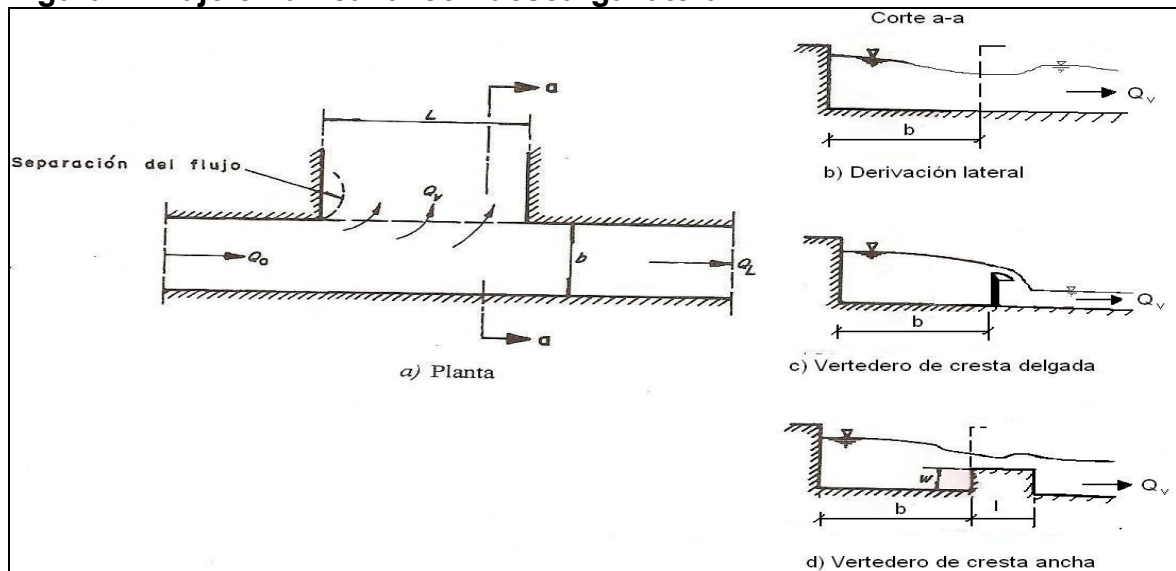
² Sotelo Avila, Gilberto. Hidráulica de canales abiertos. MEXICO: UNAM, 887 páginas, 1ª edición, 2002.

- La distribución de la velocidad se mantiene igual en cada sección y los coeficientes de corrección de energía cinética y cantidad de movimiento son constantes.
- La pérdida de fricción en un tramo se incluye mediante el cálculo de la pendiente de fricción resultante en cada sección.
- El efecto de arrastre de aire no se incluye en el tratamiento.
- El momentum del caudal que entra se forma sólo del componente de cantidad de movimiento; la asimetría que pueda tener dicho caudal en la dirección transversal no influye en las características del flujo. Cuando el caudal sale lo hace a sitios más bajos sin restarle energía específica al flujo principal.

Esta última hipótesis, obliga a que el análisis matemático sea distinto entre el modelo de caudal creciente y el de caudal decreciente, pues la observación experimental del flujo de caudal decreciente muestra que la desviación de caudal hacia el exterior no produce cambios importantes en la energía específica del flujo, siendo el principio de energía muy conveniente para su análisis.

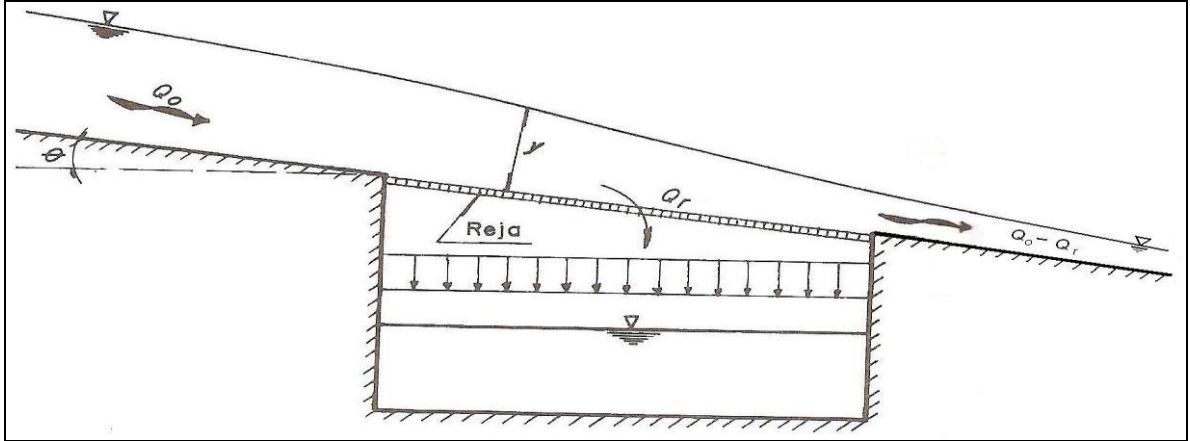
4.1.1 Canales de caudal decreciente. Un ejemplo tradicional del flujo en canales de gasto decreciente es el vertedero lateral que se construye sobre el bordo de un canal o de un conducto colector o alcantarilla como el que se muestra en la Figura 4. En otros casos, el caudal en el canal puede también decrecer por la existencia de una toma lateral o por una reja en el fondo, como el que se presenta en la Figura 4.

Figura 4. Flujo en un canal con descarga lateral.



Fuente: Sotelo, 2002.

Figura 5. Flujo sobre una reja de fondo.



Fuente: Sotelo, 2002.

4.1.2 Ecuaciones básicas. La ecuación de continuidad puede escribirse de la forma:

$$\frac{dQ}{dx} = \frac{d}{dx} (VA) = V \frac{dA}{dx} + A \frac{dV}{dx} = q_* \quad (1)$$

Donde Q es el caudal en la sección x del canal y q_* es función de x, con dQ/dx negativo.

La energía total del flujo en una sección transversal del canal, medido desde un nivel de referencia cualquiera, es:

$$H = z + y \cos \theta + \frac{\alpha Q^2}{2g A^3}$$

Donde y es el tirante en la sección perpendicular a la plantilla. Al derivar esta ecuación con respecto a x, con Q variable, se obtiene:

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dz}{dx} + \frac{dy}{dx} \cos \theta + \frac{\alpha}{2g} \left[\frac{2Q}{A^2} \frac{dQ}{dx} - \frac{2Q^2}{A^3} \frac{dA}{dx} \right]$$

Con:

$$\frac{dH}{dx} = -S_f; \quad \frac{dz}{dx} = -\text{Sen} \theta = -S_o$$

$$\frac{dA}{dx} = \frac{dA}{dy} \frac{dy}{dx} + \frac{dA}{dx} = T \frac{dy}{dx} + \frac{dA}{dx}$$

, donde T es el ancho de la superficie libre de la sección y F el número de Froude, se obtiene finalmente que:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o - S_f + \frac{\alpha Q^2}{g A^3} \frac{dA}{dx}}{(1 - F^2) \cos \theta} \quad (2)$$

Para un canal prismático, $\partial A/\partial x=0$, y cuando el ángulo θ de inclinación del fondo es pequeño, entonces, $\text{Cos}\theta=1$, para finalmente obtener:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f + \frac{\alpha Q}{gA^3} \frac{dQ}{dx}}{1 - F^2} \quad (3)$$

4.1.3 Perfiles de flujo. Sotelo (2002), presenta el análisis de los perfiles de flujo espacialmente variado de gasto decreciente realizados originalmente por de Marchi (1934) y Schmidt (1957). En dicho flujo ocurre que $dQ/dx < 0$ y, en ausencia de fricción, el numerador de la ecuación (2) es siempre positivo y el signo de dy/dx es igual al que tiene el denominador, según F sea menor o mayor que 1.

En la figura se presentan los tres tipos principales de perfil de flujo que ocurren en un canal cuando hay desviación hacia un vertedero lateral de longitud L (perfiles similares ocurren en el caso de que la desviación sea hacia una reja en el fondo), los cuales se caracterizan por:

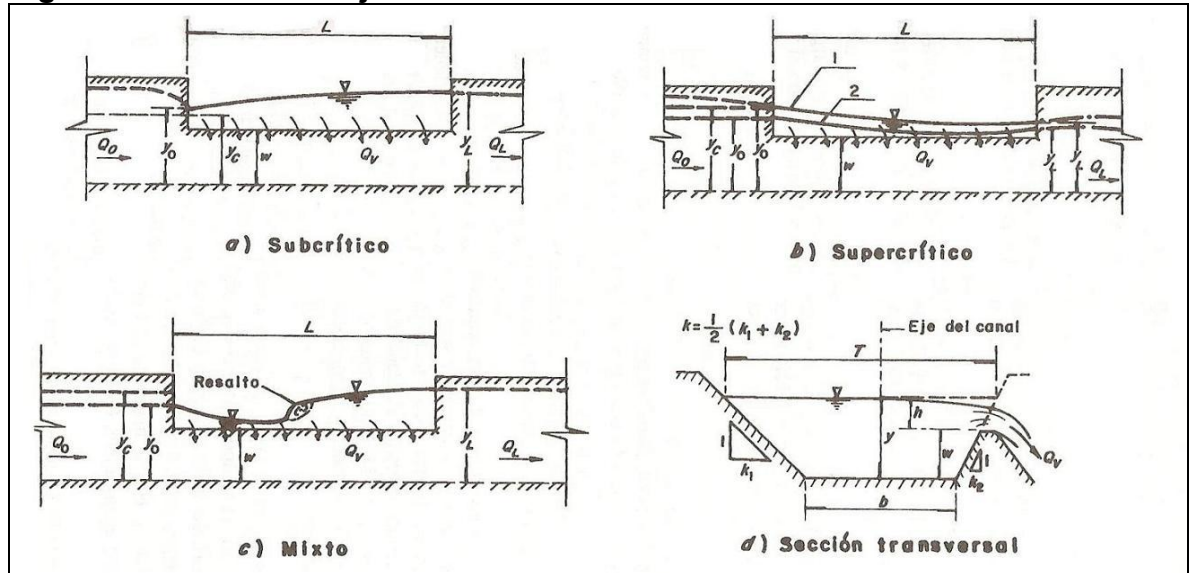
- a) Subcrítico: El régimen antes y después del flujo espacialmente variado es subcrítico y el tirante y_0 en el inicio es mayor que el crítico. El tirante aumenta después de forma gradual hacia aguas abajo manteniendo el tipo de régimen, para aproximarse asintóticamente al tirante normal correspondiente al caudal Q_L . En efecto, siendo $F < 1$, de la ecuación (2), $dy/dx > 0$. El perfil del flujo afecta sólo en la dirección aguas arriba del vertedero, aproximándose asintóticamente al tirante normal asociado a Q_0 mediante un perfil M2.
- b) Supercrítico: El flujo uniforme después del vertedero es supercrítico. El tirante del canal en la sección inicial es igual (perfil 1) o menor (perfil 2) que el crítico para el gasto aguas arriba y disminuye gradualmente hacia aguas abajo, con la presencia de régimen supercrítico en el tramo L . ambos perfiles se muestran en la figura. En efecto, siendo $F > 1$, de la ecuación (2), resulta que $dy/dx < 0$.

El perfil 1 ocurre en canales de pendiente pequeña, altura w del vertedero menor que y_c , y L suficientemente grande. Se genera también un perfil del tipo M2, aguas arriba del vertedero, que se inicia en y_c para el gasto Q_0 , ya que el régimen es subcrítico.

El perfil 2 ocurre en canales de pendiente supercrítica (donde hay flujo uniforme supercrítico aguas arriba) y tiene influencia sólo hacia aguas abajo. En ambos perfiles el tirante disminuye gradualmente a lo largo del tramo L manteniendo el régimen supercrítico para después alcanzar el tirante normal que corresponde a Q_L . Esto ocurre de manera gradual en el perfil 2 si se mantiene aguas abajo la pendiente supercrítica. Los perfiles están controlados desde aguas arriba.

- c) Mixto: el flujo aguas arriba es supercrítico y aguas abajo es subcrítico. El tirante del canal en la sección inicial es menor que el crítico (perfil 2), disminuye gradualmente hacia aguas abajo hasta formar un resalto dentro del tramo L y después aumenta gradualmente. El perfil es de tipo supercrítico antes del resalto y subcrítico después del mismo, lo que combina los tipos de perfil de la figura 3b y 3a. el primero está controlado desde aguas arriba y el segundo desde aguas abajo.

Figura 6. Perfiles de flujo en canales de caudal decreciente



Fuente: Sotelo, 2002.

4.1.4 Integración numérica general. Las soluciones directas a las ecuaciones (2) y (3) pueden ser en ocasiones imposibles de obtener, debido a que se desconoce como varía Q con x . A esto se debe agregar la variabilidad con que el agua se desvía hacia un vertedero lateral o una rejilla de fondo. En los casos que se analizan se considera que dicha desviación es en dirección perpendicular al flujo pero es más difícil predecirlo en otros.

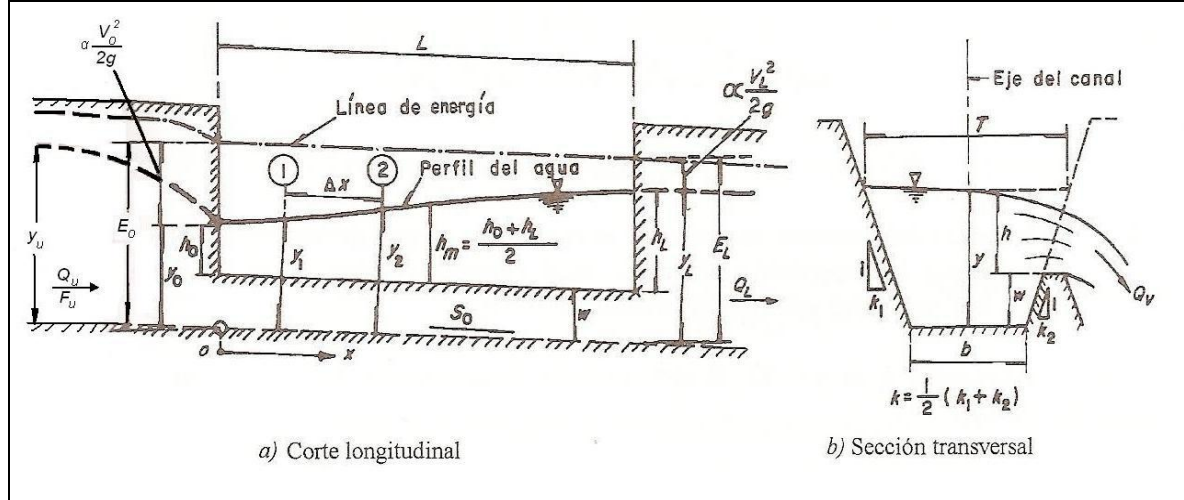
La solución numérica puede obtenerse, si se considera que el decremento ΔQ del caudal en el tramo Δx no produce cambio en la cantidad de movimiento, lo cual significa que puede aplicarse la ecuación de energía entre las secciones 1 y 2 de la Figura 7, para obtener:

$$S_0 \Delta x + y_1 \cos \theta + \alpha \frac{V_1^2}{2g} = y_2 \cos \theta + \alpha \frac{V_2^2}{2g} + \Delta x \left[\frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \right]$$

, o bien:

$$\Delta y \cos \theta = (y_2 - y_1) \cos \theta = -\alpha \left[\frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \right] + S_0 \Delta x - \left[\frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \right] \Delta x$$

Figura 7. Flujo subcrítico en un canal con vertedero lateral



Fuente: Sotelo, 2002.

La diferencia de niveles del agua entre ambas secciones de flujo puede expresarse de la forma:

$$S_0 \Delta x + y_1 \cos \theta = y_2 \cos \theta + \Delta y' \quad (3)$$

$$\Delta y' = -\Delta y \cos \theta + S_0 \Delta x \quad (4)$$

Al sustituir $\Delta y \cos \theta$ en la ecuación (4): $\Delta y'' = -\Delta y \cos \theta + S_0 \Delta x$, se obtiene el desnivel de la superficie del agua entre las dos secciones:

$$\Delta y' = \alpha \left[\frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \right] + \left[\frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \right] \Delta x \quad (5)$$

, cualquiera que sea la pendiente del canal.

En la ecuación (5), la velocidad en cada sección se debe calcular con el caudal que pasa por ella, es decir:

$$V_1 = \frac{Q_1}{A_1}, V_2 = \frac{Q_2}{A_2}, \quad Q_2 = Q_1 - \Delta Q$$

, siendo ΔQ el caudal desviado al exterior del canal en el tramo Δx .

El decremento ΔQ depende de que la desviación se realice a través del vertedero lateral o de la reja de fondo, pero en ambos casos, es función del tirante y del ángulo con que se efectúe la desviación. En lo que se refiere a la distribución de velocidad, ésta varía en la sección transversal del canal y el valor de α puede ser hasta de 1.3 (Schmidt, 1957), pero en general se mantiene próximo a 1.0.

4.2 SOLUCIÓN PARA CANAL CON VERTEDERO LATERAL

A partir de la información presentada anteriormente, se ha confirmado que no es posible una solución analítica completa de las ecuaciones que gobiernan el flujo en canales de cualquier sección con vertedero lateral, y por eso se utilizan métodos aproximados que se basan en experimentaciones realizadas dentro de un intervalo limitado de las muchas variables que intervienen. En la mayoría de los casos, el uso de dichos métodos ha significado errores sustanciales en el cálculo del caudal vertido.

Se considera que el flujo en un canal con caudal decreciente y cualquier forma de sección se analiza con base en las siguientes consideraciones:

1. El flujo en el canal es aproximadamente bidimensional y la distribución de la presión es casi hidrostática, si se desprecia la curvatura e irregularidades de la superficie libre.
2. La pendiente del canal es pequeña ($\cos\theta=1$) e igual a la pendiente de fricción ($S_o=S_f$). por tanto, la energía específica E en el tramo del canal que contiene al vertedero y el coeficiente α permanecen constantes, y por tanto, de la ecuación de energía específica el caudal en cualquier sección es igual a:

$$Q = A \sqrt{\frac{2g}{\alpha} (E - y)} \quad (6)$$

, donde A es el área hidráulica en la sección a la distancia x y función del tirante y en la misma, como se muestra en la Figura 7.

3. El tirante y varía sólo con la distancia x sobre el eje del canal, ya que se desprecia la variación en la dirección lateral, debido al comportamiento extremadamente complejo en esa dirección. El flujo sobre el vertedor lateral forma un ángulo próximo a $\pi/2$ con la cresta y se asume la ecuación convencional del caudal por unidad de longitud:

$$-\frac{dQ}{dx} = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} (y - w)^{1.5} \quad (7)$$

, donde w es la altura de la cresta respecto del fondo del canal y μ es el coeficiente de descarga (adimensional) que permanece constante, ya que depende de las condiciones del flujo en la sección del canal donde inicia el vertedero.

El caudal total desviado por un vertedero lateral de longitud L se obtiene al ingresar la ecuación anterior de la forma:

$$Q_v = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} \int_0^L (y - w)^{1.5} dx = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} L \bar{h}^{1.5} \quad (8)$$

, donde \bar{h} es la carga media en la distancia L y se define por la expresión:

$$\bar{h} = \frac{1}{L} \int_0^L (y - w) dx \cong \frac{1}{L} \sum (y_m - w) \Delta x \quad (9)$$

, ya que varía con x y debe conocerse previamente; y_m es el tirante medio en el tramo Δx .

Cuando el cálculo del perfil de flujo se efectúa por el método numérico de integración, la ecuación se expresa en diferencias finitas y el decremento del gasto entre las dos secciones contiguas 1 y 2 es:

$$-\Delta Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} (y_m - w)^{1.5} \Delta x \quad (10)$$

, $y_m = 0.5 (y_1 + y_2)$ es el tirante medio en el tramo Δx .

4. La longitud del vertedero no debe ser muy grande y se debe cumplir que la proporción del caudal total vertido al caudal en el canal de aproximación (antes del vertedero) sea igual o menor de 0.75.

De esta forma, con las ecuaciones (6) a (10), el numerador y el denominador de la ecuación (3), resultan:

$$\frac{\alpha Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx} = \frac{\alpha A \sqrt{\frac{2g}{\alpha}} \sqrt{E-y}}{\sqrt{E-y}} \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} (y_m - w)^{1.5} = \frac{4 \mu \sqrt{\alpha}}{3 A} \sqrt{E-y} (y_m - w)^{1.5}$$

$$1 - F^2 = 1 - \frac{\alpha Q^2 T}{gA^3} = 1 - \frac{A^2 (2g) (E-y) T}{gA^3} = 1 - \frac{2T}{A} (E-y) = \frac{A - 2T(E-y)}{A}$$

Por tanto, dicha ecuación puede escribirse como:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{4 \mu \sqrt{\alpha} \sqrt{E-y} (y_m - w)^{1.5}}{3 A - 2T(E-y)} \quad (11)$$

, y es válida para régimen subcrítico y supercrítico. La misma ecuación se obtiene al derivar la ecuación (6), considerando E constante, y sustituir en la ecuación (7). La solución directa es posible en canales trapeciales, rectangulares y triangulares, mientras que la numérica es factible en cualquier sección.

4.2.1 Canales rectangulares. Existen resultados experimentales del coeficiente de descarga μ solo en canales rectangulares. Zschiesche (1954) encontró los siguientes valores:

$\mu=0.6976$ con resta de pared delgada;

$\mu=0.7365$ con cresta redondeada;

$\mu=0.558$ con cresta de forma trapecial y estrechamiento en el canal de aguas abajo;

, todos son válidos para $\bar{h} = 0.5(h_o - h_L)$ en canales rectangulares.

Frazer (1957) indica que $\mu=0.7665$ solo cuando el número de Froude en el canal rectangular es pequeño y que más bien varía según la siguiente ecuación:

$$\mu = 0.7759 - 0.3384 \frac{y_c}{y} - 0.0262 \frac{y_c}{L} \quad (12)$$

, donde L es la longitud del vertedero y y es el tirante local.

Ackers (1957) utilizando $\mu=0.7665$ en la solución de Marchi en canales rectangulares, determinó que la longitud obtenida debe incrementarse multiplicándola por un factor de corrección:

$$k = \frac{3.1}{2.8 - F_0} \quad (13)$$

, donde F_0 es el número de Froude en la sección al inicio del vertedero y, debe aplicarse cuando el flujo es en régimen subcrítico.

En el caso de vertederos laterales y del perfil 1 de flujo supercrítico mostrado en la figura 5b, Ackers (1957) obtuvo una ecuación general para el cálculo de la longitud del vertedero mediante la ecuación de energía, con la consideración de distribución de velocidad en el canal y el auxilio de la ecuación de descarga de vertederos. Dicha ecuación, en su forma general, es:

$$L = 2.03b \left\{ 2\sqrt{2} \left[\sqrt{k - 0.4} \left(1 - 0.4 \frac{w}{H_0} \right) + 0.31 \frac{w}{H_0} - 0.948 \arccos \sqrt{\frac{0.4}{k} + 0.065} \right] \right\} \quad (14)$$

, donde:

L =Longitud del vertedero (m)

b =Ancho del canal (m)

$k=h_o/h_L$

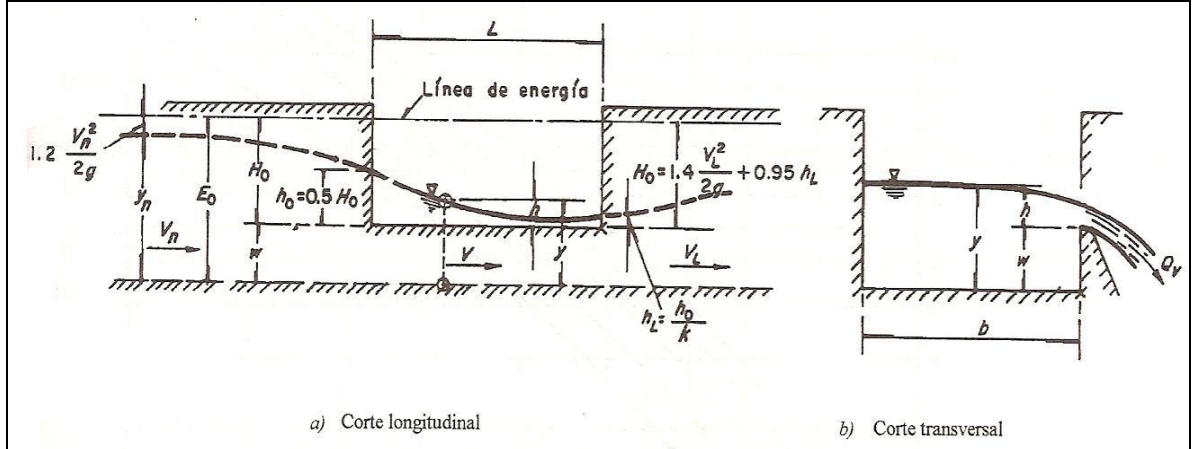
h_o =carga sobre el vertedero en el extremo aguas arriba (m)

h_L =carga sobre el vertedero en el extremo aguas abajo (m)

w =altura de la cresta del vertedero desde el fondo del canal (m)

H_0 =Altura de la energía del flujo, medida a partir de la cresta del vertedero (m)

Figura 8. Flujo supercrítico en un canal rectangular con vertedero lateral.



Fuente: Sotelo, 2002.

En la Figura 9, se muestra la representación gráfica adimensional de la anterior ecuación, relacionando k con L/b a través del parámetro w/H_0 . Utilizando diferentes valores de k , la ecuación (14) puede simplificarse a una expresión más sencilla, como las que se presentan en la Tabla 1.

