

EVALUACIÓN TÉCNICA DE PROYECTOS DE INVERSIÓN PARA
ACUEDUCTOS, ALCANTARILLADOS Y PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA
POTABLE Y RESIDUAL A CARGO DE LA EMPRESA EMCASERVICIOS.

JHON FERNANDO RIOS GALINDEZ



UNIVERSIDAD DEL CAUCA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIÓN
POPAYÁN
2014

EVALUACIÓN TÉCNICA DE PROYECTOS DE INVERSIÓN PARA
ACUEDUCTOS, ALCANTARILLADOS Y PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA
POTABLE Y RESIDUAL A CARGO DE LA EMPRESA EMCASERVICIOS.

JHON FERNANDO RIOS GALINDEZ

TRABAJO DE GRADO PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

DIRECTORES:

ING. JUAN CARLOS ZAMBRANO

ING. JOHN CALDERON RAMIREZ



UNIVERSIDAD DEL CAUCA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIÓN
POPAYÁN

2014

Nota de aceptación

Jurado

Jurado

Popayán, 14 de Mayo de 2014

AGRADECIMIENTOS

Agradezco sinceramente:

A Dios todo poderoso por ayudarme a cumplir esta meta.

A mis padres y hermanos por el apoyo constante.

A los directores de pasantía, Ingeniero John Calderón e Ingeniero Juan Carlos Zambrano por la colaboración, paciencia, orientación y dedicación durante el desarrollo de este trabajo.

A mis profesores, por todas las enseñanzas impartidas durante el periodo académico, para lograr ser excelente profesional.

A mis amigos y compañeros que formaron parte de esta etapa.

Al Ingeniero Carlos Alberto Muñoz por toda la colaboración prestada.

A la Universidad del Cauca, por formarme como persona íntegra y útil para la sociedad.

DEDICATORIAS

*A Dios, por darme la sabiduría para alcanzar esta meta.
A mis padres quien por su apoyo y cariño invaluable me han brindado fortaleza
para llevar a buenos términos esta etapa de mi vida.
A mis hermanos por su cariño y compañía constante.*

Jhon Fernando Ríos Galíndez

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN.....	27
1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	28
2. JUSTIFICACIÓN.....	29
3. OBJETIVOS.....	30
3.1 OBJETIVO GENERAL.....	30
3.2 OBJETIVO ESPECÍFICOS.....	30
4. ANTECEDENTES.....	31
5. MARCO TEÓRICO.....	32
6. METODOLOGÍA.....	34
6.1 Delimitación de la zona de estudio.....	34
6.2 CONSTRUCCIÓN ACUEDUCTO INTERVEREDAL TOPA, MUNICIPIO DE INZÁ.....	34
6.2.1 Diseños hidráulicos.....	34
6.2.1.1 Estudios previos.....	34
6.2.1.1.1 Nivel de complejidad.....	34
6.2.1.1.2 Periodo de diseño.....	34
6.2.1.1.3 Estimación de la población.....	35
6.2.1.1.4 Consumo.....	35
6.2.1.1.4.1 Dotación neta.....	35
6.2.1.1.4.2 Dotación bruta.....	35

6.2.1.1.5 Caudales.....	35
6.2.1.1.5.1 Caudal medio diario.....	35
6.2.1.1.5.2 Caudal máximo diario.....	36
6.2.1.1.5.3 Caudal máximo horario.....	36
6.2.1.2 Diseño de la captación.....	36
6.2.1.2.1 Vertedero central.....	37
6.2.1.2.2 Vertedero de crecientes.....	37
6.2.1.2.3 Diseño de la rejilla.....	37
6.2.1.2.4 Canal colector.....	38
6.2.1.2.5 Cámara de derivación.....	39
6.2.1.2.6 Tubería de excesos.....	39
6.2.1.2.7 Aliviadero.....	39
6.2.1.2.8 Pozo de amortiguación.....	40
6.2.1.3 Diseño de la línea de aducción.....	41
6.2.1.4 Diseño del desarenador.....	42
6.2.1.4.1 Velocidad de asentamiento vertical.....	42
6.2.1.4.2 Tiempo de retención hidráulico.....	42
6.2.1.4.3 Capacidad del desarenador.....	42
6.2.1.4.4 Superficie del desarenador.....	43
6.2.1.4.5 Chequeo del área requerida.....	43
6.2.1.4.6 Dimensionamiento.....	43
6.2.1.4.7 Vertedero de excesos.....	43
6.2.1.4.8 Orificios de salida.....	43