Para el cálculo de la energía específica del flujo aguas arriba del vertedero, la carga de velocidad se determina como $\alpha V_n^2/2g$, donde α es el coeficiente de corrección de energía cinética que Ackers determinó experimentalmente como 1.2. Por tanto, la altura de la energía referida a la cresta del vertedero es:

$$H_o = \alpha'(y - w) + \alpha \frac{V^2}{2g}$$

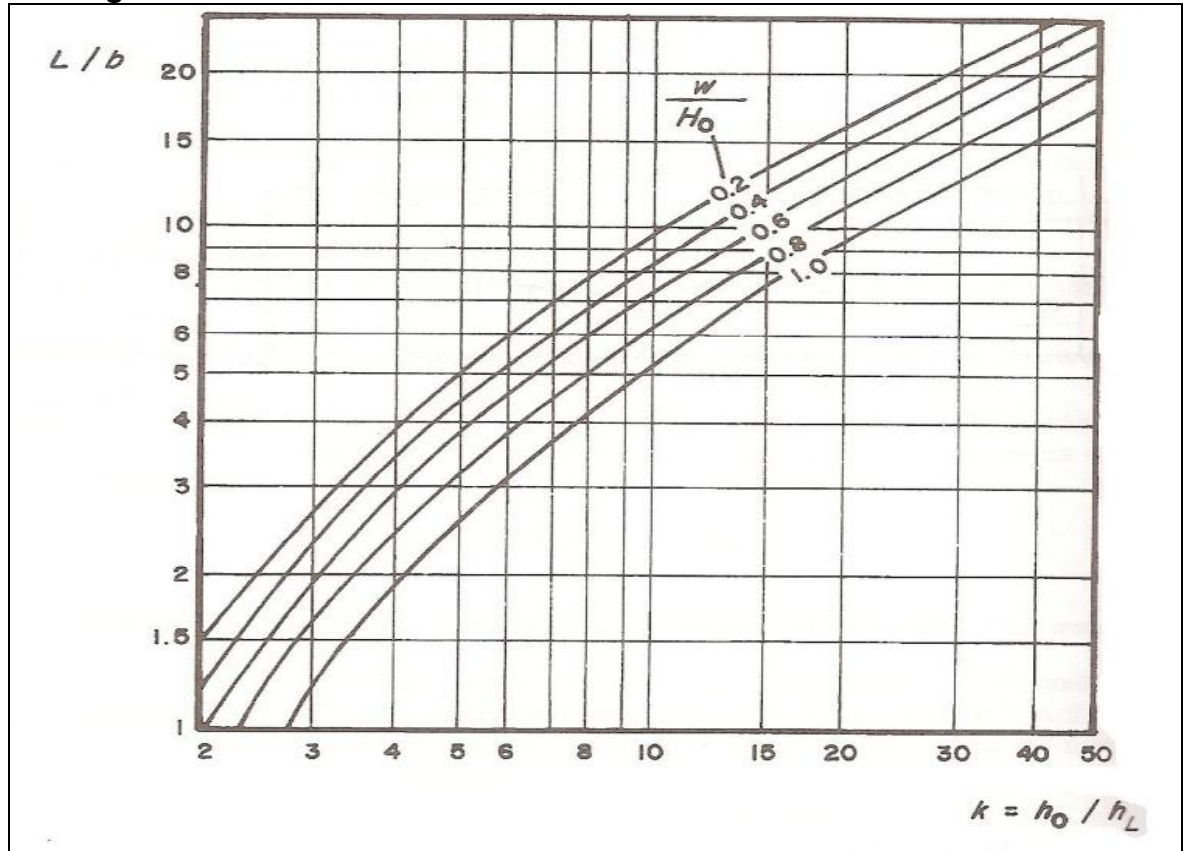
Donde α'' es un coeficiente de corrección de la carga de presión.

Tabla 1. Expresiones simplificadas de la ecuación (14) según Ackers (1957)

k	Ecuación para la longitud del vertedero
5	$L=2.03 b (2.81 - 1.55 w/H_0)$
7	$L=2.03 b (3.90 - 2.03 w/H_0)$
10	$L=2.03 b (5.28 - 2.63 w/H_0)$
15	$L=2.03 b (7.23 - 3.45 w/H_0)$
20	$L=2.03 b (8.87 - 4.13 w/H_0)$

Fuente: Sotelo, 2002.

Figura 9. Representación gráfica de la ecuación de Ackers para canales rectangulares.



Fuente: Sotelo, 2002.

Así mismo, Ackers obtuvo que la carga sobre la cresta al inicio del vertedero debe ser $h_o = 0.5 - H_o$, $\alpha'' = 1$, y al final $h_L = H_o / 2k$; para el extremo aguas abajo $\alpha = 1.4$ y $\alpha'' = 0.95$.

En lo relativo al cálculo del coeficiente μ , se presenta el método propuesto por Schmidt (1957), quien realizó experimentos en vertederos laterales y determinó que $\mu = 0.95 \mu_o$, cuando $h = 0.5 (h_o + h_L)$ es la carga media sobre el vertedor, siendo μ_o el coeficiente de descarga de un vertedero recto de la misma longitud que el real y flujo perpendicular a la cresta.

Para calcular la longitud L necesaria del vertedero que desvía un gasto Q dado, Schmidt también utilizó la ecuación de energía entre la sección inicial y final del vertedero (Figura 7), tal como:

$$S_o L + y_o + \alpha_o \frac{V_o^2}{2g} = y_L + \alpha_o \frac{V_L^2}{2g} + S_f L$$

Schmidt experimentó en canales rectangulares donde $S_o \approx S_f$, con excepción del caso límite $Q_L=0$, encontró que α_L es un poco mayor que α_o . Se considera entonces, una buena aproximación considerar que $\alpha_L = \alpha_o = \alpha$, y por tanto se obtiene que:

$$y_o = y_L - \alpha \left(\frac{V_o^2 - V_L^2}{2g} \right)$$

, con $V_o=Q_o / (b y_o)$, $E_L=y_L+ \alpha V_L^2/2g$, se obtiene que:

$$y_o^3 - E_L y_o^2 + \alpha \frac{Q_o^2}{2gb^2} = 0 \quad (15)$$

La ecuación (15) permite calcular y_o cuando se conocen el caudal inicial, la energía específica E_L al final del vertedero y el ancho del canal. Con ellos se determina $h_o=y_o - w$ y también h .

En la ecuación (15) se debe además conocer el valor de α . Para iniciar los cálculos, Schmidt (1957) propone como valor inicial $\alpha_L=1.1$, que debe corregirse mediante un coeficiente n de manera que $\alpha_{i+1}=n \alpha_i$ depende de la relación $\bar{h}/(\bar{h} + w)$ como se indica en la Figura 7, debiendo repetirse el cálculo de y_o hasta que los valores inicial y final de α coincidan; luego, la longitud L del vertedero, se obtiene de la ecuación 8, utilizando

El método de cálculo expuesto es válido hasta números de Froude $F_o=V_o/\sqrt{g y_o}=0.75$.

Si $F_o>0.75$, se presenta un cambio de régimen al principio del vertedero y un salto hidráulico a lo largo del mismo como se presenta en la Figura 3c. El comportamiento en este caso es muy complicado, pero se puede señalar que la eficacia del vertimiento, como función de la carga, disminuye y el gasto desviado poco aumenta con la longitud.

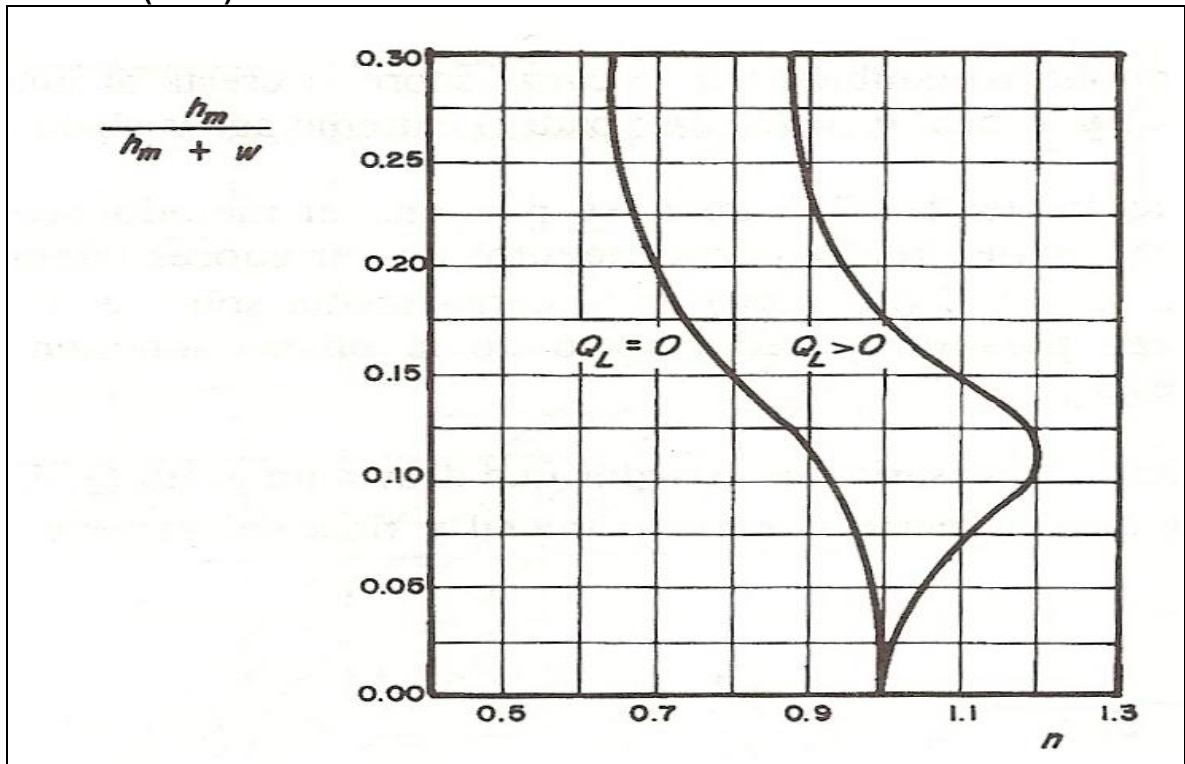
Subramanaya y Awashty (1972), demostraron que al usar la solución de de Marchi para un canal rectangular, μ es función principalmente del número de Froude F_o , del flujo al inicio del vertedor. Para el flujo subcrítico ellos también determinaron experimentalmente que $\alpha=1.04$ en la sección del inicio del vertedor. También que μ no depende de la proporción L/b y que se ajusta a la ecuación:

$$\mu = 0.611 \sqrt{1 - \frac{3F_o^2}{F_o^2 + 2}}$$

, hasta el valor $F_o<0.8$, para el flujo supercrítico, la expresión cambia a:

$$\mu = 0.36 + 0.083F_o \quad , \text{ cuando } F_o \geq 1.6.$$

Figura 10. Coeficiente n para el cálculo de α en la ecuación (15), según Schmidt (1957)



Fuente: Sotelo, 2002.

El coeficiente μ de un vertedero de altura w finita es prácticamente el mismo que si $w=0$.

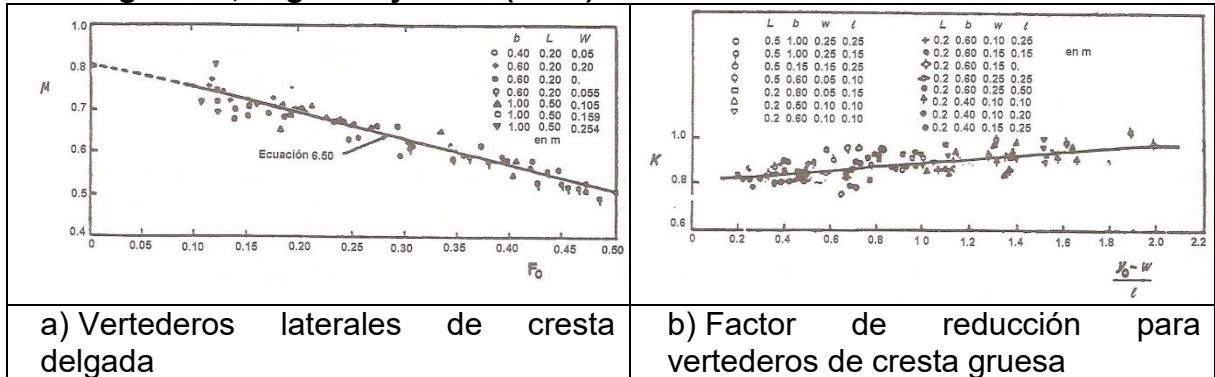
Utilizando también la solución de de Marchi, pruebas en modelo con vertederos laterales de cresta delgada en canales rectangulares fueron realizadas por Raju et al.(1979), y los resultados de la dependencia de μ con el número de Froude del flujo al inicio del vertedor. El ajuste de los puntos experimentales se obtuvo mediante la ecuación:

$$\mu = 0.81 - 0.6F_o \quad (16)$$

, válida para $F_o < 0.5$ y cantos redondeados en los extremos del vertedor. Cuando esto último no ocurre, se producen contracciones laterales que incrementan la longitud en sólo 0.05m. Los autores recomiendan que $L \leq b$, para su intervalo experimental.

Los mismos autores probaron vertederos de cresta ancha con las mismas condiciones geométricas a hidráulicas y encontraron que el coeficiente μ de los de cresta delgada debe reducirse por el factor K dependiente del parámetro $(y_o - w)/l$ para obtener el de cresta ancha, donde l es el espesor de la cresta.

Figura 11. Resultados experimentales de vertederos laterales en canales rectangulares, según Raju et al. (1979)



Fuente: Sotelo, 2002.

Es decir:

$$\mu = K(0.81 - 0.6F_o) \quad (17)$$

, válida para $F_o < 0.5$. el factor K se obtiene de la figura 11b, o bien a partir de la siguiente ecuación:

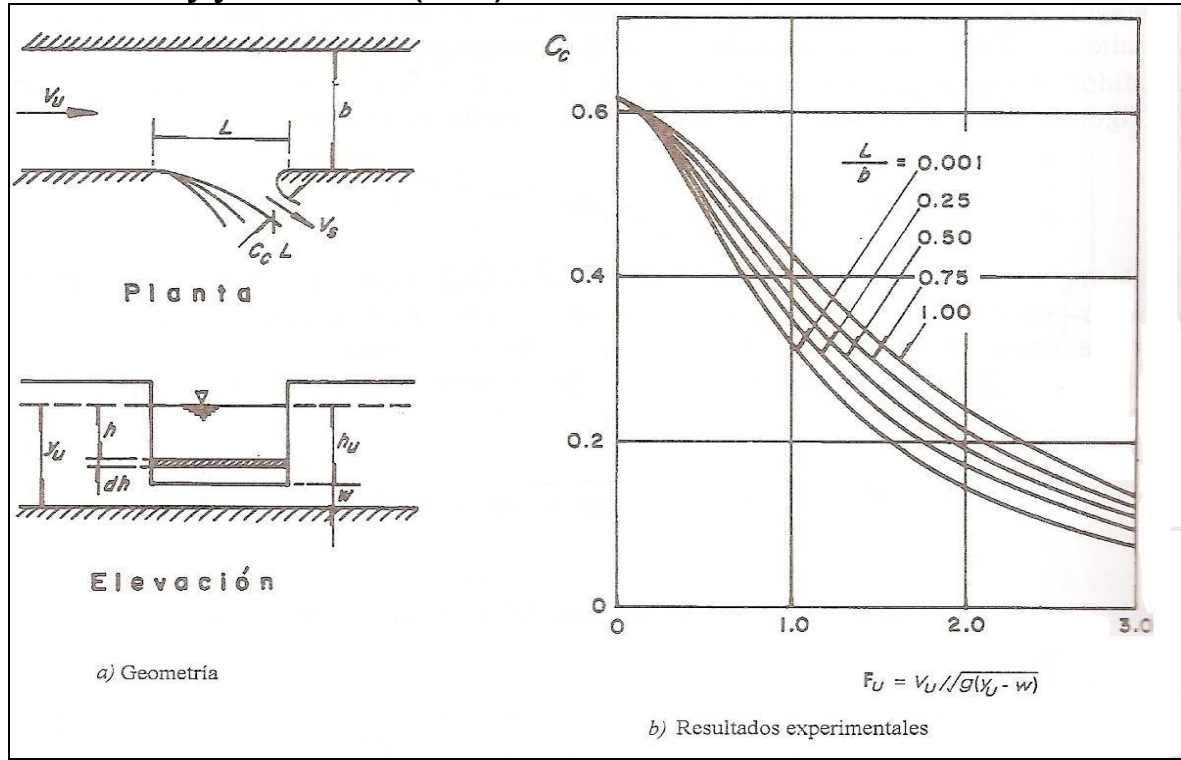
$$K = 0.8 + 0.1 \left(\frac{y_o - w}{l} \right) \quad (18) \quad , \text{ hasta valores } (y_o - w/l) < 2.$$

Es importante considerar que los resultados antes expuestos sólo tienen validez en el intervalo indicado y para flujo subcrítico en el canal. No siendo posible extrapolar mas allá de dicho intervalo debido a la presencia de zonas de separación de flujo, como las mostradas en la Figura 6, y a fenómenos más complejos no considerados en los resultados expuestos que pueden producir desviaciones importantes.

Además, no se conocen resultados para vertederos laterales en canales trapeciales ni triangulares. La falta de dicha información obliga a utilizar los de los rectangulares, por ejemplo, los resultados de Subramnaya y Awasthy, con F_o como número de Froude en el canal trapecoidal o triangular al inicio del vertedero.

Para el cálculo de la descarga sobre un vertedero lateral relativamente corto en canales rectangulares, Ramamurthy y Carballada (1980), propusieron dividir el chorro de salida en franjas horizontales de altura dh y longitud L . Para cada uno de los chorros así divididos aceptaron una velocidad del chorro $V_s = \sqrt{V_o^2 + 2g h}$ y un coeficiente de contracción C_c (Ver Figura 12).

Figura 12. Vertederos laterales cortos en canales rectangulares, según Ramamurthy y Carballada (1980).



Fuente: Sotelo, 2002.

El caudal de la descarga lateral resulta entonces de la forma:

$$Q_v = K \int_0^{h_u} V_s C_c L dh \quad (19)$$

, donde $h_u = y_u - w$; y_u y V_u son el tirante y la velocidad media del flujo en el canal antes del vertedero lateral. Además, L es la longitud de dicho vertedero, h la altura de la superficie del agua sobre la franja de chorro considerada y K un factor de reducción para tomar en cuenta la viscosidad y los efectos tridimensionales. Se obtiene así, la velocidad media del chorro descargado en la forma:

$$\bar{V}_s = \frac{1}{h_u} \int_0^{h_u} \sqrt{V_u^2 + 2gh} dh = V_u \left(\frac{F_u^2}{3} \right) \left[\left(1 + \frac{2}{F_h^2} \right)^{3/2} - 1 \right] \quad (20)$$

, donde F_u es el número de Froude del flujo antes del vertedero, de modo que el caudal descargado es igual a:

$$Q_v = K C L h_u \bar{V}_s = K C_c L h_u V_u \left(\frac{F_u^2}{3} \right) \left[\left(1 + \frac{2}{F_h^2} \right)^{3/2} - 1 \right] \quad (21)$$

, donde:

$$F_h = \frac{V_u}{\sqrt{2gh}} = \frac{V_u}{\sqrt{g(y_u - w)}} \quad (22)$$

Los resultados del cálculo según la ecuación (20), con los valores de C_c según la teoría de McNown y Hsu (1951), se presentan en la Figura 9b en la forma del coeficiente de descarga C_c según la ecuación (21). De acuerdo con las mediciones efectuadas en un canal rectangular de 12.4 cm de ancho y diferentes longitudes del vertedero ($L/b = 10.5$; $w/L = 0.2, 0.4, 0.6$), se obtuvo un factor de reducción $K \approx 0.95$ para $L/b \leq 1.0$; lo cual significa que la teoría antes presentada permite una buena predicción a pesar de que se desprecien el efecto de viscosidad y la tridimensionalidad del flujo.

En los resultados hasta aquí presentados se han considerado vertederos laterales relativamente cortos, donde se han despreciado las pérdidas por fricción. Los vertederos relativamente largos han sido investigados por El-Khashab y Smith (1976), Hager *et al.* (1983) e Ishikawa (1984). En estos últimos trabajos las soluciones teóricas basadas en la ecuación del momentum para el perfil del flujo concuerdan muy bien con los resultados de las mediciones. Para los vertederos inclinados en la dirección del flujo Jain y Fisher (1982) presentan soluciones, así como Hager *et al.* (1983).

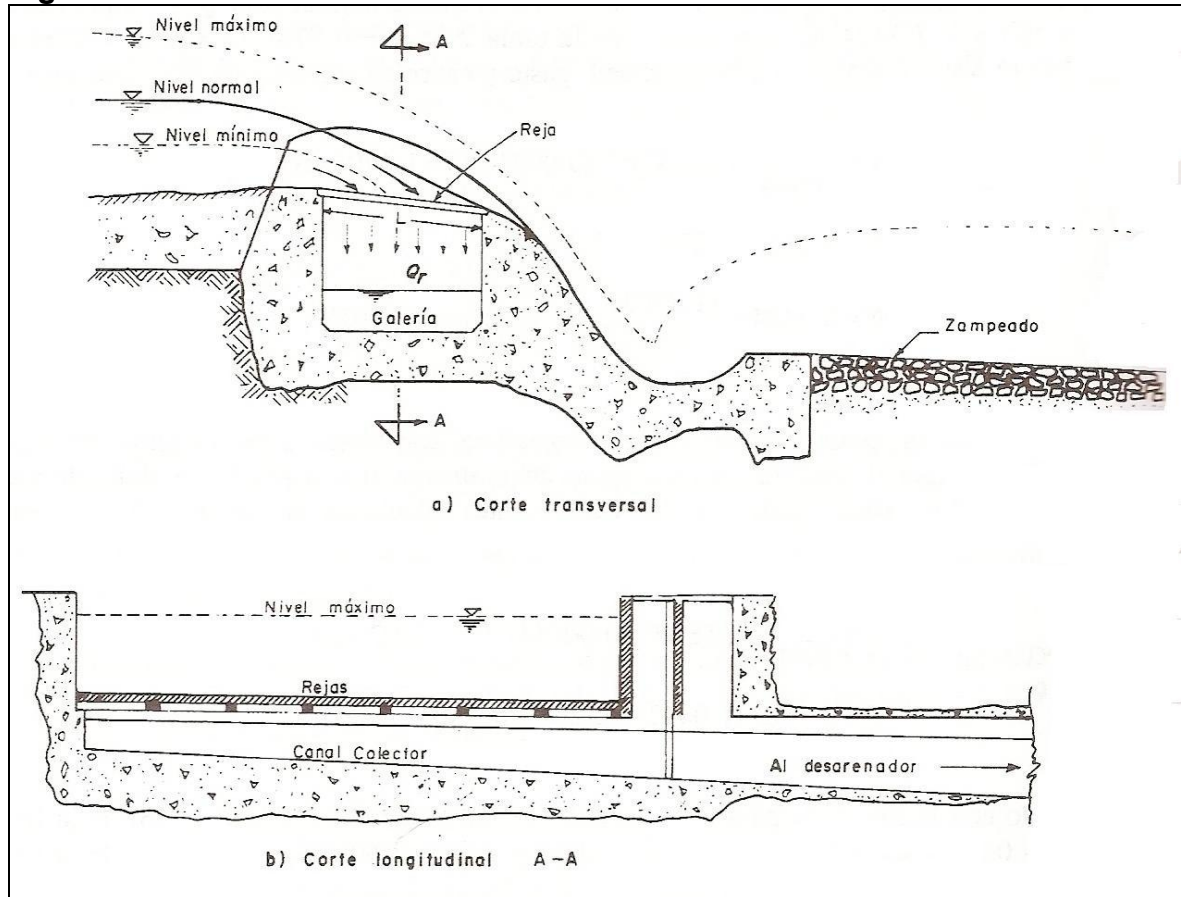
4.3 SOLUCIÓN PARA CANAL CON REJA DE FONDO

Otro caso de flujo espacialmente variado de caudal decreciente ocurre cuando se instala una reja en el fondo de un canal, a través de la cual se capta un caudal hacia un nivel inferior. Tiene aplicación en algunos problemas de drenaje superficial y en captaciones realizadas en corrientes naturales de alta montaña. Dichas captaciones reciben el nombre genérico de vertedor tirolés (Ver Figura 13). Cuando se combinan con infiltraciones a través de la pared de una galería se conocen como tomas caucásicas.

Estas estructuras pueden desviar hasta $10 \text{ m}^3/\text{s}$, mediante rejas de fondo ubicadas en posición horizontal o con inclinación según el flujo, sobre una galería construida en el cuerpo de un vertedero a través del cauce. Las rejas se construyen con perfiles de acero alineadas en dirección de la corriente, de longitud estructural no mayor de 1.25 m y separaciones que varían de 2 a 6 cm. Su pendiente es hasta del 20 % ($\cos\theta = 0.98$), a fin de arrastrar el material grueso. Este tipo de toma compite con alguna otra convencional en un río debido a la poca altura (20 a 50 cm) que necesita el vertedero, lo que simplifica la obra disipadora a tan solo un zampeado aguas abajo.

El perfil de flujo sobre rejas tiene gran parecido con el del vertedero lateral, ya que el tirante disminuye en la dirección del movimiento y controla el caudal que cae a través de ellas, si bien con una ley distinta.

Figura 13. Vertedero tirolés



Fuente: Sotelo, 2002.

La curvatura de las líneas de corrientes es apreciable, como se muestra en la Figura 14, lo que significa que la presión sobre el fondo no es hidrostática. Para tomar en cuenta este efecto se considera que la carga de presión real sobre el fondo al inicio de la reja es $p_o/g\rho=\alpha''y_o$, donde α'' depende de muchos factores; cuando la presión corresponde a la hidrostática su valor es uno.

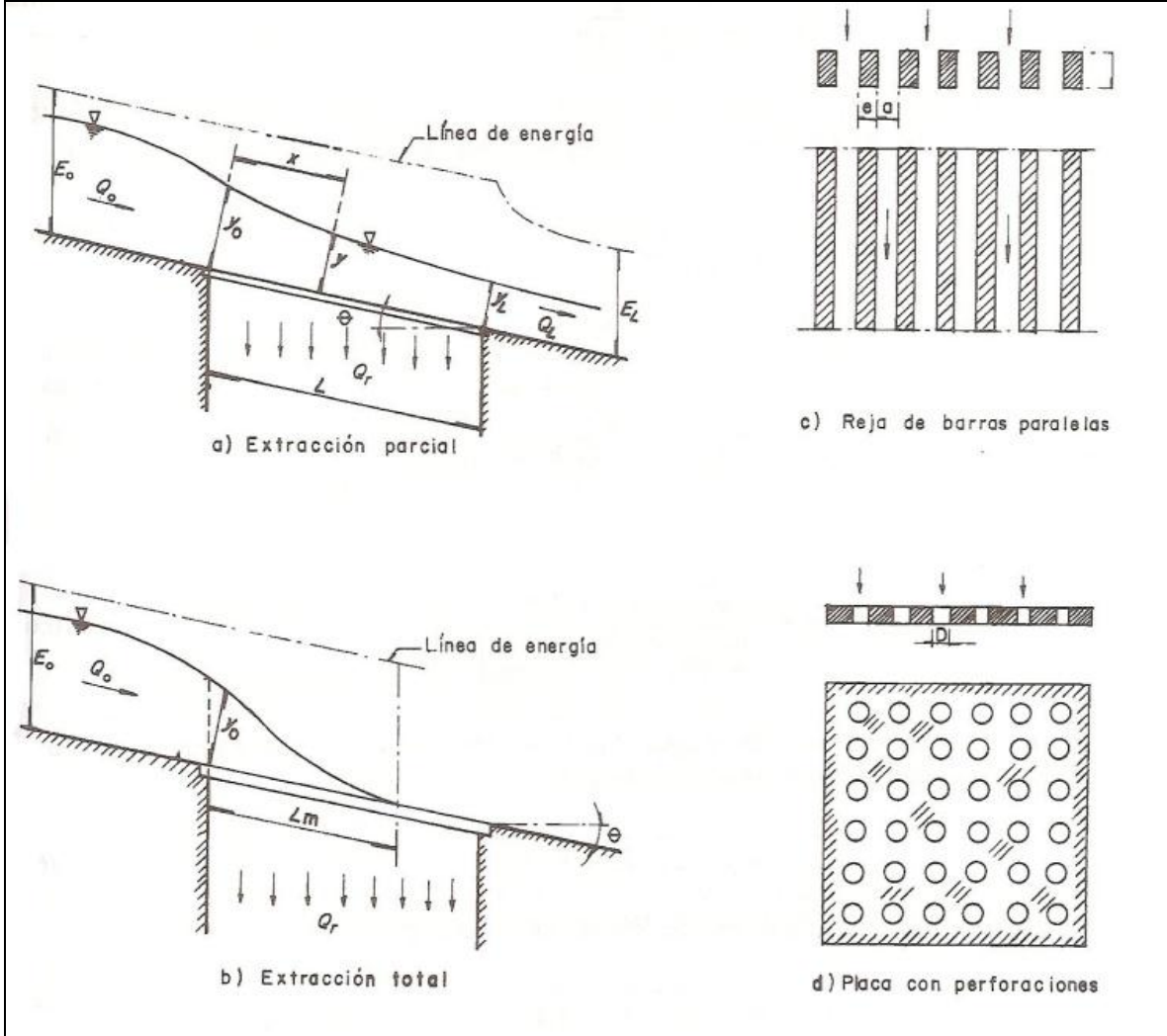
Para el caso que aquí se presenta se considera un canal rectangular de ancho b , longitud y pendiente pequeñas, donde $S_o \approx S_f$ y $\alpha=1$. Con $A=b$ y $F^2=Q^2/(gb^2y^3)$, la ecuación se convierte en:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{Qy(-\frac{dQ}{dx})}{gb^2y^2} \quad (23)$$

La energía específica al inicio de la reja $E_o=\alpha''y_o+V_o^2/2g$ es constante en cualquier sección del canal. En dicha sección se cumple que $E_o=y+Q^2/(2gb^2y^2)$ y el caudal es igual a:

$$Q = by\sqrt{2g(E_o - y)} \quad (24)$$

Figura 14. Flujo sobre una reja de fondo



Fuente: Sotelo, 2002.

Al sustituir la ecuación, resulta:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{\sqrt{2g}by^2\sqrt{E_0-y}\left(\frac{-dQ}{dx}\right)}{gb^2y^2-2gb^2y^2(E_0-y)} \quad (25 a)$$

o bien:

$$dx = \frac{\sqrt{g}b(3y-2E_0)}{\sqrt{2}\sqrt{E_0-y}\left(\frac{-dQ}{dx}\right)} dy \quad (25 b)$$

El caudal Q_0 que conduce el río es igual al de la sección inicial de la reja; esto es, de la ecuación de energía específica en dicha sección se tiene que:

$$Q_0 = by_0\sqrt{2g(E_0 - \alpha'y_0)} \quad (26)$$

Para la sección al final de la reja, de la ecuación 26, el caudal es igual a:

$$Q_L = by_L \sqrt{2g(E_o - y_L)} \quad (27)$$

Por lo tanto, el caudal captado por una reja de longitud L es: $Q_r = Q_o + Q_L$, es decir:

$$Q_R = Q_o \left(1 - \frac{y_L \sqrt{1 - \frac{y_L}{E_o}}}{y_o \sqrt{1 - \frac{\alpha y_o}{E_o}}} \right) \quad (28)$$

Si se capta el total del caudal, entonces $y_L=0$ y $Q_R=Q_o$.

Según Mostkow(1956), en el caso de rejillas construidas con barras paralelas a la corriente, como en la Figura 14c, el flujo a través de las aberturas es aproximadamente vertical, la pérdida de energía es despreciable y la carga efectiva sobre ellas es prácticamente igual a la energía específica E_o con que el flujo llega a la reja.

En cambio, en el caso de rejillas formadas a base de una retícula de perforaciones practicadas sobre una placa, como en la Figura 14d, la dirección del flujo a través de los orificios tiene un ángulo apreciable con la vertical y se ve afectado por los cambios de las perforaciones, que producen una pérdida de energía apreciable por el cambio de dirección, de inclinada eventualmente a vertical. Dicha pérdida es casi igual a la carga de velocidad del flujo sobre la reja, por lo que la carga efectiva es igual a la carga estática o se puede confundir con el tirante.

Por estas razones, es necesario presentar por separado los dos tipos de flujo.

a) Flujo de barras paralelas al flujo. En este caso, la carga efectiva sobre las aberturas de la reja es la energía específica del flujo sobre ellas y la variación del caudal desviado a través de la reja se expresa en la forma:

$$\frac{-dQ}{dx} = \varepsilon C_d b \sqrt{2gE_o} = mb \sqrt{2gE_o} \quad (29)$$

Donde:

E_o =Energía específica del flujo al iniciar la reja, constante a lo largo de ella

b =Ancho total de las rejillas, medido den dirección perpendicular al flujo

m =coeficiente global de descarga ($m=\varepsilon C_d$)

C_d =Coeficiente de descarga a través del espacio entre rejillas

A_n =Área neta de paso a través de las rejillas

$\varepsilon = (1 - f) \frac{A_n}{A_t}$, Cociente del área de paso entre rejillas y su área total

A_t =Área total de rejas

f =Coeficiente de obstrucción producida por arenas y gravas que se incrustan entre las rejas y que se toma de 15 a 30%

En la reja de barras paralelas ocurre que:

$$\varepsilon = (1 - f) \left(\frac{a}{a + \varepsilon} \right) \quad (30)$$

Sustituyendo la ecuación (29) en la ecuación (25b), al simplificar, se obtiene que:

$$dx = \frac{(3y - 2E_o)}{\sqrt{2m} \sqrt{E_o} \sqrt{E_o - y}} dy \quad (31a)$$

La cual puede reescribirse como:

$$dx = \frac{\frac{3y}{2E_o} - 1}{m \sqrt{1 - \left(\frac{y}{E_o}\right)}} dy \quad (31b)$$

, y al integrar se obtiene que:

$$x = C - \frac{y \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{y}{E_o}\right)}}{m} \quad (32)$$

Donde la constante de integración C se obtiene de la condición que para $x=0$, $y=\alpha'y_o$, de manera tal que:

$$x = \frac{1}{m} \left(y_o \cdot \sqrt{1 - \alpha' \left(\frac{y}{E_o}\right)} - y \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{y}{E_o}\right)} \right) \quad (33)$$

Esta ecuación, permite calcular el perfil del flujo sobre la reja. La longitud $x=L_m$ es la mínima necesaria para desviar todo el caudal Q_o del río a través de la reja al alcanzar el tirante $Y_L=0$ (Ver Figura 14b), es decir:

$$L_m = \frac{y_o}{m} \sqrt{1 - \alpha' \left(\frac{y_o}{E_o}\right)} \quad (34)$$

Por otra parte, para la sección inicial $y=y_o$, y de la ecuación (26), con $Q_o=Q$, se tiene que:

$$Q_r = b \sqrt{E_o} y_o \cdot \sqrt{2g \left(1 - \alpha' \left(\frac{y_o}{E_o}\right) \right)}$$

Al despejar y_o y sustituir en la ecuación 34, resulta finalmente:

$$L_m = \frac{Q_r}{mb\sqrt{2gE_0}} \quad (35)$$

, donde Q_r es el caudal captado por la reja y Q_0 el de la sección inicial, igual al total captado.

Para una reja de longitud $x=L$ dada y caudal Q_0 mayor en el río, de la ecuación (33) se obtiene el tirante $y=y_L$ al final de la reja y de la ecuación (28) se obtiene el caudal que se puede captar con la longitud L de la reja.

b) Placa con retícula de perforaciones. En este caso, la carga efectiva sobre las perforaciones es el tirante y la variación del caudal desviado a través de la placa se expresa como:

$$\frac{-dQ}{dx} = \varepsilon C_d b \sqrt{2gy} = mb\sqrt{2gy} \quad (36)$$

Donde los términos tienen igual interpretación que la dada para la ecuación (29).

Sustituyendo la ecuación (36) en la (25b), al simplificar se obtiene:

$$dx = \frac{\left(\frac{3}{2}y - E_0\right) dy}{m\sqrt{E_0 - y}} = \frac{1}{m} \left[\frac{3\sqrt{\frac{y}{E_0}} dy}{2\sqrt{1 - \frac{y}{E_0}}} - \frac{dy}{\sqrt{\frac{y}{E_0} - \left(\frac{y}{E_0}\right)^2}} \right] \quad (37)$$

La integración conduce a:

$$x = \frac{E_0}{m} \left\{ \frac{1}{4} \arcsen \left[\left(1 - 2\frac{y}{E_0}\right) - \frac{3}{2} \sqrt{\frac{y}{E_0} \left(1 - \frac{y}{E_0}\right)} \right] \right\} + C \quad (38)$$

La constante C se obtiene de la condición $x=0$, $y=\alpha'y_0$; por tanto:

$$x = \frac{E_0}{m} \left\{ \frac{1}{4} \arcsen \left[\left(1 - 2\frac{y}{E_0}\right) - \arcsen \left(1 - 2\frac{\alpha'y_0}{E_0}\right) \right] - \frac{3}{2} \left[\sqrt{\frac{y}{E_0} \left(1 - \frac{y}{E_0}\right)} - \sqrt{\frac{\alpha'y_0}{E_0} \left(1 - \frac{\alpha'y_0}{E_0}\right)} \right] \right\} \quad (39)$$

Para $Y_L=0$, se obtiene $x=L_m$, longitud mínima necesaria para la captación del total de caudal, es decir:

$$L_m = \frac{E_0}{m} \left\{ \frac{3}{2} \left[\sqrt{\frac{\alpha'y_0}{E_0} \left(1 - \frac{\alpha'y_0}{E_0}\right)} - \frac{1}{4} \arcsen \left(1 - 2\frac{\alpha'y_0}{E_0}\right) \right] + \frac{\pi}{8} \right\} \quad (40)$$

En los dos casos analizados es importante conocer las características del flujo que llega a la reja. Para el vertedero tirolés existe una relación entre Q_0 y la energía

específica E_o del flujo que llega, a través de la ecuación de descarga de un vertedero de cresta ancha, tal como:

$$Q_o = C_v b E_o^{1.5} \quad (41)$$

, donde el coeficiente de C_v toma un valor medio de 1.55. Algunos valores de C_v se presentan en la Tabla 2, así como los valores típicos de α'' para las rejillas.

La Tabla 2 muestra también valores de la relación E_o/E_L de energía específica al principio y final de la rejilla en caso de captación parcial.

Tabla 2. Valores experimentales de algunos coeficientes para el flujo sobre rejillas, según Mostkow (1995)

Tipo de rejilla	Inclinación	C_v	y_o/E_o	α'	E_o/E_L	C_d
De barras paralelas	Horizontal Pendiente 1:5	--	0.509	0.850	0.640	0.497
		--	0.449	0.615	0.609	0.435
De placa perforada	Horizontal Pendiente 1:5	1.634	0.594	0.970	0.815	0.800
		1.528	0.496	0.750	1.130	0.750

Fuente: Sotelo, 2002.

El coeficiente de descarga C_d que interviene en m varía constantemente con x . Valores típicos para los casos analizados se presentan en la Tabla 2. En general, C_d es mayor para las placas con perforaciones que para la rejilla de barras paralelas, y también mayor en rejillas horizontales que en las inclinadas. El coeficiente C_d aumenta con el tirante si la rejilla es de barras paralelas, pero disminuye si las barras son en dirección transversal al flujo principal.

Según Zamarin (1961), el caudal captado por una rejilla de barras paralelas se obtiene a partir de la ecuación:

$$Q_R = C_d \varepsilon b L \sqrt{2gy_m} \quad (42)$$

Donde

$$C_d = (C_o - 0.15 \tan \theta)$$

Y θ es el ángulo de inclinación de la rejilla con respecto de la horizontal.

El coeficiente ε tiene la misma interpretación dada con la ecuación (29), y

$$y_m = 0.405(y_{c0} + y_{cL}) \quad (43)$$

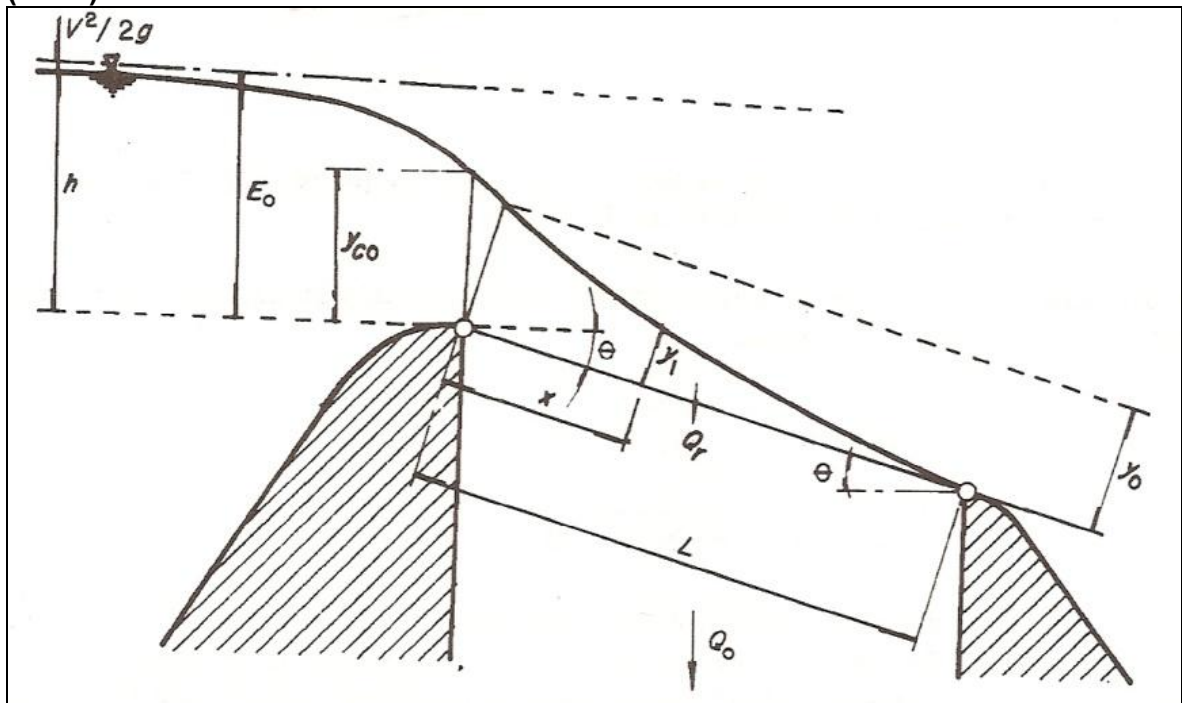
Siendo y_{c0} el tirante crítico en la sección inicial y y_{cL} el crítico en la final.

El coeficiente C_o vale 0.60 a 0.65 cuando $h/a \geq 4$, y 0.5 cuando $h/a \leq 4$, siendo h el peralte de las barras y a , el claro libre entre las mismas. La ecuación (42) es válida

para $\tan\theta \leq 0.2$ y también para placas perforadas, si en lugar de a se utiliza el diámetro de las perforaciones.

Cuando el agua llega desde un canal como en la Figura 14, el tirante crítico ocurre en alguna sección antes de la reja. En el caso de un vertedor tirolés con la geometría de la Figura 24, el tirante crítico ocurre cerca de la sección inicial de la reja. La relación $k=y_0/y_{c0}$, entre el tirante al inicio y el crítico, disminuye al aumentar ε y la pendiente de la reja. Además, $y_{c0}=1.5 E_0$, y por tanto $k=1.5y_0/E_0$.

Figura 15. Flujo sobre una reja de fondo en un vertedero tirolés, según Frank (1956)



Fuente: Sotelo, 2002.

La tabla 3 muestra los valores experimentales de k obtenidos por Frank (1956) que dependen del ángulo de inclinación θ .

Frank (1956), obtuvo además una ecuación experimental para el cálculo de la longitud L necesaria en una reja de barras paralelas para la captación total del caudal, (Figura 26), que es:

$$Q_R = 1.5c \mu b L \sqrt{2gy_0} \quad (44)$$

El coeficiente c se obtiene de la ecuación:

$$c = 0.6(1-f) \left(\frac{a}{a+\varepsilon} \right) \cos^{1.5}\theta \quad (45)$$

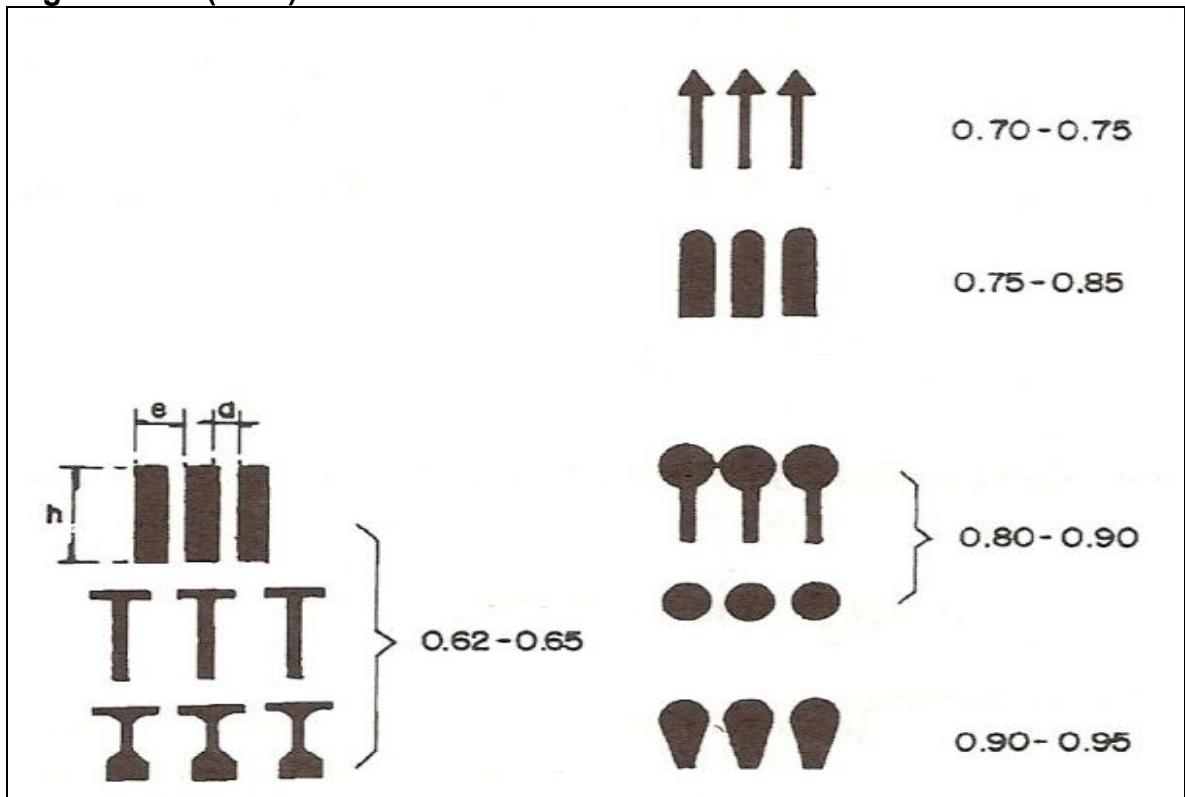
Tabla 3. Coeficiente $k=y_0/y_{c0}$ para el cálculo del tirante al inicio de la reja (Frank, 1956)

θ°	k
0	1.000
2	0.980
4	0.961
6	0.944
8	0.927
10	0.910
12	0.894
14	0.879
16	0.865
18	0.851
20	0.837
22	0.825
24	0.812
26	0.800

Fuente: Sotelo, 2002.

El coeficiente μ depende de la forma de la sección transversal de las barras, como se indica en la Figura 16.

Figura 16. Coeficiente de contracción μ para rejas sobre un vertedero tirolés, según Frank (1956)



Fuente: Sotelo, 2002.

La ecuación (44) es similar a la (29). En efecto, con $\Delta x=L$, $\Delta Q=Q_r$ y $E_0=3y_0/2\kappa$, la ecuación (29), puede escribirse como:

$$Q_R = \sqrt{\frac{1.5}{\kappa}} \varepsilon C_d b L \sqrt{2gy_0}$$

, de modo que $m = \sqrt{\frac{1.5}{\kappa}} \varepsilon C_d$, donde ε está dada por la ecuación (30).

Sustituyendo la ecuación (45) en la ecuación (44), al igualar los dos valores de m se obtiene que:

$$m = \sqrt{\frac{1.5}{\kappa}} (1-f) \frac{a}{a+e} C_d$$

$$m = 0.9(1-f) \frac{a}{a+e} \mu \cos^{1.5} \theta \quad (46)$$

Esta ecuación proporciona valores un poco menores que los que se usan en la ecuación (42) y del orden de la mitad de los obtenidos con los de la Tabla 3.

De las ecuaciones (29) y (36) se determina el decremento ΔQ del caudal a usar en la solución numérica, en alguna de las formas

$$\Delta Q = \varepsilon C_d b \sqrt{2g E_0} \Delta x \quad (47)$$

$$\Delta Q = \varepsilon C_d b \sqrt{2g y_m} \Delta x \quad (48)$$

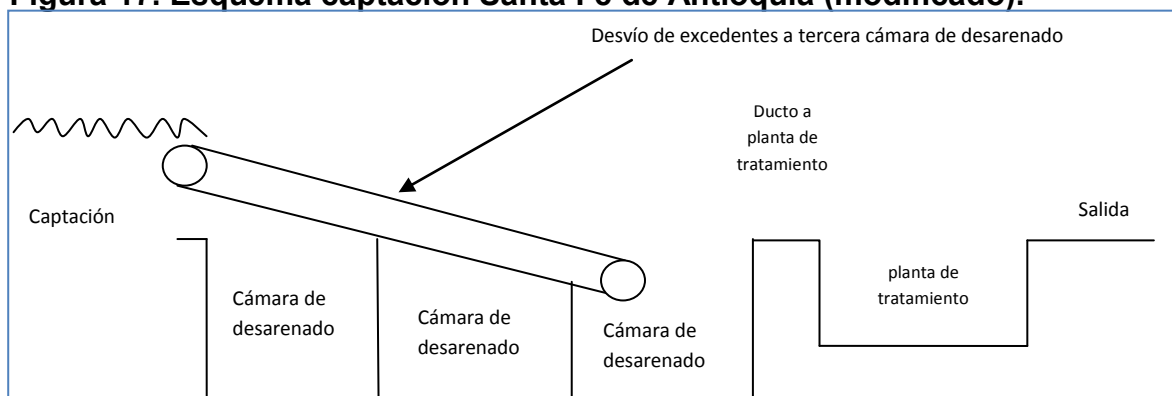
Donde y_m es el tirante medio entre dos secciones separadas la distancia Δx (Figura 15). La ecuación (47) o (48) según el caso se utiliza en la solución de la ecuación (5), donde el desnivel $\Delta y'$ sigue representando el que hay entre la superficie libre del agua de dos secciones separadas la distancia Δx .

5. INFORME DE VISITAS

5.1 BOCATOMA DEL ACUEDUCTO DEL MUNICIPIO DE SANTA FE DE ANTIOQUIA

5.1.1 Contexto municipal. Es un municipio ubicado en la subregión Occidente de Antioquia, departamento del que fue su capital hasta el 17 de abril de 1826. Limita por el norte con los municipios de Giraldo y Buriticá, por el este con los municipios de Olaya y Sopetrán, por el sur con los municipios de Ebéjico, Anzá y Caicedo, y por el oeste con los municipios de Caicedo, Abriaquí y Giraldo. El esquema de captación consiste en obra de captación y tres cámaras de desarenado. Sin embargo, ante la gran cantidad de partículas gruesas arrastrados por el caudal con la consecuente saturación temprana de las dos primeras cámaras de desarenado, se optó por la construcción de un ducto directo desde el canal de derivación hasta la tercera cámara de desarenado, lo cual permite el abastecimiento del agua mientras se retira el material acumulado en las dos primeras cámaras de desarenado. La siguiente figura ilustra el esquema general sin atención a las dimensiones y proporciones reales. El esquema técnico fiel al diseño se presenta en el Anexo B.

Figura 17. Esquema captación Santa Fe de Antioquia (modificado).



Fuente: elaboración del autor.

5.1.2 Informe de visita. La visita se hizo el día lunes 11 de octubre de 2010 el ingeniero Juan Felipe Ochoa, profesor de la universidad Eafit y asesor del presente proyecto, el jefe de redes del acueducto del Municipio de Santa Fe de Antioquia, el señor Carlos Álvarez y el estudiante que opta al título de ingeniero con este proyecto.

El acueducto del Municipio de Santa Fe de Antioquia tiene al presente día 16 trabajadores de planta en sus instalaciones y 6.020 suscriptores, su bocatoma queda ubicada a 6800 m de la cabecera municipal por la vieja vía al mar.