6.2.1.4.9 Vertedero de salida.....	44
6.2.1.4.10 Diseño de la zona de salida.....	44
6.2.1.4.11 Diseño de la zona de lodos.....	45
6.2.1.5 Conducción desarenador a tanque de almacenamiento.....	46
6.2.1.5.1 Caudal de diseño.....	46
6.2.1.5.2 Método de cálculo hidráulico.....	46
6.2.1.5.3 Ecuaciones para cálculos de pérdidas.....	46
6.2.1.5.4 Viscosidad del agua.....	47
6.2.1.5.5 Rugosidad absoluta.....	47
6.2.1.5.6 Pérdidas menores.....	47
6.2.1.5.7 Diámetros mínimos.....	47
6.2.1.5.8 Presión interna de diseño.....	47
6.2.1.5.9 Velocidad mínima.....	48
6.2.1.5.10 Velocidad máxima.....	48
6.2.1.6 Diseño del tanque de almacenamiento.....	50
6.2.1.6.1 Periodo de diseño.....	50
6.2.1.6.2 Número mínimo de tanques.....	50
6.2.1.6.3 Caudal de diseño.....	50
6.2.1.6.4 Volumen del tanque.....	50
6.2.1.7 Diseño de la red de distribución.....	52
6.2.1.7.1 Caudal de diseño.....	52
6.2.1.7.2 Presiones mínimas.....	52
6.2.1.7.3 Presiones máximas.....	52

6.2.1.7.4 Diámetro mínimo.....	53
6.2.1.8 Calidad del agua de la fuente.....	53
6.2.2 Estudios geotécnicos.....	54
6.2.2.1 Exploración de campo.....	54
6.2.2.2 Número mínimo de sondeos.....	54
6.2.2.3 Profundidad de los sondeos.....	54
6.2.2.4 Ensayos de laboratorio.....	55
6.2.2.5 Estudio geotécnico definitivo.....	55
6.2.2.5.1 Proyecto.....	55
6.2.2.5.2 Subsuelo.....	55
6.2.2.5.3 Recomendaciones para diseño.....	55
6.2.2.5.4 Anexos.....	56
6.2.3 Diseño estructural.....	56
6.2.3.1 Diseño estructural de la bocatoma.....	56
6.2.3.1.1 Determinación de fuerzas y estabilidad de la estructura.....	56
6.2.3.2 Diseño estructural de desarenadores, tanques y cámaras de quiebre.....	57
6.2.3.2.1 Determinación de fuerzas actuantes.....	57
6.2.3.2.2 Resistencia de diseño.....	57
6.2.3.2.3 Refuerzo mínimo.....	58
6.2.3.2.3.1 Refuerzo para retracción y temperatura.....	58
6.2.3.2.3.2 Refuerzo longitudinal.....	58
6.2.3.2.4 Separación entre barras.....	58

6.2.3.2.4.1 Separación refuerzo longitudinal.....	58
6.2.3.2.4.2 Separación refuerzo retracción y temperatura.....	58
6.2.3.2.5 Espesor de losa.....	59
6.2.3.2.6 Recubrimiento del refuerzo.....	59
6.2.4 Planos.....	59
6.2.4.1 Planos hidráulicos.....	59
6.2.4.1.1 Referenciación planimétrica y altimétrica por el IGAC o en su defecto por sistemas de posicionamiento geodésico o satelital.....	59
6.2.4.1.2 Características y propiedades mínimas de los materiales a utilizar en la construcción.....	59
6.2.4.1.3 Detalles de conexiones, empalmes, juntas y demás casos que merecen explicación particular.....	59
6.2.4.1.4 Identificación de las redes existentes de acueducto, alcantarillado, gas, energía y telecomunicaciones.....	60
6.2.4.1.5 Descripción del nivel de complejidad del sistema.....	60
6.2.4.1.6 Cuadro de elementos.....	60
6.2.4.1.7 Dimensiones.....	60
6.2.5 Análisis de precios unitarios.....	60
6.2.5.1 Equipo y herramienta.....	61
6.2.5.2 Materiales.....	61
6.2.5.3 Mano de obra.....	61
6.2.6 Presupuesto.....	62
6.2.6.1 Bocatoma.....	62
6.2.6.1.1 Cantidad.....	62
6.2.6.1.2 Precios unitarios.....	62

6.2.6.1.3 Costo total de la estructura.....	62
6.2.6.2 Desarenador.....	63
6.2.6.2.1 Cantidades.....	63
6.2.6.2.2 Precios unitarios.....	63
6.2.6.2.3 Costo total de la estructura.....	63
6.2.6.3 Tanques de almacenamiento.....	63
6.2.6.3.1 Cantidades.....	63
6.2.6.3.2 Precios unitarios.....	63
6.2.6.3.3 Costo total de la estructura.....	63
6.2.6.4 Cámaras de quiebre y de reparto.....	64
6.2.6.4.1 Cantidades.....	64
6.2.6.4.2 Precios unitarios.....	64
6.2.6.4.3 Costo total de la estructura.....	64
6.2.6.5 Red de conducción y distribución.....	64
6.2.6.5.1 Cantidades.....	64
6.2.6.5.2 Precios unitarios.....	65
6.2.6.5.3 Costo total de la estructura.....	65
6.2.6.6 Costos totales.....	65
6.2.6.6.1 Total costos directos de obra.....	65
6.2.6.6.2 Total costos directos de suministros.....	65
6.2.6.6.3 Administración, imprevistos y utilidad (AIU).....	65
6.2.6.6.3.1 Administración.....	65
6.2.6.6.3.2 Imprevistos.....	65