Lo primero que se puede observar en la cuenca es que la falta de recurso hídrico en esta bocatoma no es un problema como se puede ver en las fotos, al contrario,

el problema principal de la bocatoma es la estabilidad, pues se ve afectada en periodos de fuertes lluvias por las crecientes y una borrasca podría afectar fuertemente las instalaciones que componen esta captación de aguas. Otro problema debido a la cantidad y velocidad de las aguas en el sector es a cantidad de sólidos en suspensión que esta corriente transporta, estos hacen que el trabajo de los desarenadores sea demasiado, tanto que aun haciéndoles mantenimiento y limpieza cada semana, hay días en los que el paso de aguas queda cortado por el uno de ellos se colmató.

Figura 18. Recurso hídrico Quebrada La Pená.



La bocatoma está constituida por la obra de captación, que capta 200 lt/seg (dato tomado a la llegada a la planta de tratamiento, dado por la administración del acueducto) el agua pasa a una pequeña cámara de quietamiento, la que por medio de un canal conduce el liquido a una serie de desarenadores de 1,90 m de profundidad, los cuales después de cumplir su trabajo, vierten el liquido en el sistema que conduce las aguas los 6800 m que las llevan al la planta de tratamiento ubicada en la cabecera municipal. De estos 6800 metros de aducción, los 4000 primeros metros son construidos en tubería de asbesto de 10" y el resto es de fibra de vidrio.

Después de la obra de captación hay un canal que capta de nuevo aguas de la fuente, como se ve en la figura 19, y luego conduce las aguas directamente al último desarenador de la bocatoma antes mencionada, por medio de el tubo que se ve en la figura 20, esto se hizo con el fin de que haya un flujo constante de agua que se conduzca por medio de la aducción a la planta de tratamiento, como solución o plan de contingencia, cuando se colmatan los desarenadores 1 y/o 2.

Figura 19. Canal posterior a la captación.



Figura 20. Conducción de canal a desarenador 3.



La captación es de tipo lateral como se ve en la figura 21, la rejilla tiene dimensiones de 1,20 m por 0,80 m y tiene 28 varillas de 1", entre la rejilla y los dos primeros desarenadores se encuentran dos cámaras de aquietamiento, figura 22 y 23, las cuales debido a su tamaño comparado con la cantidad de agua que ingresa en el sistema no funcionan de manera óptima, esto se puede constatar en la velocidad que tiene el flujo de agua en los desarenadores, lo que no permite que los desarenadores funcionen de la mejor manera, como se ven en las figuras 24 y 25.

Figura 21. Captación tipo lateral.



Figura 22. Cámara de aquietamiento No. 1.



Figura 23. Cámara de quietamiento No. 2.



Figura 24. Desarenador No. 1.



Figura 25. Desarenador No. 2.



Inmediatamente después de los desarenadores 1 y 2, aguas abajo, antes del ingreso al desarenador 3, existen otro par de cámaras de quietamiento, figuras 26 y 27, que reciben las aguas provenientes de los desarenadores 1 y 2, y el agua proveniente del canal que existe aguas abajo de la obra de captación principal.

Este par de cámaras, al igual que las anteriores, debería optimizarse para su trabajo óptimo, ya que al igual que las anteriores, tienen muy bajas dimensiones para la cantidad de agua captada, ocasionando que la corriente en los desarenadores sea mucho mayor a la necesaria para el óptimo trabajo de estos.

Figura 26. Cámara 1 entre desarenadores 1 y 3.



Figura 27. Cámara 2 entre desarenadores 1 y 3.



Por último el desarenador numero tres es el de mayores dimensiones y esta al final de la obra de captación, tiene la misma profundidad de los desarenadores anteriores (1,90 m), y una malla de angeo en su parte central como lo muestra la figura 28, y al final de este se encuentra una cámara que capta el agua que pasa por la obra de captación y la conduce a la planta de tratamiento, figura 29, también tiene un ducto de excesos que vierte el agua sobrante de nuevo a la fuente, figura 30.

Figura 28. Desarenador No. 3 (principal)



Figura 29. Cámara que conduce a la planta de tratamiento.



Figura 30. Canal de excesos conduce de nuevo a la fuente.



En cuanto a los antecedentes de problemas en la bocatoma es importante destacar que hace algunos años, en una creciente, algunas estructuras diseñadas para contener precisamente el agua de estas borrascas, fue destruida por estas, en la figura 31 puede verse los cimientos de dichas estructuras. La fuerza de las aguas arrastró parte de estas al lado del muro exterior del canal paralelo a la captación, como se ve en la figura 32, y el resto de la bocatoma se inundó completamente. Como muestra de esto había aún una piedra de buen tamaño en medio de dicho canal paralelo.

Figura 31. Cimientos estructura arrasada.

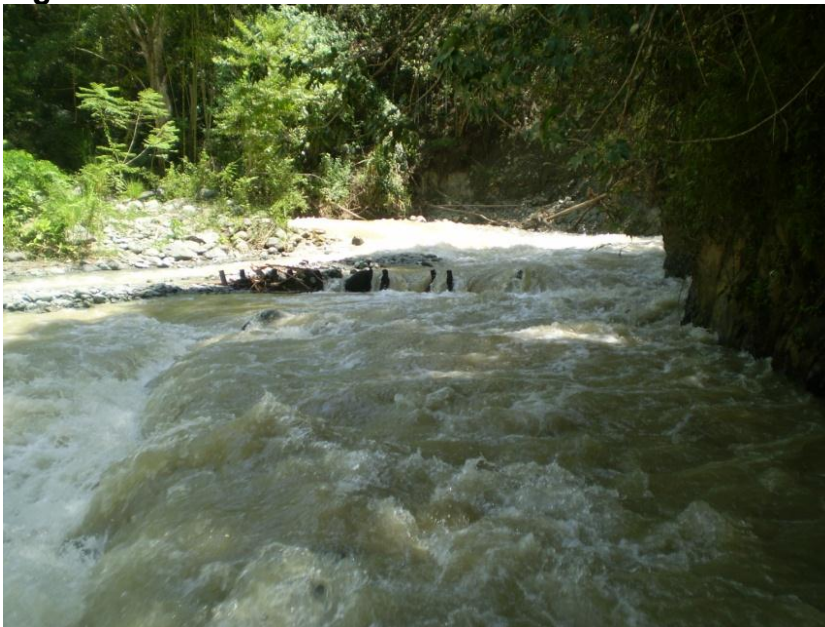


Figura 32. Restos de estructura arrasada.



En cuanto a la vegetación de la zona en general, al estar ubicado en el cañón del río Cauca “existen formaciones vegetales secas, siendo éstas las zonas de vida bosque muy seco tropical y bosque seco tropical” (Espinal, 1986).

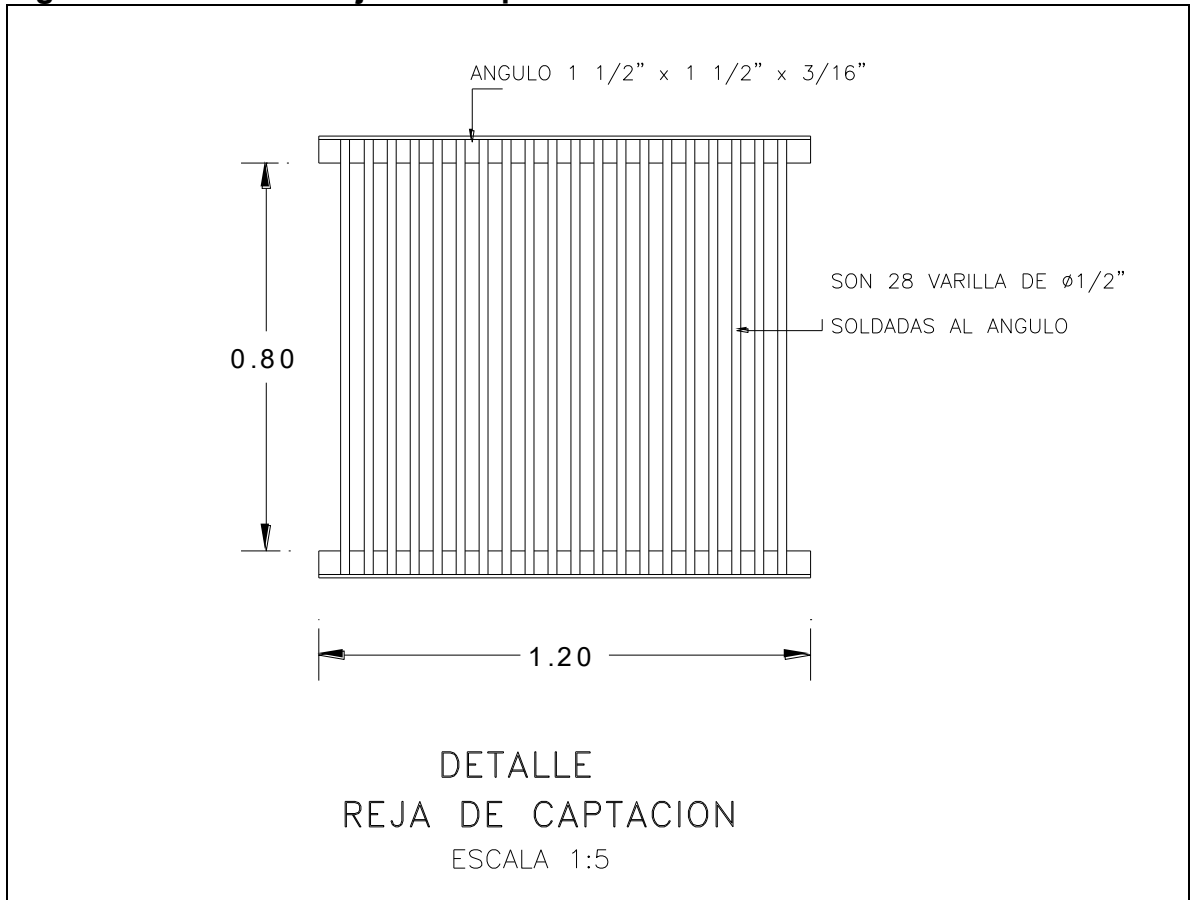
En especial, en el sector de la bocatoma, existen árboles de mediana altura, y muchísima vegetación endémica como se ve en la figura 46. Y en especial sobre las estructuras de que consta la bocatoma hay varios árboles sobre ella, que aunque no ponen en riesgo la estabilidad de las estructuras, sueltan hojas a ellas (esto se puede ver en la figura 28), sin embargo el trabajo de la malla de anejo en el último desarenador parece que cumple un buen trabajo al limpiar las aguas de estas hojas.

Figura 33. Vegetación en la zona.



5.1.3 Dimensiones y condiciones actuales de la rejilla de captación. La rejilla de captación es de tipo lateral como se ve en la figura 34, la rejilla tiene dimensiones de 1,20 m por 0,80 m y tiene 28 varillas de $\frac{1}{2}$ ”, entre la rejilla y los dos primeros desarenadores se encuentran dos cámaras de aquietamiento, Figuras 35 y 36.

Figura 34. Detalle de rejilla de captación.



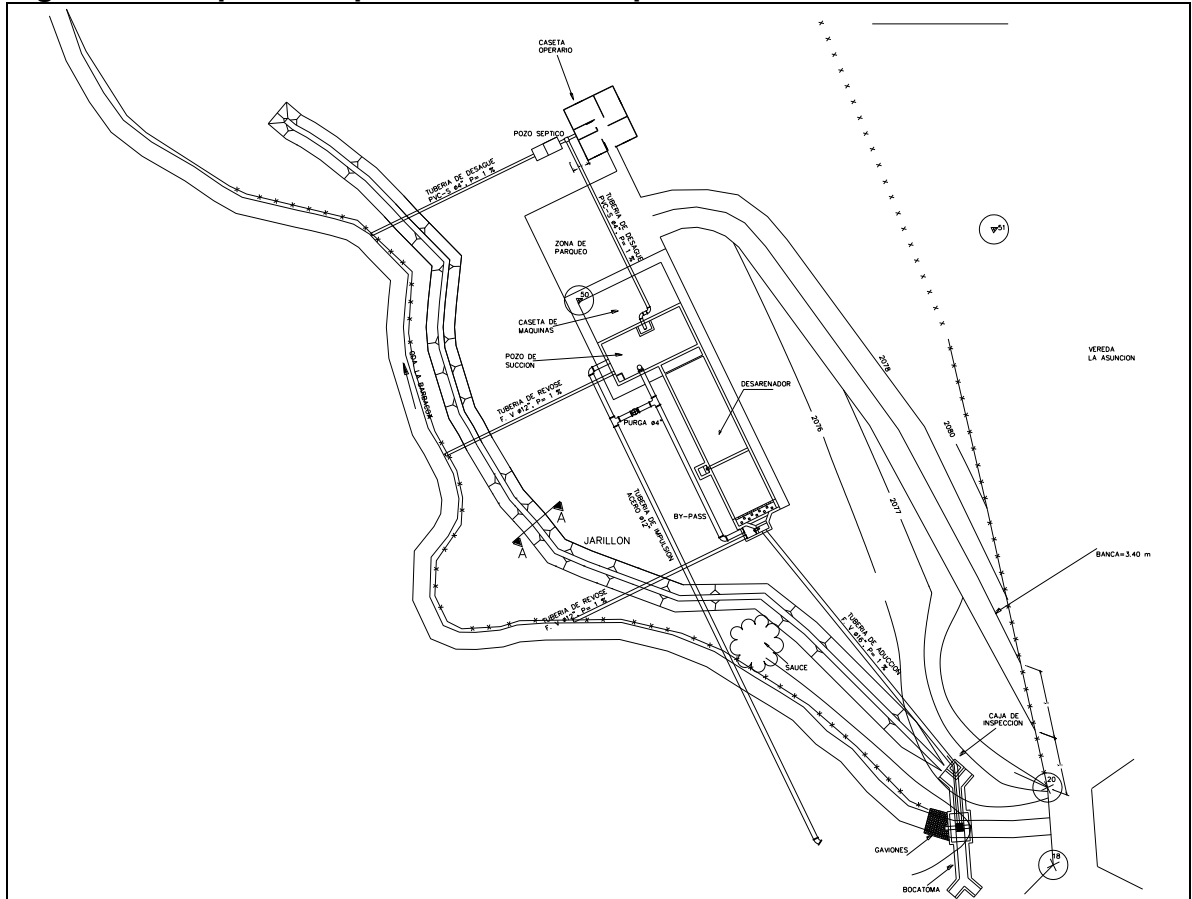
Fuente: Elaboración propia

5.2 BOCATOMA DEL ACUEDUCTO DEL MUNICIPIO DE MARINILLA

5.2.1 Contexto municipal. El Municipio de Marinilla se encuentra ubicado al este de la ciudad de Medellín, tiene una extensión de 118 Km², de los cuales 5 corresponden al piso térmico medio y 113 al piso térmico frío. Las alturas oscilan entre los 1.900 y 2.400 mts sobre el nivel del mar. Su cabecera municipal dista 47 kms de Medellín, limita con Rionegro, El Santuario, El Peñol, San Vicente Ferrer y El Carmen de Viboral. La extensión del área urbana es de 11,5 Km² y del área rural 112,5 Km². La temperatura media es de 17 °C.

Marinilla hace parte de la Región del Oriente Antioqueño, conformado por un área de 8.109 kms², que corresponden al 13% del territorio del Departamento y con 540.184 habitantes.

Figura 35. Esquema captación del Municipio de Marinilla.



Fuente: estudios y diseños de la captación en quebrada Barbacoas.

5.2.2 Informe de la visita. La visita se hizo el día domingo 24 de octubre de 2010 en horas de la mañana, con el bocatomo del acueducto del Municipio de Marinilla y el estudiante que opta al título de ingeniero con este proyecto.

El acueducto del Municipio de Marinilla tiene al presente día 9800 suscriptores, su bocatoma principal queda ubicada a 2800 m de la cabecera municipal y de la planta de tratamiento por la vía a la vereda Barbacoas, la bocatoma secundaria, que entra en funcionamiento cuando la primaria debe de salir de funcionamiento ya sea por mantenimiento o daños de funcionamiento, queda ubicada a 2000 m de la planta de tratamiento por la misma vía.

El sistema de captación consta de dos bocatomas, una en la quebrada Barbacoas, figura 36, y otra en la quebrada La Bolsa, figura 37.

La cuenca Barbacoas pertenece la cuenca de la quebrada La Marinilla y está situada al nororiente de la cabecera municipal, nace en la denominada Cuchilla de San Juan Bosco y su corriente de agua principal va del norte al noroccidente paralela a la quebrada La Marinilla de la cual es afluente y su desembocadura se encuentra en inmediaciones de la cabecera municipal. La cuenca es atravesada por la vía Marinilla - El Peñol y bordeada por el costado sur por la carretera que conduce a la Vereda Gaviria y Santa Cruz; por el costado norte está bordeada por la vía que va a las veredas Socorro y La Primavera.

Figura 36. Bocatoma quebrada Barbacoas, Marinilla.



La bocatoma de la quebrada Barbacoas capta 85 lt/s(dato tomado a la llegada a la planta de tratamiento, dado por la administración del acueducto) de recurso hídrico y está equipada con un sistema de bombeo que impulsa el agua a la planta de tratamiento, la bomba de dicho sistema tiene una potencia de 200 caballos de fuerza, esta bocatoma trabaja de manera permanente.

La cuenca La Bolsa pertenece la cuenca de la quebrada La Marinilla y está situada al nororiente de la cabecera municipal, nace en la denominada Cuchilla de Los Cedros y su corriente de agua principal va del norte al noroccidente paralela a la quebrada La Marinilla de la cual es afluente y su desembocadura se encuentra en inmediaciones de la cabecera municipal. La cuenca es atravesada por la vía Marinilla - El Peñol y bordeada por el costado sur por la carretera que conduce a la

Vereda Gaviria y Santa Cruz; por el costado norte está bordeada por la vía que va a las veredas Socorro y La Primavera.

Figura 37. Bocatoma quebrada La Bolsa, Marinilla.



La bocatoma de la quebrada La Bolsa capta 80 lt/s (dato tomado a la llegada a la planta de tratamiento, dado por la administración del acueducto) de recurso hídrico y tiene un sistema de bombeo que dirige el agua a la planta de tratamiento, la bomba de este sistema tiene una potencia de 150 caballos de fuerza. La bomba se enciende una vez por semana para garantizar que trabaje de manera óptima en caso de ser necesitada.

El sistema de captación de ambas bocatomas en su configuración general es muy parecido. Ambos se hacen por medio de una rejilla de fondo como lo muestran las figuras 38 y 39. De allí pasan a una pequeña cámara de aquietamiento, figura 40, y de allí al desarenador, figura 41. El desarenador que luego de cumplir su trabajo entrega el agua al tanque de succión de donde el agua es impulsada a la planta de tratamiento.

Figura 38. Rejilla de fondo captación quebrada Barbacoas.



Figura 39. Rejilla de fondo captación quebrada La Bolsa.



Figura 40. Cámara de aquietamiento, quebrada Barbacoas.



Figura 41. Desarenador, quebrada La Bolsa.



La principal diferencia en la configuración de ambas bocatomas es que la sala de máquinas de la bocatoma de Barbacoas queda directamente encima del tanque de succión, como puede verse en la figura 42; mientras que en la de La Bolsa, el tanque de succión queda un lado de la sala de máquinas, figura 43.

Figura 42. Tanque de succión y sala de máquinas, quebrada La Bolsa.



A los desarenadores se les hace mantenimiento cada tres meses, en la siguiente figura (figura 43) se pueden ver los montículos de arena producto de este mantenimiento.

En cuanto a los antecedentes de problemas en las bocatomas, las bocatomas se han inundado un par de veces, sin embargo ya se les encontró una solución que dio buenos resultados. En ambas se construyeron jarillones de un limo arcilloso, en la bocatoma de Barbacoas, el limo se compactó con compactadora mecánica y en la bocatoma de La Bolsa se colocó en bolsas y se arrumó alrededor de toda la estructura que sirve de captación, tal y como se ve en las figuras 43 y 44.

Figura 43. Jarillones de limo arcilloso en bocatoma quebrada Barbacoas.



Figura 44. Jarillones de limo arcilloso en bocatoma quebrada La Bolsa.



En lo que respecta a la vegetación existente en la zona es importante mencionar que las tierras aledañas a las bocatomas zonas tierras de cultivo y pastoreo de ganado, por lo que la vegetación no es muy abundante y los arboles y zonas de bosque virgen son muy pequeñas o casi nulas, como se ve en las figuras 45 y 46.

Figura 45. Vegetación en quebrada La Bolsa.

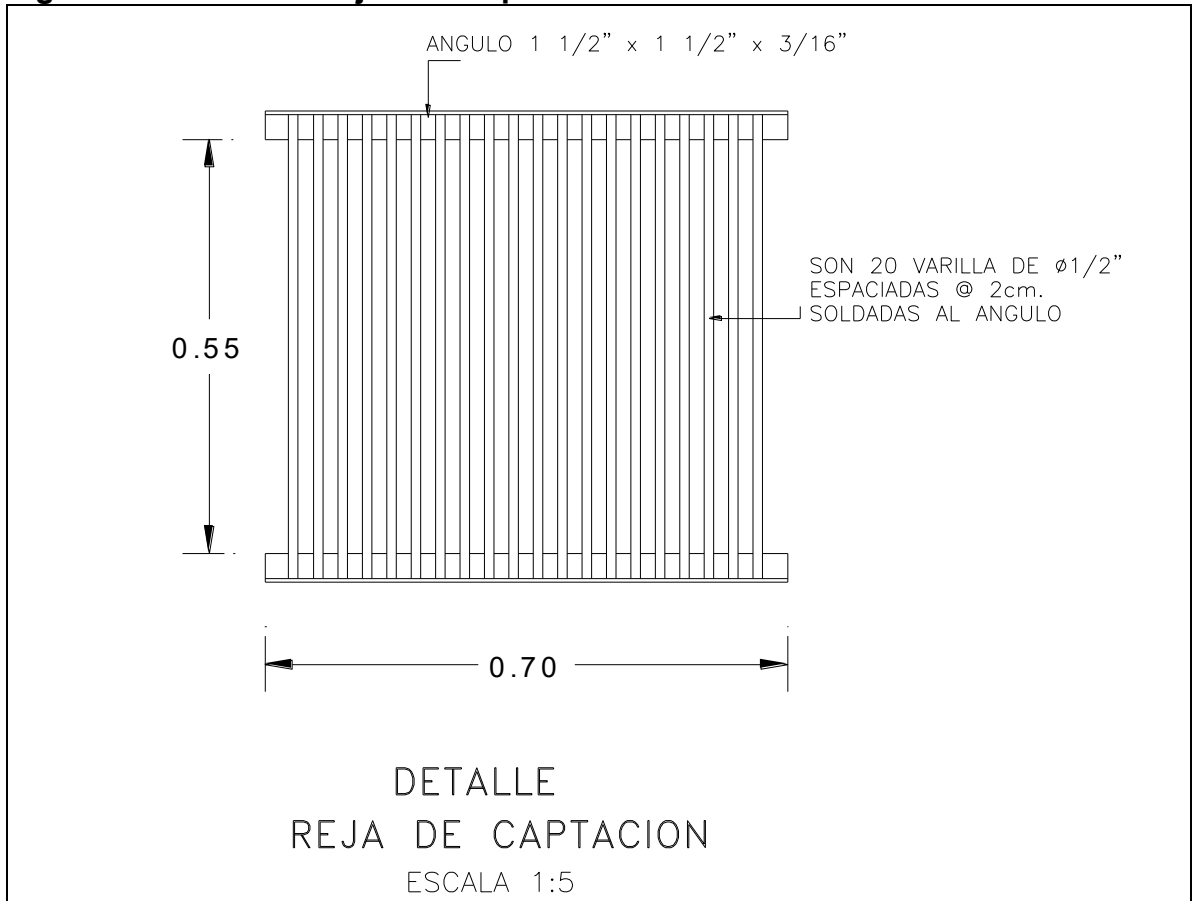


Figura 46. Vegetación en zona.



5.2.3 Dimensiones y condiciones actuales de la rejilla de captación. Las rejillas de captación son de tipo fondo como se ve en las figuras 38 y 39, las rejillas tienen dimensiones de 0,7 m por 0,60 m y tienen 20 varillas de 1/2”.

Figura 47. Detalle de rejilla de captación.



Fuente: Elaboración propia

A manera de conclusión del informe de visita es preciso tener en cuenta que los excedentes que de la boca toma vuelven al cauce del río, están afectando un talud que de seguirse degradando, terminará por ocasionar graves taponamientos. Es preciso entonces realizar la respectiva obra de protección del citado talud.

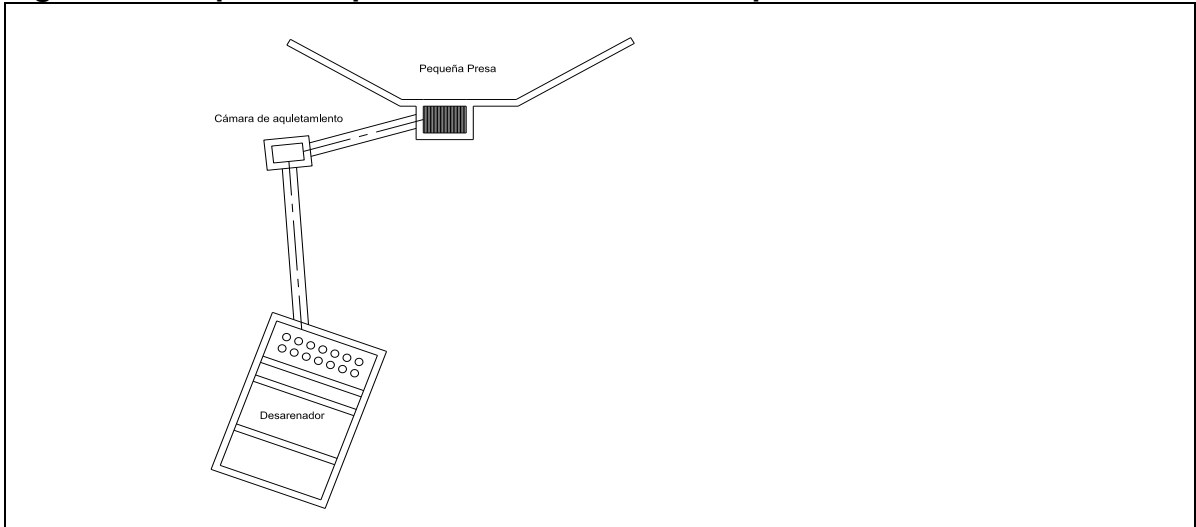
5.3 BOCATOMA DEL ACUEDUCTO VEREDAL DE EL CAPIRO

5.3.1 Informe de la visita. La visita se hizo el día domingo 24 de octubre de 2010 en horas de la tarde, con el bocatomo del acueducto de la vereda El Capiro y el estudiante que opta al título de ingeniero con este proyecto.

El acueducto de la vereda El Capiro tiene al presente día 585 suscriptores, su bocatoma principal queda ubicada en la vereda El Capiro, vereda que en los límites entre Rionegro y La Ceja pero pertenece a Rionegro, el ingreso se puede

hacer por la vía de Rionegro a La Ceja o por Ilanogrande, por la vía a la vereda pontezuela (al frente del mal llanogrande). La oficina del acueducto queda al frente de la fonda la lucha. Las bocatomas quedan más o menos a 1800 m de la oficina, por la vía cuya entrada queda precisamente al frente de dicha fonda, la planta de tratamiento queda a 1000 m de la oficina del acueducto por la vía antes mencionada (figuras 61 y 62).

Figura 48. Esquema captación de la Vereda El Capiro.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 49. Planta de tratamiento vereda El Capiro.



El acceso a las bocatomas es bien difícil, éstas se localizan en medio de zonas muy boscosas y lejos de las vías de acceso para carros, por esta razón el transporte de materiales y la construcción de las bocatomas presentaron muy grandes problemas. El sistema de captación consta de tres bocatomas, de estas bocatomas solo funciona una, esta es la más pequeña, las otras dos presentan problemas.

Las bocatomas que actualmente presentan problemas se encuentran en las fuentes más estables hídricamente hablando en época de verano. Estas bocatomas funcionaron muchos años de manera permanente y su funcionamiento fue óptimo, los problemas comenzaron cuando por sugerencia de un especialista en aguas se levantaron los muros de contención, aumentando así su capacidad.

Por ejemplo, la bocatoma 1, falló y se reventó por la presión del flujo que pasaba sobre ella, abriendo un boquete en la presa y falló una de las patas de esta como se ve en la figura 63.

Figura 50. Bocatoma 1 fallada



La bocatoma 2, nunca entró en funcionamiento después del aumento de su capacidad pues tenía demasiadas filtraciones que no pudieron ser arregladas. Por esta razón la bocatoma 2, que tiene un tamaño considerable, podría llamarse un

gran elefante blanco, el cual costó demasiado al acueducto y después de los arreglos, nunca sirvió más que para adornar el bosque que cubre a las cuencas, como se ve en la figura 51.

Figura 51. Bocatoma 2, nunca entró en funcionamiento por filtraciones.



La bocatoma 3 es la más pequeña de las 3 bocatomas, además es la que está en una corriente de agua que se vuelve intermitente en las sequías, sin embargo es la única que funciona y los hace de muy buena forma y aunque no alcanza para surtir al acueducto de agua se han buscado alternativas para suplir las necesidades básicas del sistema de acueducto.

Entre estas alternativas se ha implementado un plan de contingencia, este consta de bombear aguas de otro acueducto veredal cercano en el momento de ser necesario para surtir de agua al sistema.

Figura 52. Bocatoma 3, bocatoma que es la única que funciona permanentemente.



Aunque la bocatoma 3 funciona de muy buena manera, al momento de hacer la visita, su funcionamiento óptimo era imposibilitado por que se tenía taponado adrede el rebose del desarenador, esto ocasionaba que al estar funcionando completamente sumergido el tubo de salida hacia la planta de tratamiento, el caudal de agua sea algo menor al que llegaría en condiciones optimas. También llegaba al desarenador una manguera de diámetro considerable que provenía de aguas arriba de la fuente, y que según el bocatomero, servía solo en momentos de extrema necesidad, pero en momentos de funcionamiento normal del acueducto solo lo llena de sólidos en suspensión que colmatan las estructuras y ensucian las aguas. Esto puede evidenciarse en las figuras 53 y 54, las cuales muestran las estructuras en su funcionamiento antes y después de solucionar los pequeños problemas que tenían al momento de la visita.

Figura 53. Estructuras antes de arreglar los pequeños problemas encontrados al momento de la visita.



Figura 54. Estructuras después de arreglar los pequeños problemas encontrados al momento de la visita.



Aunque según los trabajadores del acueducto la fuente en la que se encuentra la bocatoma 3 es la que menos confianza en épocas de sequía, se puede ver en la figuras 55 y 56, tomada aguas abajo de la bocatoma. Se preguntó al anterior gerente del acueducto al ver las estructuras hechas recientemente aguas abajo de la actual bocatoma, el porqué no se podían utilizar para hacer una nueva captación, a lo que dijo que era por la cabeza de presión, ya que en este punto la cabeza de presión no alcanza para surtir al acueducto con la presión necesaria para atenderlo de manera óptima.

Figura 55. Estructuras aguas abajo de la bocatoma 3.



También se han construido dos bocatomas artesanales y móviles en otra fuente cercana, en una de las fuentes en las que se encuentran las otras bocatomas. Estas bocatomas constan de una pequeña presa hecha con bolsas o costales de arena, y de un tubo de 8" con un codo en su parte final, este se encuentra sumergido en la presa artesanal (figuras 57 y 58). A pesar de ser construidos artesanalmente solucionan efectivamente el problema de desabastecimiento de aguas causado por el daño permanente de las bocatomas 1 y 2, sin embargo es de vital importancia construir al menos una bocatoma permanente mas para las necesidades crecientes del acueducto.

Figura 56. Estructuras recientes, construidas aguas abajo de la bocatoma 3.



Figura 57. Bocatoma móvil y artesanal.



Figura 58. Bocatoma artesanal 2, construida para solucionar los problemas de desabastecimiento de aguas en el sistema.



En cuanto a la vegetación, la zona donde se encuentran las bocatomas 1 y 2 es de mucho más difícil acceso que la bocatoma 3, la que actualmente se encuentra en funcionamiento, sin embargo el acceso debe ser a pie y de a una persona. Como se puede ver en las figuras 59 y 60, la zona es muy boscosa y tupida, llena de frondosa vegetación endémica.

A manera de conclusión del informe de visita, definitivamente el problema principal es la insuficiencia hidráulica de la captación, por lo cual se requiere, al menos provisionalmente, la operación de dos bocatomas artesanales.

Figura 59. Vegetación en la zona.

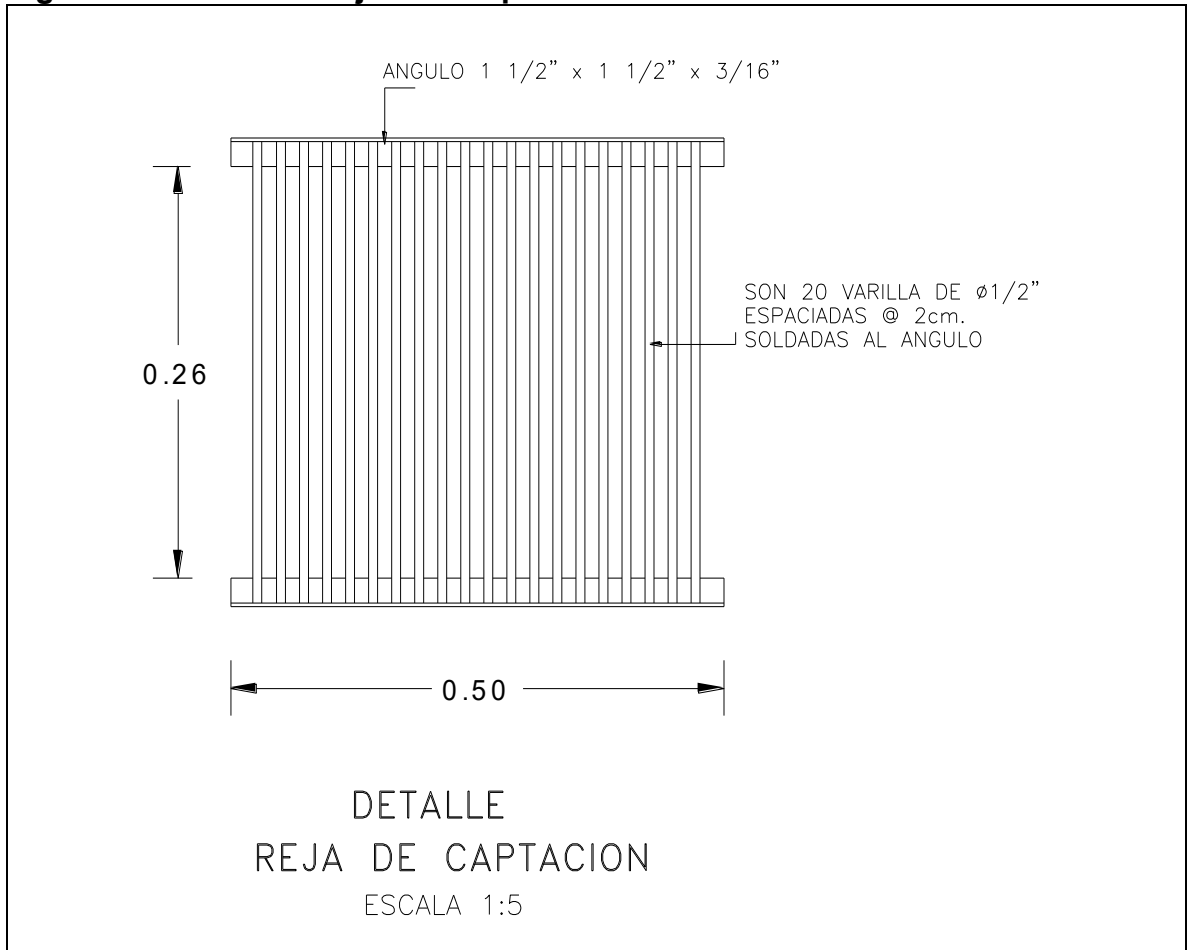


Figura 60. Vegetación en la zona, bocatoma 3.



5.3.2 Dimensiones y condiciones actuales de la rejilla de captación. La rejilla de captación es de tipo fondo como se ve en la figura 52, la rejilla tiene dimensiones de 0,50 m por 0,26 m y tiene 20 varillas de 1/2".

Figura 61. Detalle de rejilla de captación.



Fuente: Elaboración propia.

6. ANÁLISIS DE LAS REJILLAS DE CAPTACIÓN

Para el análisis de resultados, en primer lugar se presenta la tabla de síntesis de los resultados obtenidos de los chequeos realizados los cuales se presentan en el Anexo 1 y paso seguido se ofrece el análisis de los datos.

Tabla 4. Síntesis de resultados obtenidos de los chequeos, según características de las rejillas.

Item	Barbacoas	La Bolsa	El Capiro	Santa Fe de Antioquia
Longitud	0,55 m	0,55 m	0,26 m	0,80 m
b = Ancho total de la reja, (medida perpendicular al flujo)	0,70 m	0,70 m	0,50 m	1,20 m
e = Espesor de barras,	1,25 cm	1,25 cm	1,25 cm	1,25 cm
a = Espaciamiento entre barras,	2 cm	2 cm	2 cm	2 cm
α = Inclinación de la reja,	10 °	10 °	10 °	90°
Nb = número de barras,	21	21	17	28
Q = Caudal captado por la reja,	85 l/s	80 l/s	7 l/s	200 l/s
Capacidad hidráulica según Nyerges	319,85 l/s	319,85 l/s	61,28 l/s	-
Longitud minima de reja necesaria según Mostkow	0,37 m	0,36 m	0,07 m	-
Capacidad hidráulica según Frank	337,60 l/s	337,60 l/s	146,30 l/s	-
Longitud minima de reja necesaria según libro de Corcho	0,20 m	0,19 m	0,04 m	-
Caudal de diseño	-	-	-	149,85 L/s
Longitud efectiva	-	-	-	0,96 m
Altura de la cresta del vertedero lateral	-	-	-	0,61 m

Fuente: elaboración del autor.

Para las bocatomas laterales aplican los principios de hidráulica para flujo espacialmente variado con caudal decreciente, donde intervienen un gran número de variables que hacen casi imposible predecir el comportamiento matemático para un caso práctico, es por esta razón que se han desarrollado diversos

experimentaciones donde se han obtenido ecuaciones que se ajustan al comportamiento del flujo en este tipo de vertederos, estos, restringiendo en gran parte el número de variables involucradas.

El modelo aplicado del gasto decreciente permite hallar la altura de la lámina de agua a la cual ingresa un caudal requerido a una rejilla con dimensiones especificadas y para el caso de la bocatoma lateral del municipio de Santa Fe de Antioquia se obtuvo un valor de $H = 0,60\text{m}$.

Los otros métodos aplicados para este tipo de captación fueron mediante las ecuaciones de Kinhammer, Francis, Engels, donde de acuerdo a las dimensiones de la rejilla se calcula el caudal que pasa por la misma. En este caso se obtuvo que la rejilla dejaba pasar un menor caudal que el de operación ($Q_{\text{calculado}} = 149,85\text{l/s}$; $Q_{\text{operación}} = 200\text{l/s}$). Esta condición se puede explicar en el caso en que el vertedero estuviera trabajando ahogado, por lo tanto ingresa un mayor caudal.

Por otro lado la velocidad de ingreso del agua a través de las barras está por encima del valor máximo establecido en el RAS 2000 ($V_{\text{max}} < 0,15\text{ m/s}$), además no está recomendado la ubicación de la rejilla a 90° respecto a la horizontal porque esta condición implica que se debe realizar limpieza mecánica.

Para el chequeo hidráulico de las bocatomas de fondo se utilizaron los métodos de Nyerges, Mostkow, Frank y el método descrito en el libro de acueductos: teoría y diseño de Freddy Corcho Romero.

Mediante el método de Nyerges se chequea el caudal que se encuentra pasando por las rejillas, el cual es generalmente mayor al caudal de diseño ya que se adoptan factores de seguridad conservadores, con lo que se pretende garantizar que el caudal captado sea mayor que el caudal requerido y el control de caudales se hace mediante cajas de derivación y vertederos a la entrada del desarenador, con el fin de retornar el caudal de excesos a la fuente.

Para el municipio de Marinilla, ambas rejillas tienen las mismas dimensiones por lo tanto el cálculo del caudal que ingresa por estas da como resultado el mismo valor, ya que por el método de Nyerges se utilizan las dimensiones de la rejilla para llegar al caudal que ingresa a través de esta.

Utilizando el método de Mostkow se realiza el chequeo de las bocatomas con el caudal real captado y se halla la longitud de la reja mínima necesaria para captar dicho caudal, por medio de los estudios experimentales Mostkow elaboró una serie de gráficos que relacionan el caudal unitario a captar, la longitud de la reja y el factor de obturación para determinados espesores de barras, separación entre barras e inclinación de la reja.

En el caso particular de las bocatomas evaluadas (Barbacoas, La Bolsa y El Capiro), se tiene un diámetro de barras de $1,25\text{ cm}$, en los gráficos realizados

por Mostkow solo se relacionan diámetros de 1 cm, 1.5 cm y 2 cm, esto implica que para realizar el chequeo es necesario ajustarse a la grafica que más se acerque a las características de la reja, lo que genera la obtención de resultados no muy precisos.

Las longitudes mínimas de las rejas para captar el caudal que actualmente se capta obtenidas por el método de Mostkow son menores a las longitudes que se tiene en las tres bocatomas de fondo estudiadas, lo que quiere decir que según Mostkow las rejas analizadas tienen capacidad hidráulica suficiente para captar el caudal que se capta actualmente.

El método de Mostkow se recomienda utilizar siempre y cuando se tengan rejas y factores de obturación ajustados a los gráficos existentes.

Por el método de Frank se halla el caudal unitario que se puede captar de acuerdo a las características de la reja (Longitud, ancho, diámetro de barras, espaciamiento entre barras e inclinación). Para las bocatomas de fondo estudiadas se obtuvo que todas tengan una capacidad hidráulica mayor al caudal que están captando actualmente.

Los resultados obtenidos por el método de Frank son similares a los obtenidos por el método de Nyerges, para las bocatomas de las quebradas Barbacoas y La Bolsa por el método de Frank se obtuvo una capacidad hidráulica de 337,6 l/s, mientras que por el método de Nyerges se halló una capacidad hidráulica de 319,9 l/s, la diferencia de los resultados obtenidos por cada método está afectada por los valores de los coeficientes que se utilizan en ambos.

Comparando los resultados de ambos métodos para la bocatoma El Capiro, que actualmente capta 7 l/s, se encuentra que la diferencia es mayor que la obtenida en las bocatomas Barbacoas y La Bolsa, ya que la capacidad hidráulica de la bocatoma El Capiro obtenida por el método de Frank fue de 146,3 l/s, mientras que por el método de Nyerges el resultado fue de 61,28 l/s. Por los resultados anteriores y teniendo en cuenta el caudal que capta la estructura actualmente (7 l/s) se concluye que el método de Frank entrega valores de caudal superiores al método de Nyerges a medida que la longitud de la reja se hace más corta.

El método tomado del libro de Freddy Corcho Romero arroja como resultado la longitud mínima de reja necesaria para captar el caudal con el que se realiza el chequeo, los resultados obtenidos por este método para las tres bocatomas de fondo estudiadas fueron que las tres bocatomas tiene una capacidad mayor al caudal que captan actualmente.

Comparando los resultados obtenidos por el método tomado del libro de Corcho Romero y los encontrados con el método de Mostkow para las bocatomas de la quebrada Barbacoas y de la quebrada La Bolsa, se puede observar que el método de Mostkow arroja como resultados longitudes de reja mayores hasta en un 55 %

que los resultados obtenidos por el método de Corcho Romero a medida que los caudales se hacen más altos. Para la bocatoma El Capiro los resultados obtenidos por ambos métodos son muy similares, con el método de Mostkow se obtuvo una longitud de reja de 0,07 m y con el método descrito en el libro de Corcho la longitud obtenida fue de 0,04 m.

El método de Mostkow al contemplar factores de obturación, hace que se incremente la longitud mínima de reja necesaria para captar el caudal deseado a medida que se aumenta dicho caudal, esto se debe a que mientras más caudal se requiera captar mayor tendrá que ser el caudal de la fuente, y mientras más alto sea el caudal de la fuente mayor será el arrastre de sedimentos de esta, lo que hace necesario longitudes de rejas mayores para garantizar la captación del caudal deseado venciendo una mayor obstrucción en la reja.

7. CONCLUSIONES

El análisis teórico y la investigación de campo realizada permiten formular las siguientes conclusiones respecto a la operación de las bocatomas visitadas, de las cuales se observa que la variación en el régimen hídrico y la presencia de importantes cantidades de sedimento afecta tanto el funcionamiento como la operación y el mantenimiento de las obras.

En Cuanto a conclusiones para la bocatoma del municipio de Santa Fe de Antioquia, primero que todo cabe resaltar que la razón de los principales problemas de la bocatoma del sistema de acueducto del municipio de Santa Fe de Antioquia se debe a razones más de ubicación y falta de espacio en sus alrededores para obras protección, que a razones hidráulicas. Por esta razón la recomendación principal es que se plantee la posibilidad de una reubicación de la bocatoma, antes de hacer los estudios y diseños correspondientes.

Desde el punto de vista hidráulico la obra de captación no cumple con la normatividad vigente. Esto podría esperarse ya que este sistema de acueducto no tiene los estudios y diseños correspondientes.

Se considera un elemento crítico en la bocatoma lateral de la quebrada La Pená, la cantidad de material sólido que ingresa por la captación, donde como se ha observado en las fotografías de la visita se requiere de varias unidades de desarenadores con el fin de que el material arrastrado no se transporte por la conducción que como se ha mencionado tiene una longitud muy importante. Y luego, a pesar de que el sistema cuenta con tres desarenadores de gran tamaño, estos se colmatan rápidamente haciendo necesaria, tanto la captación de agua del canal de derivación por el que vuelve el recurso a el cauce normal por medio de un tubo de gran tamaño, como que el mantenimiento de dichas obras se haga necesario cada 8 días, lo cual es inconcebible, sobre todo si tenemos en cuenta que en los otros sistemas de acueducto se hace este mantenimiento mínimo cada tres meses.

Se puede explicar que el caudal de captación sea mayor al caudal teórico que capta la rejilla, si se tiene en cuenta que se coloca un tubo que capta recurso hídrico de nuevo del canal de derivación, y lo lleva hasta el último desarenador de la serie de desarenadores que tiene la estructura de captación, antes de mandar el agua a la planta de tratamiento. Esto se hizo con el fin de que no se interrumpa el flujo de agua en el momento que los dos primeros desarenadores se acolmatan, taponando así el paso de las aguas al tercer desarenador por el conducto normal, que lleva el agua desde la rejilla de captación al desarenador 3. Esta nueva captación hace innecesario el cálculo de la rejilla de captación, ya que se captan aguas de nuevo por medio de un tubo de considerable tamaño, así que es innecesario captar el recurso por medio de una rejilla calculada para que la captación sea óptima, limpia y constante; si otra parte del agua se capta del canal de derivación por medio de un tubo de diámetro considerable en el que su cálculo

no tiene en cuenta ninguna de las variables anteriormente mencionadas. Así sea para permitir el paso del agua cuando se colmatan los dos primeros desarenadores debería de hacerse un cálculo similar para la captación de nuevo del recurso hídrico del canal de derivación, pues de no ser así, los cálculos y consideraciones que se tuvieron en cuenta para el cálculo de la rejilla ya no serían necesarias ni de ninguna utilidad.

En definitiva, la solución más indicada para este caso en particular, es la construcción de un canal de derivación con dos principales propósitos, que permita alejar la obra de captación del cauce normal del río, lo suficiente para permitir las obras de protección correspondientes, y que permita en su trayecto la reducción de la velocidad del recurso hídrico a captar, para cumplir así los parámetros indicados por la normatividad al respecto y reducir el ingreso del material particulado arrastrado por el río a las obras de captación, ya que esta es la principal causa del acolmatamiento de las estructuras de limpieza de arenas. Esto permitiría cerrar la captación de agua que hay en el canal de derivación y que conecta con el último desarenador del sistema, además como la velocidad de agua al momento de captarla es mucho menor, se recomienda calcular la rejilla como de fondo o con inclinación menor a 10° con la horizontal y no vertical, como está actualmente, o con inclinación de 90° con la horizontal, ya que esta condición implica que se debe realizar limpieza mecánica de la rejilla.

Por último es muy importante mencionar que se hace necesario la urgente implementación de un plan de contingencia, en caso de no tenerlo, para el suministro del agua necesaria al sistema de acueducto de Santa Fe de Antioquia, dada la necesidad de que se deba cerrar temporalmente la operación de la bocatoma actual, ya sea en caso de mantenimiento, o por los peligros de estabilidad que esta tiene en épocas de grandes inviernos y sus consiguientes incrementos en los caudales de los ríos.

En cuanto a conclusiones para las bocatomas del municipio de Marinilla, en términos generales las bocatomas de este Municipio funcionan de buena forma, lo cual era algo de esperar, ya que la bocatoma principal de este sistema de acueducto es la única de este estudio que cuenta con los estudios y diseños correspondientes a este tipo de obras. Y aunque la otra bocatoma (La Bolsa), que actualmente entra en funcionamiento solo como plan de contingencia, cuando la principal interrumpe su funcionamiento por alguna razón, no tiene estudios ni diseños, su funcionamiento es generalmente muy parecido a la principal, debido a que sus rejillas y estructuras tienen esencialmente las mismas dimensiones y usan los mismos parámetros para captar el recurso hídrico.

El principal problema de este sistema de acueducto se presenta a la salida del sistema de captación de aguas, donde este devuelve el recurso al cauce original, en este punto hay un talud existente que se ha ido socavando con la velocidad y fuerzas de las aguas que pasan por su contorno. Se recomienda como solución a este problema específico el revestimiento de este talud con un material más

resistente a la abrasión y al arrastre, como podría ser el concreto; o la construcción de una obra de contención de tierras, ya sea un muro de contención, un gavión, etc.; o como última opción un sistema de contención con tierra densificada, como los jarillones que tiene en su contorno todo este sistema de captación. La elección del sistema a utilizar se debe hacer teniendo en cuenta sobre todo la cantidad de los recursos destinados al arreglo de dicho problema y su disponibilidad en el sitio de construcción.

Para el sistema de acueducto de la vereda El Capiro.

Es muy importante hacer notar que el principal problema que enfrenta actualmente este sistema de acueducto es el desabastecimiento de agua, este desabastecimiento se dio a causa de unos trabajos destinados a incrementar la capacidad hídrica del sistema, que en el momento de dichos trabajos estaba compuesto por 3 captaciones individuales. Dicho trabajo consistió en aumentar las dimensiones de dos de las obras de captación, sin embargo no se tuvo en cuenta este incremento de dimensiones para efectos estructurales, por esta razón dichas bocatomas fallaron comprometiendo en parte esencial su estabilidad, motivo por el cual salieron de funcionamiento.

La rejilla de captación actualmente en funcionamiento no tiene las dimensiones necesarias para asumir el abastecimiento necesario de aguas para la operación de dicho sistema de acueductos, por este motivo se han habilitado dos bocatomas artesanales que ayudan al sistema a tener recurso hídrico suficiente para abastecerlo, sin embargo y como no tienen dichas captaciones artesanales un sistema que permita la limpieza mecánica del recurso antes de derivar las aguas a la planta de tratamiento, esto podría ahondar en detrimento de la calidad de agua servida a los usuarios o en un trabajo más exigente para la planta de tratamiento. Además, y a pesar de que ninguna de las bocatomas antes mencionadas tienen ni los estudios ni los diseños correspondientes, la captación de agua por sistemas muy artesanales hacen innecesaria la delicadeza de captar las aguas por medio de una rejilla, en cierta manera calculada, y de unas obras después de ella destinadas a la limpieza del recurso.

Para el cálculo de las dimensiones de la rejilla por los métodos que dan como resultado las dimensiones de la reja que solucionaría el problema, como el de Mostow y el que menciona en su libro el ingeniero Fredy Corcho, se utiliza como caudal a captar el que actualmente captan con la bocatoma analizada y las dos artesanales adicionales, esto con el fin de abastecer con una sola captación las necesidades del sistema de acueducto.

Según los métodos utilizados para el cálculo hidráulico de la bocatoma que esa actualmente en funcionamiento, su resultado dice teóricamente que con esta bocatoma es suficiente para abastecer el sistema, sin embargo esto en la práctica no es así, esto podría explicarse solo por tres razones. La primera aduce a que los datos entregados como caudal de operación del sistema no sean los valores

reales necesarios. La otra explicación aduce a que haya una fuga o una obstrucción entre la captación y la planta de tratamiento. La última explicación se debe a que el tubo por medio del que se conduce el agua a la planta de tratamiento, no tenga la capacidad para conducir la capacidad de agua captada por la rejilla y el recurso se devuelva a la fuente por medio del rebose de excesos y así vuelve al cauce de la fuente. Ya que según los métodos que miden la capacidad hidráulica de la rejilla, dicen que su caudal de captación debería ser de 61 lt/s como mínimo.

Igual se debe tener en cuenta que las capacidades hidráulicas, en los métodos que se valen de ellas para calcular el caudal teórico que se capta por medio de la rejilla son basadas en métodos experimentales que pueden hacer que se incurra en un valor no tan exacto, por lo que se divide por un factor de seguridad que puede ser entre 1,5 y 2, por dicha razón siempre los valores de caudal que debería captar la rejilla son mayores a los captados realmente. Sin embargo la diferencia por estos métodos es muy alta, el de Nyerges y el de Frank, esto se debe a que a medida que la longitud de la rejilla es menor, sus diferencias son mucho mayores.

En resumen, según los métodos la captación está en condiciones de abastecer las necesidades del sistema de acueducto, sin embargo en la práctica esto no sucede así, por esta razón se recomienda revisar la tubería que conduce el agua de la captación a la cámara de tratamiento, pues esta debe estar taponada o con alguna considerable fuga en su trayecto, o podría tener diámetros inferiores a los necesarios para conducir a la planta toda el agua que efectivamente se capta en la bocatoma.

Por lo visto en la visita, y por el episodio mencionado en el relato de la visita, en el que se tenía cerrado el rebose de la cámara de donde se deriva el agua a la planta de tratamiento, se cree que la razón para que el caudal captado sea muchísimo menor al que debería de captar la rejilla, se debe principalmente a que el diámetro de la tubería de aducción no permite el paso de todo el caudal captado en la estructura de captación a la planta de tratamiento, esto no era un problema cuando se captaba en tres bocatomas de fuentes diferentes el recurso, pero al fallar las otras dos, se hace más evidente este problema.

También se debe tener en cuenta que los métodos que utilizan factores de obturación de la rejilla para su cálculo, puede incurrir en errores ya que estos factores tienen en cuenta las obstrucciones causadas por los sólidos en suspensión más pequeños y comunes, como son partículas de suelo y de otros materiales de muy pequeñas dimensiones, pero en zonas muy boscosas estos elementos alcanzan tamaños mayores a los tenidos en cuenta en dichos factores, como son palos de considerables dimensiones, basuras y hojas de la vegetación aledaña a la obra.

A manera de conclusiones generales, cabe destacar que los métodos de Nyerges y de Frank utilizan las longitudes de la rejilla para hallar el caudal real que ingresa por ellas, este caudal es normalmente mucho mayor al que ingresa en la práctica, ya que los coeficientes utilizados en este método se escogen de manera muy conservadora, para así garantizar que por ellas pase un caudal mayor al que pasa realmente y así se garantiza siempre el abastecimiento de las aguas necesarias para abastecer el sistema de acueducto.

En los métodos de Mostkow y el descrito en el libro de Fredy Corcho, se parte de valores necesarios de caudal en cada fuente y con ellos se hallan los valores de longitud de la rejilla necesarios para captar esta cantidad de caudal.

Cada método da como resultado, además de la longitud de rejilla necesaria para captar dicho caudal, para este efecto el método de Mostkow proporciona datos muy útiles a la hora de tomar prevenciones en épocas tanto de invierno como de verano, pues al proporcionar una grafica que permite ver el perfil de flujo sobre la reja según la altura de lamina de agua que pasa por ella, le permite ver y prever mas simplemente al personal de operación del sistema, las consecuencias reales, en el caso de que la altura de la lamina de agua sea máxima o mínima a su paso sobre la rejilla de captación.

Sin embargo cabe mencionar que al obtener algunos valores de una grafica, además que estas graficas tienen como base diámetros de varillas dados en mm, pero estas varillas en la práctica vienen con espesores en pulgadas, las cuales no permiten valores redondeados en mm, como lo dan las graficas, podría incurrirse en un error al leer los valores directamente de las graficas, tanto por falta de precisión del ojo humano, así como el acoplarse a la grafica más cercana al valor en mm del espesor de la varilla, que generalmente viene dado en pulgadas.

Puede observarse como la metodología utilizada para el cálculo de las dimensiones de rejilla necesaria para la captación de cierta cantidad de agua son demasiado rigurosas tanto en su tratamiento matemático, como en su tratamiento físico. En la práctica puede verse que para poder acercar estos valores a la realidad y asumir en lo menos posible los riesgos debidos a este acercamiento, se utilizan factores de seguridad que varían entre 1.5 y 2. Al asumir estos valores de seguridad, se pierde toda la rigurosidad destinada a que los modelos se amolden lo más posible a las condiciones teóricas hidráulicas y físicas reales. Por esta razón se debería de llegar a la utilización de un método no tan riguroso y de mas fácil implementación, para así poder dimensionar una rejilla de manera más fácil y simple, y que se le facilite el predimensionamiento de las obras de captación en aquellas comunidades donde el presupuesto de los acueductos locales no son lo suficientemente grandes para hacer los estudios y diseños correspondientes de las obras de captación.

Según los análisis hechos en el presente proyecto de grado, se puede concluir que para las condiciones de flujo encontradas en el país, y para la falta de

recursos en la mayoría de sistemas de acueductos de nuestro territorio, el método de Mostkow es el más indicado a utilizar en los acueductos. Ya que aunque se incurre en algunos errores a la hora de leer los valores de las graficas proporcionadas por el método, estos errores ya vienen previstos en el factor de seguridad que se asume en los cálculos. Además su fácil implementación y la cantidad de datos prácticos que arroja, como el diagrama de flujo sobre la rejilla según la altura de la lamina de agua sobre esta podrían ser de extrema utilidad en épocas de sequias y de lluvias extremas.

Se puede ver como aunque las normas legales vigentes para este tipo de estructuras son muy claras al respecto, no se cumplen en su mayoría. Lo cual puede dar lugar a una discusión acerca de general un órgano de control que se encargue de confirmar que se cumplan, y en los casos de que no, que permitan una opción financieramente factible para que dichos sistemas hagan los estudios y diseños necesarios para cumplirlas y así funcionar óptimamente, proporcionando así a las comunidades un incremento en su calidad de vida y un menor riesgo a estar por alguna razón en un desabastecimiento de agua potable, ya sea en condiciones de extrema sequia o en otras condiciones diferentes, como en caso de grandes calamidades.

Se corroboró de diferentes formas, el gran problema que se presenta en el diseño de las rejillas de captación de los sistemas de acueducto y que como bien lo afirmó Nyerges(Motero, Mesa;1997): “el problema fundamental de las expresiones teóricas y experimentales es que muy habitualmente llevaran a resultados al diseñador, que poco tendrán que ver con la realidad, ya que la cantidad de variables que influyen en el funcionamiento hidráulico en la práctica, es muy grande y no puede preverse en forma de ecuaciones, llegándose a la conclusión de que es inútil tratar de establecer las condiciones teóricas exactas del flujo”.

8. RECOMENDACIONES

A lo largo del documento se ha tratado de evidenciar las distintas situaciones reales de flujo a las cuales se encuentran sometidas las estructuras de captación y como estas afectan la hidráulica del flujo que se presenta sobre la rejilla de captación.

En términos generales, la problemática existente se debe a tres razones, sobre las cuales se proponen diferentes acciones:

- La falta de estudios adecuados de la oferta hídrica y de la determinación de los caudales de diseño necesarios para el diseño de las obras civiles.
- Se observa que la construcción de los sistemas de acueducto se hace sin el soporte técnico necesario que garantiza que los recursos se utilicen adecuadamente y que las obras efectivamente funcionen para lo que han sido propuestas. Pues se ha evidenciado que los diferentes sistemas presentan diferentes soluciones a fallas que no fueron previstos antes de la construcción de las obras y que finalmente lo que generan es que lo sistemas no funcionen adecuadamente.
- En lo métodos de diseño no se incorporan todas las situaciones que realmente ocurren en el régimen de operación de la estructura de captación. Específicamente se consideran críticos, el efecto de la variabilidad del caudal sobre la rejilla y la presencia de sedimentos y demás elementos en el agua.

Para el primer punto, se hace completamente necesario la instrumentación de mediciones constantes de datos tanto en los caudales y precipitaciones en la cuenca en si, como en el punto de captación en especial, y el acceso fácil de las directivas de los sistemas de acueductos a estos datos, ya que de la confiabilidad de estos datos depende en gran medida el que tanto se amolden los resultados de los métodos teóricos, a los datos reales de la cuenca y del sitio de captación. Adicionalmente se considera relevante que los operadores de los sistemas de acueducto periódicamente realicen estudios de oferta hídrica con el objeto de responder a tiempo ante las manifestaciones de cambio en la dinámica fluvial de las corrientes.

Para el segundo punto se considera necesario formular un programa liderado por el gobierno nacional, las empresas operadoras y las Corporaciones autónomas regionales que permita dotar de los estudios y diseños correspondientes y reglamentarios a todos los sistemas de acueducto que aún no los tienen, pues los programas actuales sólo exigen para los sistemas que no tienen dichos estudios y

diseños un plan de contingencia para nunca incurrir en un desabastecimiento de aguas para la comunidad pero que como se observa no soluciona los problemas de forma definitiva sino que opera como un paliativo de poca duración.

Se ha evidenciado en la descripción de los sistemas visitados la variabilidad en el régimen hidrológico de las fuentes y la presencia de importantes cantidades de sedimentos que ingresan a los sistemas de acueducto y cuya presencia es nociva para la vida útil de las conducciones y las obras civiles, y como estos dos elementos no son considerados explícitamente en el análisis teórico de ninguna metodología de diseño

Por lo tanto, es evidente que solo mediante la experimentación y la investigación en los laboratorios de hidráulica de las universidades, será posible a partir de la investigación en canales con la suficiente instrumentación analizar el efecto de la variación del caudal sobre las características de operación de la rejilla, así como también estudiar el efecto de la presencia de sedimentos en la hidráulica del flujo.

Sin duda las condiciones hidráulicas del flujo sobre una rejilla de captación son difíciles de parametrizar, pero no por ello desde la práctica de ingeniería, el diseñador debe tomar el camino más fácil de despreocuparse por analizar al máximo las condiciones de operación del flujo y limitarse solo a utilizar factores de seguridad para ocultar la ignorancia o utilizar la filosofía del sobrediseño para no preocuparse por la efectividad del diseño; que sea esta entonces una reflexión sobre las necesidades de investigación en la hidráulica experimental.

BIBLIOGRAFÍA

Ackers, P.A. A theoretical consideration of side weirs as stormwater overflows. Proceedings of the institution of Civil Engineers, V.6, pp.305, Londres, 1957.

Botero Mesa, Mauricio; Cano Giraldo, Andrés Felipe. Estudio experimental de rejilla en bocatoma de fondo facultad de minas. Departamento de Ingeniería civil. Facultad de Minas, Universidad Nacional de Colombia. Medellín 1997.

Brunella, Sandro ; Hager, Willi H. ; Minor, Hans-Erwin -Hydraulics of Bottom Rack Intake - Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 129, No. 1, January 1, 2003. p-2.

Castillo Elsitdié, Luis G; Lima Guamán, Paulina - Análisis del dimensionamiento de la longitud de reja y del canal lateral en una captación de fondo - XXIV congreso latinoamericano de hidráulica, Punta del este, Uruguay, Noviembre 2010

Chow, V. T. (1959). Open Channels Hydraulic. Mc-Graw Hill: 317- 332.

CEPIS.2004.

Corcho Romero, Fredy; Duque Serna, José Ignacio. Acueductos, Teoría y diseño. Editorial Universidad de Medellín, 640 p. 2005.

De Marchi G. Saggio di teoria del funzionamento degli stramassi laterali. L'Energia Ellettrica, Milán, V.II, No. 11, pp.849, Noviembre,1934.

El-Khashab A.;Smith K.V.H. Experiment investigation on flow over side weirs. ASCE, Journal of the Hydraulics Division, V.102, N.HY9,1976.

Frank, J., Von Obering., Erlangen. (1956). "Hydraulische Untersuchungen für das Tiroler Wehr". Der Bauingenieur, 31, Helf 3. Pp 96-101.

French, R. Hidráulica de canales abiertos. Mc-Graw Hill: 250.

Fundación Hector A. García. El origen del acueducto [en línea]. México: Proyecto Salón Hogar [citado 1 julio, 2011]. Disponible en INTERNET: http://www.salonhogar.net/el_porque_de_las_cosas/historia_de_los_acueductos.htm.

Hager W.H. – Open channel hydraulics of flows with increasing discharge. Journal of Hydraulkic Research. IAHR, V.21, No.3, pp.177-193, 1983.

Hager, W. - "Discussion of Experimental Study of the Flow Field over Bottom Intake Racks Righetti and Lanzoni,S"- Journal of Hydraulic Engineering, January 2008. Vol. 134, No. 1, pp. 15-22. JHE, ASCE/October 2009/ pp. 865-868.

Hernández Sampieri, Roberto; Fernández Collado, Carlos; Baptista Lucio, Pilar. Metodología de la investigación. 4 ed. México: Mcgraw-hill, 2007. 436 p.

Jain, S.C.; Fisher, E.E. – Uniform flow over skew side-weir. ASCE, Journal of the Irrigation and Drainag Division, V.108, No.IR2, 1982.

Kuntzmann, J., and Bouvard, M. ~1954!. „Etude the´orique des grilles de prises d"eau du type „en-dessous." ""*La Houille Blanche*, 9~9/10!, 569–574.

Lopez Cualla, Ricardo Alfredo. Diseño de acueductos y alcantarillados. Marcombo-Alfaomega, 400 páginas, 2ª edición, 2000.

Materón, Hernán – Obras hidráulicas rurales – Editorial Universidad del Valle p.323.

Mostkow, M. - "Sur le calcul des grilles de prise d"eau" (Theoretical study of bottom type wáter intake). *La Houille Blanche*, vol. 4, pp. 569-576. 1957.

Nosedá, G. - "Operation and design of bottom intake racks." Proc., VI General Meeting IAHR, Vol. 3, The Hague, C17-1–C17-11.1955.

Ochoa, Juan Felipe - Perfiles de flujo y dimensionamiento de rejillas en bocatomas de fondo utilizando el método de Mostkow, *Revista Politécnica*, Enero – Junio de 2011, Año 6, No. 11.

Pérez Parra, Jorge Arturo. Acueductos y Alcantarillados. Posgrado en aprovechamiento de recursos hidráulicos. Facultad de Minas, Universidad Nacional de Colombia, sede Medellín, 2002.

Raju K.G.; Prasad, B.; Gupta,S. Side weir in rectangular cannel. ASCE, Journal of the Hydraulics Division, V.105, No. HY5, 1979.

Ramamurthy A.S.; Carballada L. Lateral weir flow model. ASCE, Journal of the Irrigation and Drainage Division, V.106, No. IR1, 1980.

REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BASICO. RAS 2000. Sección II. Título B. Sistemas de acueducto. República de Colombia Ministerio de Desarrollo Económico. Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. Bogotá D.C. Noviembre de 2000

Righetti, Maurizio; Lanzoni, Stefano - Experimental Study of the Flow Field over Bottom Intake Racks - Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 134, No. 1, January 1, 2008. p.15.

Sotelo Avila, Gilberto. Hidráulica de canales abiertos. MEXICO: UNAM, 887 páginas, 1ª edición, 2002.

Venkataraman, P., Nasser, M. S., and Ramamurthy, A. S. - "Flow behavior in power channels with bottom diversion works." Proc., XVIII IAHR Conf., Vol. 4, Cagliari Italy, 115–122. 1979.

Zamarin, E.A.; Popow, K.W.; Fandjew W.W. – Wasserbau. VEB Verlag für Bauingenieur, Heft 3, pp.96-101, 1956.

ANEXOS

Anexo A. Memorias de cálculo.

CHEQUEO HIDRAULICO BOCATOMA LATERAL DE EL SISTEMA DE ACUEDUCTO DE SANTA FE DE ANTIOQUIA

1. PARAMETROS Y DATOS DE DISEÑO

Caudal aforado	200,00 l/s	
Longitud de la rejilla	1,20 m	medido en sentido perpendicular al flujo de agua
Ancho de la rejilla	0,80 m	
Numero de varillas ($\varnothing 1/2"$)	28,00	
Inclinación de la rejilla	90 °	No cumple RAS 2000

Debido a que la rejilla se encuentra ubicada a una ángulo de 90° respecto a la horizontal, se clasifica dentro de las rejillas que se deben limpiar mecánicamente y para este tipo de rejilla se ha definido experimentalmente una velocidad de aproximación entre 0,6 y 1,0 m/s. Acueductos teoría y diseño, Freddy Corcho Romero.

2. CHEQUEO HIDRAULICO

2.1 ORIFICIO LATERAL

Según las dimensiones de la rejilla se tiene lo siguiente:

L : Longitud del orificio, m	L =	1,20 m
h :Altura de lámina de agua sobre la cresta del vertedero, m	h =	0,21 m
a: Ancho rejilla, m	a =	0,80 m

2.2 REJILLA

Diámetro de Barras	$\varnothing 1/2" =$	0,013 M	
Espaciamiento entre Barras	e =	0,029 M	
Número de Barras	nb =	28 unidades	
Número de Espacios	ne =	29 unidades	
Área Libre	Ae =	0,67 m ²	
Longitud efectiva	Le=	0,84 M	
Velocidad entre Barras	Vb =	0,30 m/s	NO CUMPLE RAS 2000

2.3 Pérdidas en la rejilla de captación

Se puede asumir que no hay carga de velocidad pues en una toma lateral la velocidad del agua en sentido lateral se considera nula. Existen muchas ecuaciones deducidas experimentalmente que calculan las pérdidas por entrada a la rejilla en función de la velocidad, pero como la velocidad es prácticamente nula las pérdidas son muy pequeñas. La ecuación más usada es la de Kihmmmer.

$$hr = B \cdot hv \cdot \text{Sen}(z) \cdot (w/b)^{4/3} \quad \text{Formula de Kihmmmer}$$

Donde:

hr : Pérdida de carga en la rejilla;
(m)

B : Factor de forma; según configuración de las barras

hv : Cabeza de velocidad; (m).
($hv = V^2/2 \cdot g$)

V : Velocidad de aproximación a la rejilla; (m/s)

w : Espesor de las barras; (m)

b : Profundidad de las barras; (m)

z : Ángulo que forman las barras con la horizontal; (°)

hr =	0,032 m
B =	1,79
hv =	0,018 m
V =	0,6 m/s
w =	0,013 m
b =	0,013 m
z =	90 °

Como la lámina de agua en la rejilla es de 21 cm; el nivel de agua en el interior de la caja de derivación con respecto al de la rejilla será:

$$H_{\text{CÁMARA}} = h - hr \quad H_{\text{CÁMARA}} = 0,18 \text{ M}$$

2.4 CALCULO DEL CAUDAL

El caudal que pasa por el vertedero frontal de cresta delgada se calcula mediante la siguiente expresión:

Formula de Francis para el cálculo de vertedero libre

$$Q_D = 1,84 L_e \cdot h^{1,5}$$

$$Q_D = 149,846 \text{ l/s}$$

Luego se verifica la longitud de las varillas mediante la expresión del vertedero lateral. Formula de Engels

$$Q_D = 1,86 L_e^{0,9} \cdot h^{1,6}$$

$$L_e = 0,96$$

La diferencia en la longitud efectiva calculada, respecto de la existente es muy pequeña, por lo tanto se aceptan los cálculos realizados.

CHEQUEO HIDRAULICO BOCATOMA LATERAL DE EL SISTEMA DE ACUEDUCTO DE SANTA FE DE ANTIOQUIA (METODOLOGÍA DE VERTEDEROS LATERALES - GASTO DECRECIENTE)

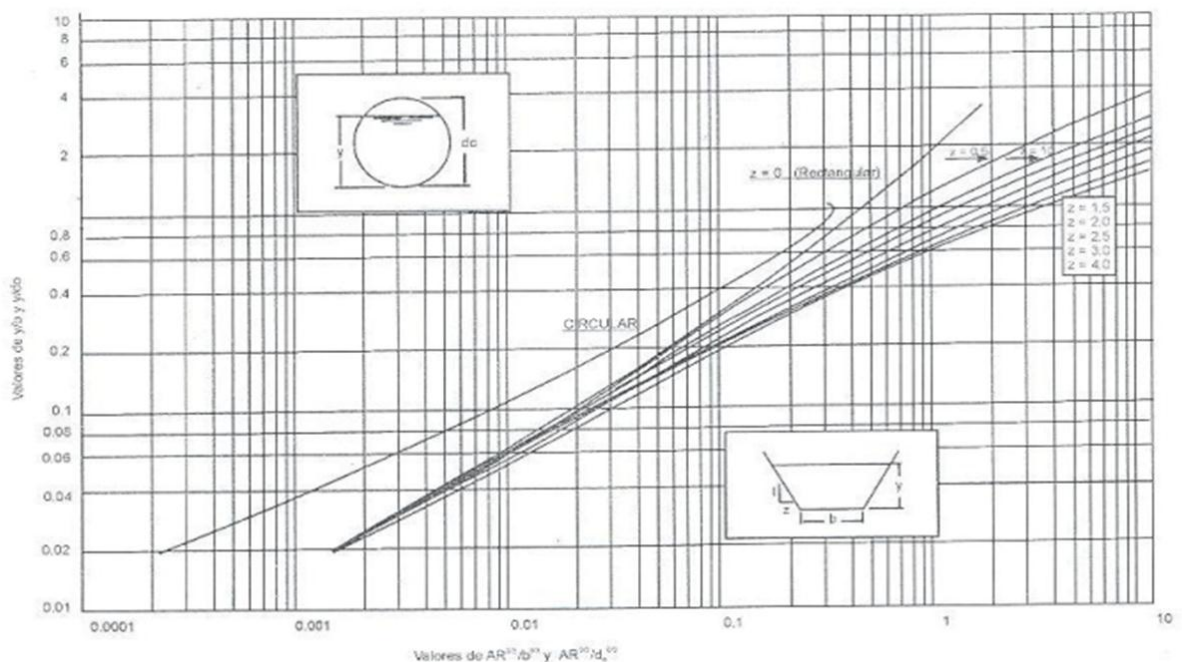
Una bocatoma con vertedero, canal y rejilla de fondo se comporta como flujo espacialmente variado y con gasto decreciente.

1. PARAMETROS Y DATOS DE DISEÑO

Caudal aforado	200,00	l/s
Caudal medio de la fuente (Q_f)	500,00	l/s
Longitud de la rejilla	1,20	m
Ancho de la rejilla	0,80	m
Numero de varillas ($\varnothing 1/2"$)	28,00	
Inclinación de la rejilla	90	°

2. CHEQUEO HIDRAULICO

Para iniciar el análisis se calcula la profundidad normal del flujo aguas arriba (Y_{n1}) y aguas abajo (Y_{n2}) del vertedero utilizando la siguiente curva, Acueductos Teoría y diseño - Freddy Hernan Corcho Romero (eje Y valores de Y/b):



Las condiciones del flujo aguas arriba y aguas abajo del vertedero son subcríticas, debe cumplirse la condición de energía constante $E_1 = E_2$. El control de flujo se da aguas abajo por lo tanto $Y_2=Y_{n2}$

La energía específica para cualquier sección del canal se calcula mediante la siguiente expresión:

$$E = Y + V^2 / 2g$$

Para las condiciones aguas abajo, la energía específica (E_2) es:

$$E_2 = 0,749 \text{ m}$$

$$Y_1 = 0,710 \text{ m}$$

Por último, la altura de la cresta del vertedero (H) se debe calcular mediante tanteo y utilizando las siguientes ecuaciones:

$$h_1 = Y_1 - H; \quad h_2 = Y_2 - H; \quad K = h_1/h_2; \quad Q = [2(1-k^{5/2})/5(1-K)] \times C \times L \times h_1^{3/2}; \quad C = 1,91$$

Tabla 1. cálculo de la altura de la cresta (H) del vertedero lateral

H (supuesto)	h_1	h^2	K	h_1 (calculado)	H (calculado)
0,7	0,010	0,036	0,2751696	0,165	0,545
0,65	0,060	0,086	0,6965826	0,111	0,599
0,61	0,100	0,126	0,7929056	0,103	0,61
0,55	0,160	0,186	0,8597102	0,097	0,613
0,5	0,210	0,236	0,8894327	0,095	0,615
0,45	0,260	0,286	0,9087626	0,094	0,616
0,4	0,310	0,336	0,9223396	0,093	0,617

CHEQUEO HIDRAULICO REJILLA DE CAPTACION MARINILLA, QUEBRADA LA BOLSA
(Metodología de Nyerges)

1. PARAMETROS Y DATOS DE DISEÑO

Caudal aforado	80,00 l/s	
Longitud de la rejilla	0,70 m	medido en sentido perpendicular al flujo de agua
Ancho de la rejilla	0,55 m	
Inclinación de la rejilla	10 °	Cumple RAS 2000
Numero de las barras	20,00	
Diámetro de barras Ø 1/2"	0,013 m	
Espaciamiento entre barras (E)	0,02 m	

2. CAUDAL REAL CAPTADO POR LA REJILLA

Teniendo las dimensiones de la rejilla se calcula el caudal que pasa por esta:

$$Q_{\text{real}} = \{ [c \times e \times b^{2/3} (2 \times g)^{1/2} \times L] / [C'^{-1/3}] \}^{3/2}$$

Donde :	* L : Longitud de la rejilla de captación ; (m)	L = 0,70	
	* C' : Constante ecuación de vert. rectangular	C' = 1,84	
	* e : Relación de vacíos	e = 0,626	
	* c : Constante Simon Arocha	c = 0,440	
	* b : Ancho de la rejilla de captación ; (m)	b = 0,55	
	* g : Aceleración de la gravedad ; (m/s ²)	g = 9,81	
	* Q : Caudal real de captación ; (L/s)	Q = 319,85	

Se verifica que se cumpla la relación: $Q_{\text{real}} > Q$;

OK, relación de caudales

3. CALCULO DE LA VELOCIDAD EFECTIVA ENTRE BARRAS

Se calcula la velocidad entre las barras de rejilla conforme a lo estipulado en el RAS 2000 Numeral B.4.4.5.5, con la finalidad de verificar que dicha velocidad no genere arrastre de material retenido. Para llevar a cabo lo anterior, se usarán los datos del ancho de la reja, espaciamento, y diámetro de las barras.

$$A_v = [((N_b \times E) + E) \times b] ; V_R = Q / e \times A_v$$

Donde :	* A_v : Área efectiva entre barras ; (m ²)	$A_v = 0,245$	
	* e : Relación de vacíos	e = 0,626	
	* Q : Caudal de captación ; (L/s)	Q = 319,85	80, 00
	* V_R : Velocidad efectiva entre barras ; (m/s)	$V_R = 0,13$	0,0 3
	* Verificación de la velocidad ; $V_R \leq 0,15\text{m/s}$		OK cumple RAS 2000

4. DISTANCIA A LA CUAL ENTRA EL AGUA A LA ESTRUCTURA DE CAPTACIÓN

Se considera que el agua tiene un comportamiento similar al de un chorro en caída libre, por lo cual se verificará la distancia a la cual comienza a caer el agua en la estructura; inicialmente obteniendo la velocidad de llegada a la rejilla y posteriormente la distancia a la que entra el agua en la reja.

4.1 Velocidad de llegada a la rejilla

Se calcula la velocidad de llegada en la rejilla para el caudal aforado y el calculado, por medio de las siguientes expresiones:

$$H = [q / C]^{2/3} ; q = Q / L ; q = [h_1 \times (2 \times g \times (H - h_1))^{1/2}] ; V_{h1} = [2 \times g (H - h_1)]^{1/2}$$

- Donde :
- * q : Descarga por metro lineal de vertedero; (m³/s-m)
 - * C : Coeficiente de la ecuación
 - * Q : Caudal de descarga; (m³/s)
 - * L : Ancho del vertedero de captación; (m)
 - * H : Carga sobre la cresta aguas arriba del vertedero ; (m)
 - * g : Aceleración de la gravedad ; (m/s²)
 - * h₁ : Altura lámina de agua en vertedero de captación ; (m)
 - * V_{h1} : Velocidad de llegada a la rejilla ; (m/s)

TABLA N° 1 " VELOCIDAD DE LLEGADA A LA REJILLA "

Ítem	Caudal aforado.	Caudal calculado
Q (m ³ /s)	0,080	0,32
L (m)	0,70	0,70
q (m ³ /m-s)	0,114	0,457
C	1,3	1,3
H (m)	0,198	0,498
g (m/s ²)	9,80	9,80
h ₁ (m)	0,009	0,190
V _{h1} (m/s)	1,92	2,46

4.2 Distancia de entrada del agua

Para conocer la distancia a la cual ingresa el agua a la estructura de captación, se tiene en cuenta el ancho de la rejilla. Se adoptan los valores de las zonas de aproximación a la estructura. El procedimiento descrito, se realiza para los dos caudales considerados.

$$S = [Z \times V_{h1}^2] / [B \times g]$$

Donde :
 * g : Aceleración de la gravedad ;
 (m/s²)
 * Z/B : Pendiente de la rejilla ; (m/m) o
 (Grados)
 * V_{h1} : Velocidad de llegada a la rejilla ;
 (m/s)
 * S : Distancia a la cual comienza a ingresar el agua a
 la rejilla ; (m)

TABLA N° 2 " ENTRADA DEL AGUA EN LA REJILLA "

Ítem	Caudal aforado.	Caudal calculado
g (m/s ²)	9,80	9,80
Z/B (m/m)	1/6	1/6
V _{h1} (m/s)	1,92	2,46
S (m)	0,06	0,10

CHEQUEO HIDRAULICO REJILLA DE CAPTACION MARINILLA, QUEBRADA BARBACOAS
 (Metodología de Nyerges)

1. PARAMETROS Y DATOS DE DISEÑO

Caudal aforado **85,00** l/s
 Longitud de la rejilla **0,70** m medido en sentido perpendicular al flujo de agua
 Ancho de la rejilla **0,55** m
 Inclinación de la rejilla **10** ° **Cumple RAS 2000**
 Numero de las barras **20,00**
 Diametro de barras Ø 1/2" 0,013 m
 Espaciamiento entre barras (E) 0,02 m

2. CAUDAL REAL CAPTADO POR LA REJILLA

Teniendo las dimensiones de la rejilla se calcula el caudal que pasa por esta:

$$Q_{real} = \{ [c \times e \times b^{2/3} (2 \times g)^{1/2} \times L] / [C^{-1/3}] \}^{3/2}$$

Donde :
 * L : Longitud de la rejilla de captación ; L = 0,70 (m)
 * C' : Constante ecuación de vert. rectangular C' = 1,84

* e : Relación de vacios	e = 0,626
* c : Constante Simon Arocha	c = 0,440
* b : Ancho de la rejilla de captación ; (m)	b = 0,55
* g : Aceleración de la gravedad ; (m/s ²)	g = 9,81
* Q : Caudal real de captación ; (L/s)	Q = 319,85

Se verifica que se cumpla la relación: $Q_{real} > Q$;

OK, relación de caudales

3. CALCULO DE LA VELOCIDAD EFECTIVA ENTRE BARRAS

Se calcula la velocidad entre las barras de rejilla conforme a lo estipulado en el RAS 2000 Numeral B.4.4.5.5, con la finalidad de verificar que dicha velocidad no genere arrastre de material retenido. Para llevar a cabo lo anterior, se usarán los datos del ancho de la reja, espaciamiento, y diámetro de las barras.

$$Av = [((Nb \times E) + E) \times b] ; V_R = Q / e \times Av$$

Donde :	* Av : Área efectiva entre barras ; (m ²)	Av = 0,245	
	* e : Relación de vacios	e = 0,626	
	* Q : Caudal de captación ; (L/s)	Q = 319,85	85,00
	* V _R : Velocidad efectiva entre barras ; (m/s)	V _R = 0,13	0,03
	* Verificación de la velocidad ; V _R ≤ 0,15m/s		OK cumple RAS 2000

4. DISTANCIA A LA CUAL ENTRA EL AGUA A LA ESTRUCTURA DE CAPTACIÓN

Se considera que el agua tiene un comportamiento similar al de un chorro en caída libre, por lo cual se verificará la distancia a la cual comienza a caer el agua en la estructura; inicialmente obteniendo la velocidad de llegada a la rejilla y posteriormente la distancia a la que entra el agua en la reja.

4.1 Velocidad de llegada a la rejilla

Se calcula la velocidad de llegada en la rejilla para el caudal aforado y el calculado, por medio de las siguientes expresiones:

$$H = [q / C]^{2/3} ; q = Q / L ; q = [h_1 \times (2 \times g \times (H - h_1))^{1/2}] ; V_{h1} = [2 \times g \times (H - h_1)]^{1/2}$$

Donde :

- * q : Descarga por metro lineal de vertedero; (m³/s-m)
- * C : Coeficiente de la ecuación
- * Q : Caudal de descarga; (m³/s)
- * L : Ancho del vertedero de captación; (m)
- * H : Carga sobre la cresta aguas arriba del vertedero ; (m)
- * g : Aceleración de la gravedad ; (m/s²)
- * h₁ : Altura lámina de agua en vertedero de captación ; (m)
- * V_{h1} : Velocidad de llegada a la rejilla ; (m/s)

TABLA N° 1 " VELOCIDAD DE LLEGADA A LA REJILLA "

Ítem	Caudal aforado.	Caudal calculado
Q (m ³ /s)	0,085	0,32
L (m)	0,70	0,70
q (m ³ /m-s)	0,121	0,457
C	1,3	1,3
H (m)	0,206	0,498
g (m/s ²)	9,80	9,80
h ₁ (m)	0,009	0,190
V _{h1} (m/s)	1,96	2,46

4.2 Distancia de entrada del agua

Para conocer la distancia a la cual ingresa el agua a la estructura de captación, se tiene en cuenta el ancho de la rejilla. Se adoptan los valores de las zonas de aproximación a la estructura. El procedimiento descrito, se realiza para los dos caudales considerados.

$$S = [Z \times V_{h1}^2] / [B \times g]$$

Donde :

- * g : Aceleración de la gravedad ; (m/s²)
- * Z/B : Pendiente de la rejilla ; (m/m) o (Grados)
- * V_{h1} : Velocidad de llegada a la rejilla ; (m/s)
- * S : Distancia a la cual comienza a ingresar el agua a la rejilla ; (m)

TABLA N° 2 " ENTRADA DEL AGUA EN LA REJILLA "

Ítem	Caudal aforado.	Caudal calculado
g (m/s ²)	9,80	9,80
Z/B (m/m)	1/6	1/6
V _{h1} (m/s)	1,96	2,46
S (m)	0,07	0,10

CHEQUEO HIDRAULICO REJILLA DE CAPTACION VEREDA EL CAPIRO
(Metodología de Nyerges)

1. PARAMETROS Y DATOS DE DISEÑO

Caudal aforado	7,00 l/s	
Longitud de la rejilla	0,50 m	medido en sentido perpendicular al flujo de agua
Ancho de la rejilla	0,26 m	
Inclinación de la rejilla	10 °	Cumple RAS 2000
Numero de las barras	20,00	
Diametro de barras Ø 1/2"	0,013 m	
Espaciamiento entre barras (E)	0,01 m	

2. CAUDAL REAL CAPTADO POR LA REJILLA

Teniendo las dimensiones de la rejilla se calcula el caudal que pasa por esta:

$$Q_{\text{real}} = \{ [c \times e \times b^{2/3} (2 \times g)^{1/2} \times L] / [C^{-1/3}] \}^{3/2}$$

Donde :	* L : Longitud de la rejilla de captación ; (m)	L = 0,50
	* C' : Constante ecuación de vert. rectangular	C' = 1,84
	* e : Relación de vacios	e = 0,480
	* c : Constante Simon Arocha	c = 0,440
	* b : Ancho de la rejilla de captación ; (m)	b = 0,26
	* g : Aceleración de la gravedad ; (m/s ²)	g = 9,81
	* Q : Caudal real de captación ; (L/s)	Q = 61,28

Se verifica que se cumpla la relación:
Q_{real} > Q ;

OK, relación de caudales

3. CALCULO DE LA VELOCIDAD EFECTIVA ENTRE BARRAS

Se calcula la velocidad entre las barras de rejilla conforme a lo estipulado en el RAS 2000 Numeral B.4.4.5.5, con la finalidad de verificar que dicha velocidad no genere arrastre de material retenido. Para llevar a cabo lo anterior, se usarán los datos del ancho de la reja, espaciamento, y diámetro de las barras.

$$Av = [((Nb \times E) + E) \times b] ; V_R = Q / e \times Av$$

Donde :	* Av : Área efectiva entre barras ; (m ²)	Av = 0,064	
	* e : Relación de vacios	e = 0,480	
	* Q : Caudal de captación ; (L/s)	Q = 61,28	7,0 0
	* V _R : Velocidad efectiva entre barras ; (m/s)	V _R = 0,01	0,0 01
	* Verificación de la velocidad ; V _R ≤ 0,15m/s	OK cumple RAS 2000	

4. DISTANCIA A LA CUAL ENTRA EL AGUA A LA ESTRUCTURA DE CAPTACIÓN

Se considera que el agua tiene un comportamiento similar al de un chorro en caída libre, por lo cual se verificará la distancia a la cual comienza a caer el agua en la estructura; inicialmente obteniendo la velocidad de llegada a la rejilla y posteriormente la distancia a la que entra el agua en la reja.

4.1 Velocidad de llegada a la rejilla

Se calcula la velocidad de llegada en la rejilla para el caudal aforado y el calculado, por medio de las siguientes expresiones:

$$H = [q / C]^{2/3} ; q = Q / L ; q = [h_1 \times (2 \times g \times (H - h_1))^{1/2}] ; V_{h1} = [2 \times g \times (H - h_1)]^{1/2}$$

Donde :	* q : Descarga por metro lineal de vertedero; (m ³ /s-m)
	* C : Coeficiente de la ecuación
	* Q : Caudal de descarga; (m ³ /s)
	* L : Ancho del vertedero de captación; (m)
	* H : Carga sobre la cresta aguas arriba del vertedero ; (m)
	* g : Aceleración de la gravedad ; (m/s ²)
	* h ₁ : Altura lámina de agua en vertedero de captación ; (m)
	* V _{h1} : Velocidad de llegada a la rejilla ; (m/s)

TABLA Nº 1 " VELOCIDAD DE LLEGADA A LA REJILLA "

Ítem	Caudal aforado.	Caudal calculado
Q (m ³ /s)	0,007	0,06
L (m)	0,50	0,50
q (m ³ /m-s)	0,014	0,123
C	1,3	1,3
H (m)	0,049	0,207
g (m/s ²)	9,80	9,80
h ₁ (m)	0,009	0,249
V _{h1} (m/s)	0,88	#¡NUM!

4.2 Distancia de entrada del agua

Para conocer la distancia a la cual ingresa el agua a la estructura de captación, se tiene en cuenta el ancho de la rejilla. Se adoptan los valores de las zonas de aproximación a la estructura. El procedimiento descrito, se realiza para los dos caudales considerados.

$$S = [Z \times V_{h1}^2] / [B \times g]$$

- Donde :
- * g : Aceleración de la gravedad ; (m/s²)
 - * Z/B : Pendiente de la rejilla ; (m/m) o (Grados)
 - * V_{h1} : Velocidad de llegada a la rejilla ; (m/s)
 - * S : Distancia a la cual comienza a ingresar el agua a la rejilla ; (m)

TABLA Nº 2 " ENTRADA DEL AGUA EN LA REJILLA "

Ítem	Caudal aforado.	Caudal calculado
g (m/s ²)	9,80	9,80
Z/B (m/m)	1/6	1/6
V _{h1} (m/s)	0,88	0,249
S (m)	0,01	0,19

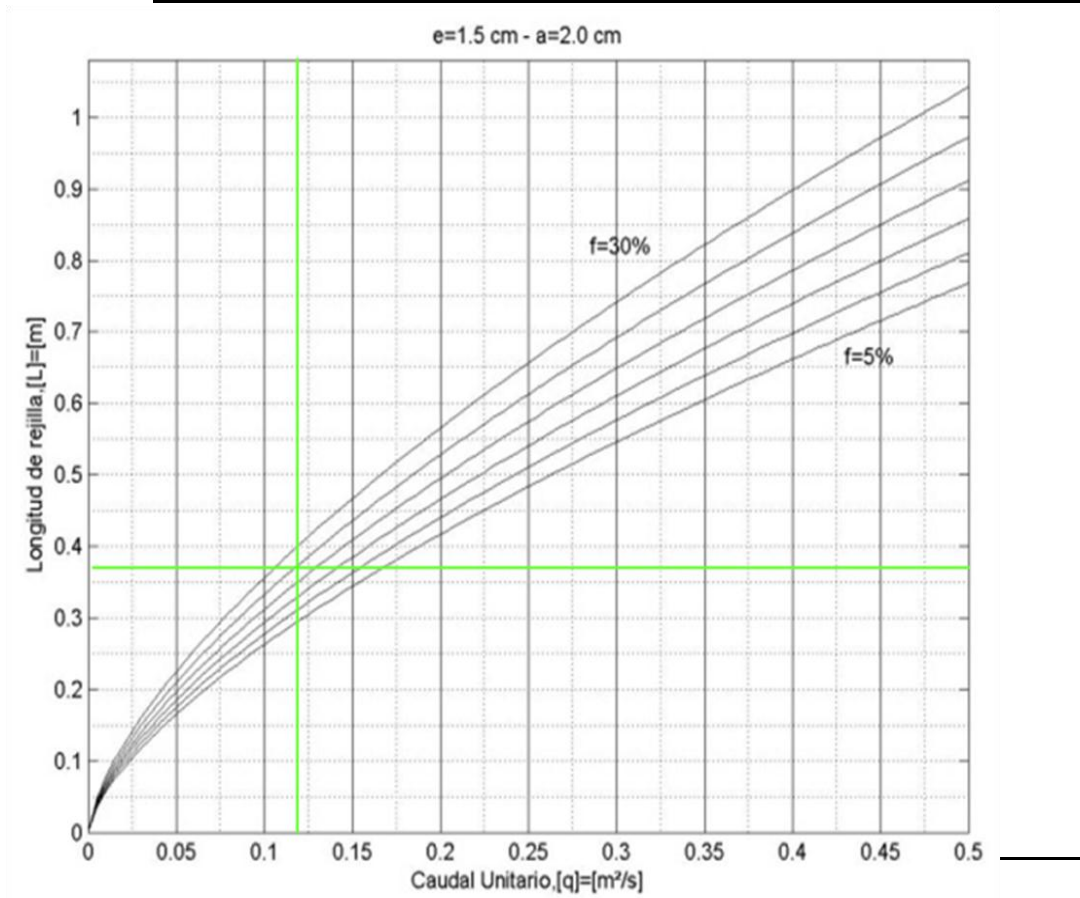
**CHEQUEO HIDRÁULICO DE LA
BOCATOMA SOBRE LA QUEBRADA BARBACOAS DEL MUNICIPIO DE MARINILLA
METODO DE MOSTKOW**

1. PARAMETROS Y DATOS DE DISEÑO

e = Espesor de barras de la reja,	e =	1,25	cm
a = Espaciamiento entre las barras de la reja,	a =	2	cm
Θ = Inclinacion de la reja,	Θ =	10 °	
F _o = Factor de obturación,	F _o =	25,0 %	
b = Ancho total de la reja,	b =	0,7	m
Q = Caudal captado por la reja,	Q =	0,085	m ³ /s
q ₀ = Caudal unitario sobre la rejilla,	q ₀ =	0,12	m ² /s

2. CALCULO LONGITUD DE REJILLA

Figura 1 Longitud de la rejilla (L), en terminos del caudal unitario (q) que pasa sobre ellas según Mostkow



experimentales para el flujo sobre rejillas, según Mostkow (1959)		De Barras paralelas	De placa perforada
C_v	Horizontal	1,550	1,634
	Pendiente 1 : 5	1,550	1,528
Y_0 / E_0	Horizontal	0,509	0,594
	Pendiente 1 : 5	0,449	0,496
α'	Horizontal	0,850	0,970
	Pendiente 1 : 5	0,615	0,750
E_0 / E_L	Horizontal	0,640	0,815
	Pendiente 1 : 5	0,609	1,130
C_d	Horizontal	0,497	0,800
	Pendiente 1 : 5	0,435	0,750

E_0 = Energía específica del flujo a la entrada de la reja, $E_0 = 0,747 \times q_0^{2/3}$

$$E_0 = 0,183 \text{ m}$$

Y_0 = Profundidad del flujo a la entrada de la reja, $Y_0 = 0,371 \times q_0^{2/3}$

$$Y_0 = 0,091 \text{ m}$$

L_m = Longitud mínima necesaria para desviar todo el caudal (tomada de la Figura 1)

$$L_m = 0,37 \text{ m}$$

3. CALCULO DEL CAUDAL CAPTADO A TRAVÉS DE LA REJILLA

m = Coeficiente global de descarga, $m = (Y_0 / L_m) \times [1 - \alpha' \times (Y_0 / E_0)]^{(1/2)}$

$$m = 0,205$$

Y_L = Profundidad del flujo al final de la reja, $[Y_L \times (1 - 1,339 \times Y_L \times q_0^{(-2/3)})^{(1/2)}] - [0,309 \times q_0^{(-2/3)} - (m \times L_m) = 0$

Se asume $Y_L = 0,000 \text{ m}$

$-0,00003 \text{ OK, } Y_L \text{ correcto}$

$$q_r = q_0 \times \left[1 - 3,2363 \times \frac{q_0^{(-2/3)} \times Y_L \times \{ 1 - ((1,339 \times Y_L) / q_0^{(2/3)}) \}^{(1/2)}}{q_0^{(2/3)}} \right]$$

$$q_r = 0,122 \quad \text{m}^2/\text{s}$$

4. PERFIL DE FLUJO SOBRE LA REJILLA

x = Distancia sobre la reja,

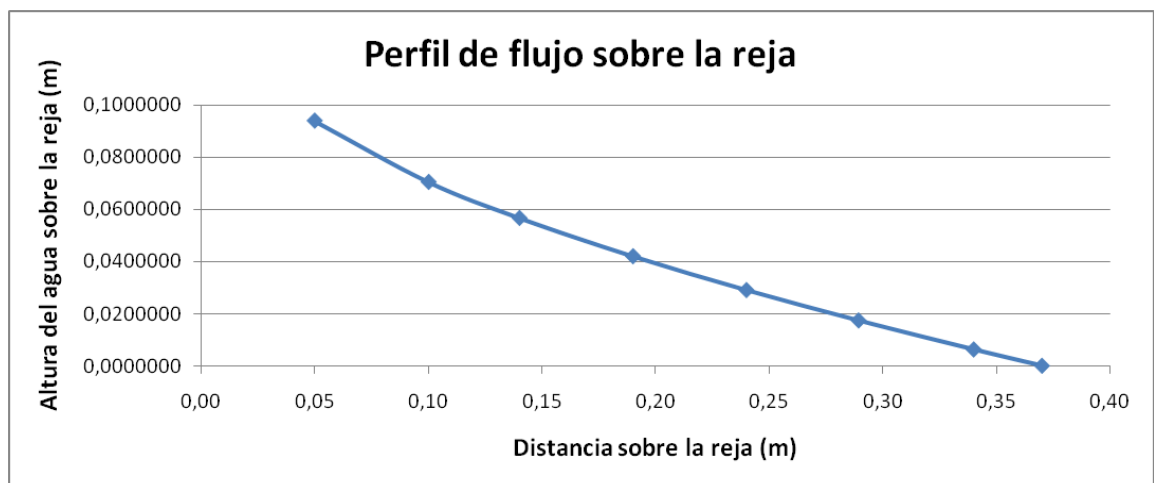
$$x = (1/m) \times \{ 0,8336 \times Y_0 - [Y \times (1 - (Y/E_0))^{(1/2)}] \}$$

Y = Altura del agua sobre la reja,

$$Y = 0,0 \quad \text{m}$$

$$x = 0,37 \quad \text{m}$$

x (m)	y (m)
0,05	0,0941071
0,10	0,0705829
0,14	0,0567455
0,19	0,0420398
0,24	0,0290742
0,29	0,0173996
0,34	0,0062732
0,37	0,0000000



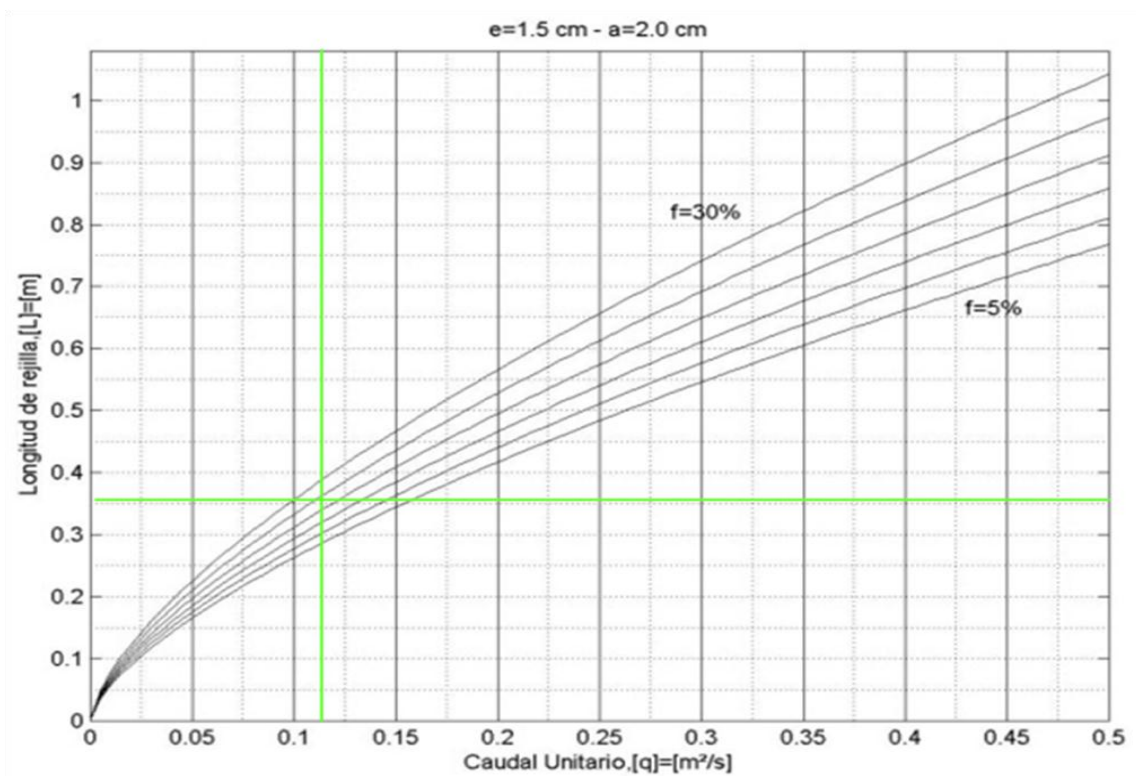
**CHEQUEO HIDRÁULICO DE LA
BOCATOMA SOBRE LA QUEBRADA LA BOLSA DEL MUNICIPIO DE MARINILLA
METODO DE MOSTKOW**

1. PARAMETROS Y DATOS DE DISEÑO

e = Espesor de barras de la reja,	e =	1,25	cm
a = Espaciamiento entre las barras de la reja,	a =	2	cm
Θ = Inclinacion de la reja,	Θ =	10 °	
F _o = Factor de obturación,	F _o =	25,0 %	
b = Ancho total de la reja,	b =	0,7	m
Q = Caudal captado por la reja,	Q =	0,08	m ³ /s
q ₀ = Caudal unitario sobre la rejilla,	q ₀ =	0,11	m ² /s

2. CALCULO LONGITUD DE REJILLA

Figura 1 Longitud de la rejilla (L), en terminos del caudal unitario (q) que pasa sobre ellas según de Mostkow



Valores experimentales para el flujo sobre rejillas, según Mostkow (1959)	Inclinación	Tipo de reja	
		De Barras paralelas	De placa perforada
C_v	Horizontal	1,550	1,634
	Pendiente 1 : 5	1,550	1,528
Y_0 / E_0	Horizontal	0,509	0,594
	Pendiente 1 : 5	0,449	0,496
α'	Horizontal	0,850	0,970
	Pendiente 1 : 5	0,615	0,750
E_0 / E_L	Horizontal	0,640	0,815
	Pendiente 1 : 5	0,609	1,130
C_d	Horizontal	0,497	0,800
	Pendiente 1 : 5	0,435	0,750

E_0 = Energía específica del flujo a la entrada de la reja, $E_0 = 0,747 \times q_0^{2/3}$

$$E_0 = 0,176 \text{ m}$$

Y_0 = Profundidad del flujo a la entrada de la reja, $Y_0 = 0,371 \times q_0^{2/3}$

$$Y_0 = 0,087 \text{ m}$$

L_m = Longitud mínima necesaria para desviar todo el caudal (tomada de la Figura 1)

$$L_m = 0,36 \text{ m}$$

3. CALCULO DEL CAUDAL CAPTADO A TRAVÉS DE LA REJILLA

m = Coeficiente global de descarga, $m = (Y_0 / L_m) \times [1 - \alpha' \times (Y_0 / E_0)]^{(1/2)}$

$$m = 0,202$$

Y_L = Profundidad del flujo al final de la reja, $[Y_L \times (1 - 1,339 \times Y_L \times q_0^{(-2/3)})^{(1/2)}] - [0,309 \times q_0^{(-2/3)} - (m \times L_m) = 0$

Se asume $Y_L = -0,001 \text{ m}$

-0,00093 OK, YL correcto

$$q_r = q_0 \times \left[1 - 3,2363 \times \frac{q_0^{(-2/3)} \times Y_L \times \{ 1 - ((1,339 \times Y_L) / q_0^{(2/3)}) \}^{(1/2)}}{q_0^{(2/3)}} \right]$$

$$q_r = 0,116 \quad \text{m}^2/\text{s}$$

4. PERFIL DE FLUJO SOBRE LA REJILLA

x = Distancia sobre la reja,

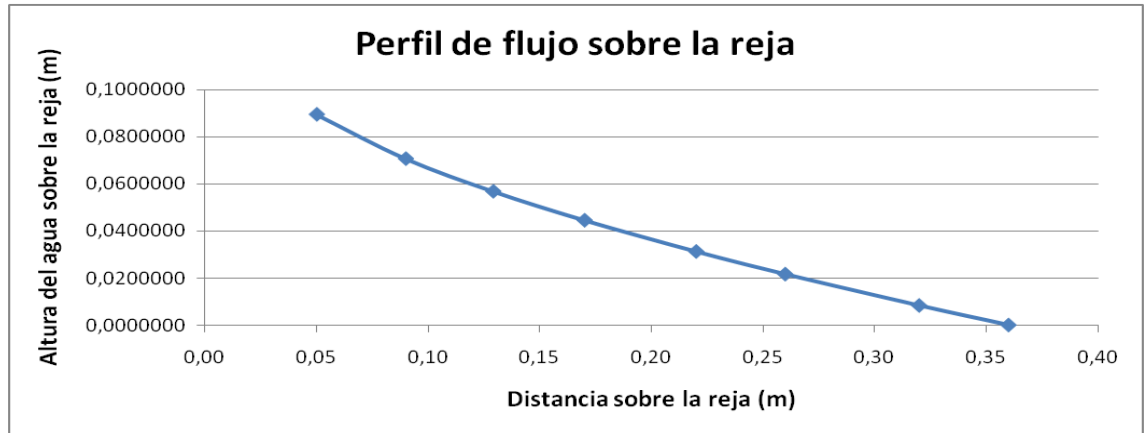
$$x = (1 / m) \times \{ 0,8336 \times Y_0 - [Y \times (1 - (Y / E_0))^{(1/2)}] \}$$

Y = Altura del agua sobre la reja,

$$Y = 0,0 \quad \text{m}$$

$$x = 0,36 \quad \text{m}$$

x (m)	y (m)
0,05	0,0893874
0,09	0,0705895
0,13	0,0567314
0,17	0,0444451
0,22	0,0312153
0,26	0,0216120
0,32	0,0083055
0,36	0,0000000



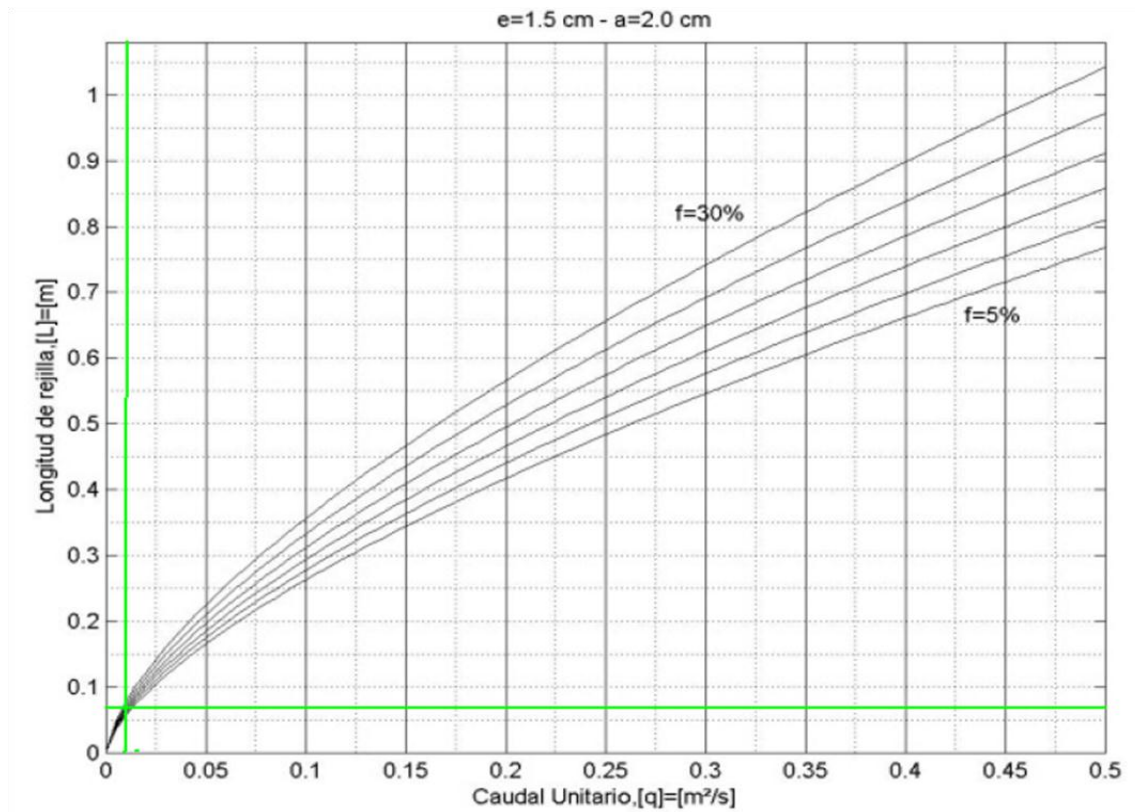
**CHEQUEO HIDRÁULICO DE LA
BOCATOMA SOBRE LA QUEBRADA LA BOLSA DEL MUNICIPIO DE MARINILLA
METODO DE MOSTKOW**

1. PARAMETROS Y DATOS DE DISEÑO

e = Espesor de barras de la reja,	e =	1,25	cm
a = Espaciamiento entre las barras de la reja,	a =	2	cm
Θ = Inclinacion de la reja,	Θ =	10 °	
F _o = Factor de obturación,	F _o =	25,0 %	
b = Ancho total de la reja,	b =	0,5	m
Q = Caudal captado por la reja,	Q =	0,007	m³/s
q ₀ = Caudal unitario sobre la rejilla,	q ₀ =	0,01	m²/s

2. CALCULO LONGITUD DE REJILLA

Figura 1 Longitud de la rejilla (L), en terminos del caudal unitario (q) que pasa sobre ellas según de Mostkow



Valores experimentales para el flujo sobre rejillas, según Mostkow (1959)	Inclinación	Tipo de reja	
		De Barras paralelas	De placa perforada
C_v	Horizontal	1,550	1,634
	Pendiente 1 : 5	1,550	1,528
Y_0 / E_0	Horizontal	0,509	0,594
	Pendiente 1 : 5	0,449	0,496
α'	Horizontal	0,850	0,970
	Pendiente 1 : 5	0,615	0,750
E_0 / E_L	Horizontal	0,640	0,815
	Pendiente 1 : 5	0,609	1,130
C_d	Horizontal	0,497	0,800
	Pendiente 1 : 5	0,435	0,750

E_0 = Energía específica del flujo a la entrada de la reja, $E_0 = 0,747 \times q_0^{2/3}$

$$E_0 = 0,043 \text{ m}$$

Y_0 = Profundidad del flujo a la entrada de la reja, $Y_0 = 0,371 \times q_0^{2/3}$

$$Y_0 = 0,022 \text{ m}$$

L_m = Longitud mínima necesaria para desviar todo el caudal (tomada de la Figura 1)

$$L_m = 0,07 \text{ m}$$

3. CALCULO DEL CAUDAL CAPTADO A TRAVÉS DE LA REJILLA

m = Coeficiente global de descarga, $m = (Y_0 / L_m) \times [1 - \alpha' \times (Y_0 / E_0)]^{(1/2)}$

$$m = 0,276$$

Y_L = Profundidad del flujo al final de la reja, $[Y_L \times (1 - 1,339 \times Y_L \times q_0^{(-2/3)})^{(1/2)}] - [0,309 \times q_0^{(-2/3)} - (m \times L_m) = 0$

Se asume $Y_L = -0,001 \text{ m}$

$-0,00097 \text{ OK, } Y_L \text{ correcto}$

$$q_r = q_0 \times \left[1 - 3,2363 \times \frac{q_0^{(-2/3)} \times Y_L \times \{ 1 - ((1,339 \times Y_L) / q_0^{(2/3)}) \}^{(1/2)}}{q_0^{(2/3)}} \right]$$

$$q_r = 0,015 \quad \text{m}^2/\text{s}$$

4. PERFIL DE FLUJO SOBRE LA REJILLA

x = Distancia sobre la reja,

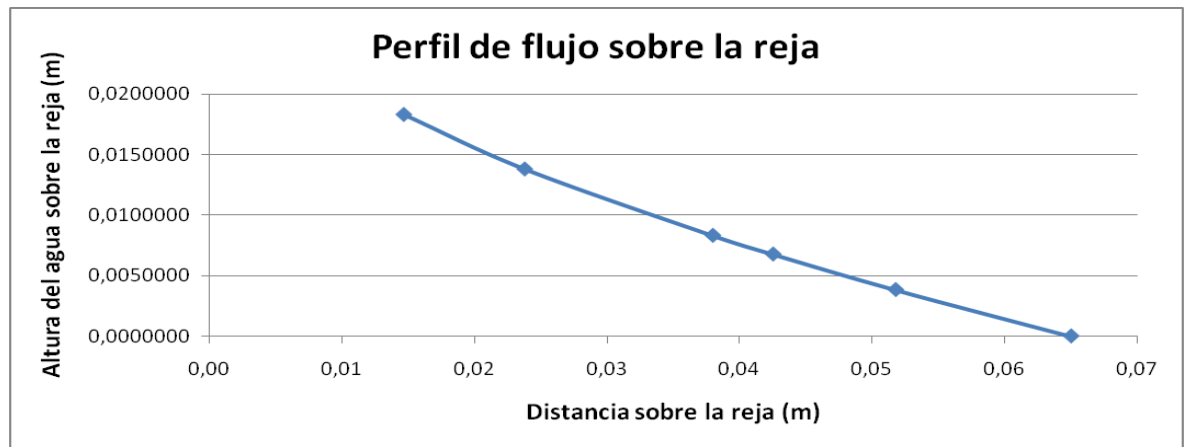
$$x = (1/m) \times \{ 0,8336 \times Y_0 - [Y \times (1 - (Y/E_0))^{(1/2)}] \}$$

Y = Altura del agua sobre la reja,

$$Y = -0,0011897 \quad \text{m}$$

$$x = 0,07 \quad \text{m}$$

x (m)	y (m)
0,01	0,0182848
0,02	0,0137880
0,04	0,0083055
0,04	0,0067610
0,05	0,0038294
0,07	0,0000000



**CHEQUEO HIDRÁULICO DE LA
BOCATOMA SOBRE LA QUEBRADA BARBACOAS DEL MUNICIPIO DE MARINILLA
METODO DE FRANK (1956)**

L_{\min} = Longitud minima necesaria para captar el caudal deseado,

$$L_{\min} = \frac{0.846}{\mu \times \frac{a}{d} \times \cos^{3/2}(\alpha \times \sqrt{\zeta})} \times \sqrt[3]{q_0^2}$$

μ = Coeficiente de descarga de reja (depende de la geometria de la reja),

$\mu =$ **0,85**

e = Espesor de barras,

$e =$ **0,013** m

a = Espaciamiento entre barras,

$a =$ **0,02** m

d = Distancia entre ejes de las barras,

$d =$ 0,03 m

α = Inclinación de la reja,

$\alpha =$ **10 °**

b = Ancho total de la reja,

$b =$ **0,7** m

ζ = Factor de reducción,

$$2 \times \text{Cos}(\zeta \cdot \alpha) - 3 \times \zeta + 1 = 1$$

$\zeta =$ **0,662224146**

1,00

OK, ζ correcto

$L_{\min} = L_r$ = Longitud rejilla

$L_r =$ **0,55** m

Para el chequeo hidráulico de la rejilla se despeja q_0 de la primera ecuación, con el fin de obtener el caudal que puede captar la rejilla existente

$$q_0 = 0,48229199 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$Q = 337,604392 \text{ l/s}$$

**CHEQUEO HIDRÁULICO DE LA
BOCATOMA SOBRE LA QUEBRADA BARBACOAS DEL MUNICIPIO DE MARINILLA
METODO DE FRANK (1956)**

L_{\min} = Longitud mínima necesaria para captar el caudal deseado,

$$L_{\min} = \frac{0.846}{\mu \times \frac{a}{d} \times \cos^{3/2}(\alpha \times \sqrt{\zeta})} \times \sqrt[3]{q_0^2}$$

μ = Coeficiente de descarga de rejilla (depende de la geometría de la rejilla),

$$\mu = \mathbf{0,85}$$

e = Espesor de barras,

$$e = \mathbf{0,013} \text{ m}$$

a = Espaciamiento entre barras,

$$a = \mathbf{0,02} \text{ m}$$

d = Distancia entre ejes de las barras,

$$d = 0,03 \text{ m}$$

α = Inclinación de la rejilla,

$$\alpha = \mathbf{10^\circ}$$

b = Ancho total de la rejilla,

$$b = \mathbf{0,7} \text{ m}$$

ζ = Factor de reducción,

$$2 \times \cos(\zeta \cdot \alpha) - 3 \times \zeta + 1 = 1$$

$$\zeta = 0,662224146$$

1,00

OK, ζ correcto

$L_{\min} = L_r =$ Longitud rejilla

$L_r = 0,55$ m

Para el chequeo hidráulico de la rejilla se despeja q_0 de la primera ecuación, con el fin de obtener el caudal que puede captar la reja existente

$$q_0 = 0,48229199 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$Q = 337,604392 \text{ l/s}$$

**CHEQUEO HIDRÁULICO DE LA
BOCATOMA SOBRE LA QUEBRADA BARBACOAS DEL MUNICIPIO DE MARINILLA
METODO DE FRANK (1956)**

L_{\min} = Longitud mínima necesaria para captar el caudal deseado,

$$L_{\min} = \frac{0.846}{\mu \times \frac{a}{d} \times \cos^{3/2}(\alpha \times \sqrt{\zeta})} \times \sqrt[3]{q_0^2}$$

μ = Coeficiente de descarga de reja (depende de la geometría de la reja),

$$\mu = 0,85$$

e = Espesor de barras,	e =	0,013	m
a = Espaciamiento entre barras,	a =	0,02	m
d = Distancia entre ejes de las barras,	d =	0,03	m
α = Inclinación de la reja,	α =	10 °	
b = Ancho total de la reja,	b =	0,5	m
ζ = Factor de reducción,			

$$2 \times \text{Cos}(\zeta \cdot \alpha) - 3 \times \zeta + 1 = 1$$

$$\zeta = \mathbf{0,662224146}$$

1,00

OK, correcto

$L_{\min} = L_r =$ Longitud rejilla

$$L_r = \mathbf{0,26} \quad \text{m}$$

Para el chequeo hidraulico de la rejilla se despeja q_0 de la primera ecuacion, con el fin de obtener el caudal que puede captar la reja existente

$$q_0 = 0,29267378 \quad \text{m}^2/\text{s}$$

$$Q = 146,336891 \quad \text{l/s}$$

REVISIÓN CAPACIDAD HIDRÁULICA DE LA BOCATOMA BARBACOAS
(Metodología del libro de Corcho)

I. REJILLA DE CAPTACIÓN

I.1 Características de la rejilla existente

b = ancho de la reja,	b = 0,7 m
e _b = espacio entre barras,	e _b = 0,02 m
Ø _b = diámetro de barras,	d _b = 0,0125 m
e _e = espacio entre ejes de barras,	e _e = 0,0325 m
Ø _b = diámetro de barras, en pulgadas	Ø _b = 0,5 pulg
N _b = número de barras,	N _b = 21 un
e = relación de vacíos en la reja, e = ((N _b +1) × e _b)/b =	0,62 adimensional
a = ángulo de la reja	a = 10 Grados
C = coeficiente de descarga, bocatoma sumergida	C = 0,435

I.2 Caudal de chequeo

Caudal de chequeo = **85 l/s**

I.3 Longitud de la rejilla cuando se toma todo el caudal de entrada

Caudal de entrada **85,0 l/s**

I.3.1 Profundidad crítica Y_c para caudal de entrada

q₁ = Gasto por metro, **q₁ = 121,4 l/s-m**

Y_c = Profundidad crítica,

$$\boxed{y_c = \sqrt[3]{q_1^2 / g}}$$

Y_c = 0,1145 m

I.3.2 Velocidad Crítica

$$\boxed{V_c = \sqrt{g \cdot y_c}}$$

$$V_c = 1,0601 \text{ m/s}$$

1.3.3 Cálculo de altura del agua al inicio

Se supone un Y_1

$$Y_1 = 0,086 \text{ m}$$

Energía específica

$$E = y_1 + \frac{V_1^2}{2g}$$

$$E = 0,1432 \text{ m}$$

Relación Y_1/E

$$Y_1/E = 0,6000 \text{ OK}$$

adi
m

De datos experimentales literatura

$$Y_1/Y_c = 0,7499 \text{ OK}$$

adi
m

$$Y_1 = 0,086 \text{ m}$$
$$Y_1 \text{ supuesto} - Y_1 \text{ calculado} = 0 \text{ OK}$$

Chequeo Y_1 supuesta

1.3.4 longitud de la rejilla requerida para caudal de diseño

Utilizando la siguiente expresión, para una captación total del caudal que pasa por el vertedero.

$$L_r = \frac{E}{eC} \left[\frac{Y_1}{E} \sqrt{1 - \frac{Y_1}{E}} \right]$$

$$L = 0,20 \text{ m}$$

Nota:

La captación actual cumple para el caudal de diseño.

Este es el caudal máximo que se puede captar con la rejilla existente.

2. VERTEDERO CENTRAL

Se revisará la altura de la lámina de agua sobre el vertedero central de la captación, para condiciones de caudal máximo que pasa por la reja. Se utilizará la fórmula de Francis.

$$H = [Q_c / (1,84 \times b)]^{2/3}$$

Donde:

Q_c = caudal máximo de captación, Q_c =	0,0850 m ³ /s
b = ancho de la cresta del vertedero, b =	0,70 m
H = altura del agua sobre el vertedero, H =	0,1633 m

Lo anterior indica que la lámina de agua sobre el vertedero central, captando el caudal máximo, es igual a: 16,33 cm

REVISIÓN CAPACIDAD HIDRÁULICA DE LA BOCATOMA LA BOLSA (Metodología del libro de Corcho)

I. REJILLA DE CAPTACIÓN

I.1 Características de la rejilla existente

b = ancho de la reja,	b = 0,7 m
e_b = espacio entre barras,	e_b = 0,02 m
\varnothing_b = diámetro de barras,	d_b = 0,0125 m
e_e = espacio entre ejes de barras,	e_e = 0,0325 m
\varnothing_b = diámetro de barras, en pulgadas	\varnothing_b = 0,5 pulg
N_b = número de barras,	N_b = 21 un
e = relación de vacíos en la reja, $e = ((N_b+1) \times e_b)/b$ =	0,62 adimensional
a = ángulo de la reja	a = 10 Grados
C = coeficiente de descarga, bocATOMA sumergida	C = 0,435

I.2 Caudal de chequeo

Caudal de chequeo = **80 l/s**

1.3 Longitud de la rejilla cuando se toma todo el caudal de entrada

Caudal de entrada 80,0 l/s

1.3.1 Profundidad crítica Y_c para caudal de entrada

q_1 = Gasto por metro, $q_1 = 114,3$ l/s-m

Y_c = Profundidad crítica,

$$\boxed{Y_c = \sqrt[3]{q_1^2/g}}$$

$Y_c = 0,1100$ m

1.3.2 Velocidad Crítica

$$\boxed{V_c = \sqrt{g \cdot Y_c}}$$

$V_c = 1,0389$ m/s

1.3.3 Cálculo de altura del agua al inicio

Se supone un Y_1 $Y_1 = 0,082$ m

Energía específica

$$\boxed{E = y_1 + \frac{V_1^2}{2g}}$$

$E = 0,1370$ m

Relación Y_1/E

$Y_1/E = 0,5985$ OK

adi
m

De datos experimentales literatura

$Y_1/Y_c = 0,7454$ OK

adi
m

Y_i = 0,082 m
Y_i supuesto - Y_i calculado = 0,0000 - 0 OK

Chequeo Y_i supuesta

1.3.4 longitud de la rejilla requerida para caudal de diseño

Utilizando la siguiente expresión, para una captación total del caudal que pasa por el vertedero.

$$L_r = \frac{E}{eC} \left[\frac{Y_1}{E} \sqrt{1 - \frac{Y_1}{E}} \right]$$

L = 0,19 m

Nota:

La captación actual cumple para el caudal de diseño.

Nota:

Este es el caudal máximo que se puede captar con la rejilla existente.

2. VERTEDERO CENTRAL

Se revisará la altura de la lámina de agua sobre el vertedero central de la captación, para condiciones de caudal máximo que pasa por la reja. Se utilizará la fórmula de Francis.

$$H = [Q_c / (1,84 \times b)]^{2/3}$$

Donde:

Q _c = caudal máximo de captación, Q _c =	0,0800 m ³ /s
b = ancho de la cresta del vertedero, b =	0,70 m
H = altura del agua sobre el vertedero, H =	0,1568 m

Lo anterior indica que la lámina de agua sobre el vertedero central, captando el caudal máximo, es igual a: 15,68 cm

REVISIÓN CAPACIDAD HIDRÁULICA DE LA BOCATOMA EL CAPIRO
(Metodología del libro de Corcho)

I. REJILLA DE CAPTACIÓN

I.1 Características de la rejilla existente

b = ancho de la reja,	b = 0,5 m
e _b = espacio entre barras,	e _b = 0,02 m
Ø _b = diámetro de barras,	d _b = 0,0125 m
e _e = espacio entre ejes de barras,	e _e = 0,032500 m
Ø _b = diámetro de barras, en pulgadas	Ø _b = 0,5 pulg
N _b = número de barras,	N _b = 14 un
e = relación de vacíos en la reja, e = ((N _b +1) x e _b)/b =	0,62 adimensional
a = ángulo de la reja	a = 10 Grados
C = coeficiente de descarga, bocatoma sumergida	C = 0,435

I.2 Caudal de chequeo

Caudal de chequeo = **7** l/s

I.3 Longitud de la rejilla cuando se toma todo el caudal de entrada

Caudal de entrada **7,0** l/s

I.3.1 Profundidad crítica Y_c para caudal de entrada

q₁ = Gasto por metro, q₁ = **14,0** l/s-m

Y_c = Profundidad crítica,

$$\boxed{y_c = \sqrt[3]{q_1^2 / g}}$$

Y_c = 0,0271 m

I.3.2 Velocidad Crítica

$$\boxed{V_c = \sqrt{g \cdot y_c}}$$

$$V_c = 0,5159 \text{ m/s}$$

1.3.3 Cálculo de altura del agua al inicio

Se supone un Y_1

$$Y_1 = 0,018 \text{ m}$$

Energía específica

$$E = y_1 + \frac{V_1^2}{2g}$$

$$E = 0,0316 \text{ m}$$

Relación Y_1/E

$$Y_1/E = 0,5702 \quad \text{OK} \quad \text{adi m}$$

De datos experimentales literatura

$$Y_1/Y_c = 0,6634 \quad \text{No, redefinir E49} \quad \text{adi m}$$

Chequeo Y_1 supuesta

$Y_1 = 0,018 \text{ m}$
$Y_1 \text{ supuesto} - Y_1 \text{ calculado} = 0 \quad \text{OK}$

1.3.4 longitud de la rejilla requerida para caudal de diseño

Utilizando la siguiente expresión, para una captación total del caudal que pasa por el vertedero.

$$L_r = \frac{E}{eC} \left[\frac{Y_1}{E} \sqrt{1 - \frac{Y_1}{E}} \right]$$

$L = 0,04 \text{ m}$

Nota:

La captación actual cumple para el caudal de diseño.

Nota:

Este es el caudal máximo que se puede captar con la rejilla existente.

2. VERTEDERO CENTRAL

Se revisará la altura de la lámina de agua sobre el vertedero central de la captación, para condiciones de caudal máximo que pasa por la reja. Se utilizará la fórmula de Francis.

$$H = [Q_c / (1,84 \times b)]^{2/3}$$

Donde:

Q_c = caudal máximo de captación, Q_c = 0,0070 m³/s

b = ancho de la cresta del vertedero, b = 0,50 m

=

H = altura del agua sobre el vertedero, **H = 0,0387 m**

Lo anterior indica que la lámina de agua sobre el vertedero central, captando el caudal máximo, es igual a: 3,87 cm

Anexo B. Diagrama del esquema de captación de Santa Fe de Antioquia.