6.2.6.6.3.3 Utilidad.....	66
6.2.6.6.4 Valor total de la obra.....	66
6.2.6.6.5 Valor total obra y suministros.....	66
6.2.6.6.6 Interventoría de obra.....	66
6.2.6.6.7 Interventoría de suministros.....	66
6.2.6.7.7 Costo total del proyecto.....	66
6.3 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE LA VEGA.....	67
6.3.1 Diseños Hidráulicos.....	67
6.3.1.1 Estudios previos.....	67
6.3.1.1.1 Nivel de complejidad.....	67
6.3.1.1.2 Periodo de diseño.....	67
6.3.1.1.3 Estimación de la población.....	67
6.3.1.1.4 Consumo.....	67
6.3.1.1.4.1 Dotación neta.....	68
6.3.1.1.4.2 Dotación bruta.....	68
6.3.1.1.5 Caudales.....	68
6.3.1.1.5.1 Caudal medio diario.....	68
6.3.1.1.5.2 Caudal máximo diario.....	68
6.3.1.1.5.3 Caudal máximo horario.....	68
6.3.1.2 Filtración en múltiples etapas (FiME).....	69
6.3.1.2.1 Filtro grueso dinámico (FGDi).....	69
6.3.1.2.1.1 Velocidad de filtración.....	69
6.3.1.2.1.2 Velocidad de lavado.....	69

6.3.1.2.1.3	Altura del agua sobrenadante.....	69
6.3.1.2.1.4	Composición del medio filtrante.....	69
6.3.1.2.1.5	Sistema de drenaje.....	70
6.3.1.2.1.5.1	Caudal del lavado.....	70
6.3.1.2.1.5.2	Perdidas por lecho filtrante.....	70
6.3.1.2.1.5.3	Pérdidas por tubería principal y lateral.....	70
6.3.1.2.1.5.4	Pérdidas por accesorios.....	71
6.3.1.2.1.6	Estructura de entrada.....	71
6.3.1.2.1.6.1	Cámara de aquietamiento.....	71
6.3.1.2.1.6.2	Canal de aproximación y aforo.....	71
6.3.1.2.1.6.3	Caja posterior al vertedero de reparto.....	71
6.3.1.2.1.6.4	Cámara de entrada a los FGDi.....	72
6.3.1.2.1.7	Cámara de excesos.....	72
6.3.1.2.1.8	Cámara de válvulas y lavado.....	72
6.3.1.2.2	Filtro grueso ascendente en capas (FGAC).....	72
6.3.1.2.2.1	Velocidad de filtración.....	72
6.3.1.2.2.2	Composición del medio filtrante.....	72
6.3.1.2.2.3	Sistema de drenaje.....	73
6.3.1.2.2.3.1	Caudal de lavado.....	73
6.3.1.2.2.3.2	Pérdidas por lecho filtrante.....	73
6.3.1.2.2.3.3	Pérdidas por tubería principal y lateral.....	73
6.3.1.2.2.3.4	Pérdidas por accesorios.....	74
6.3.1.2.2.4	Estructura de entrada.....	74

6.3.1.2.2.4.1 Cámara de aquietamiento.....	74
6.3.1.2.2.4.2 Canal de aproximación y aforo.....	74
6.3.1.2.2.4.3 Cámara de entrada a los FGAC.....	74
6.3.1.2.2.5 Cámara de agua filtrada.....	74
6.3.1.2.2.6 Cámara de válvulas.....	75
6.3.1.2.3 Filtro lento en arena (FLA).....	75
6.3.1.2.3.1 Velocidad de filtración.....	75
6.3.1.2.3.2 Composición del lecho filtrante.....	75
6.3.1.2.3.3 Altura del agua sobre el lecho.....	75
6.3.1.2.3.4 Sistema de drenaje.....	76
6.3.1.2.3.4.1 Pérdidas por lecho filtrante.....	76
6.3.1.2.3.4.2 Pérdidas por tubería principal y lateral.....	76
6.3.1.2.3.4.3 Pérdidas por accesorios.....	76
6.3.1.2.3.5 Estructura de entrada.....	76
6.3.1.2.3.5.1 Cámara de aquietamiento.....	76
6.3.1.2.3.5.2 Canal de aproximación y aforo.....	76
6.3.1.2.3.5.3 Cámara de entrada a los FLA.....	76
6.3.1.2.3.5.4 Ventana de entrada a los FLA.....	77
6.3.1.2.3.5.5 Cámara de agua filtrada.....	77
6.3.1.2.3.5.6 Vertedero anterior a la cámara de contacto con cloro, cámara hacia contacto con cloro y cámara de válvulas.....	77
6.3.1.2.3.5.7 Cámara de lavado.....	77
6.3.1.3 Desinfección.....	77

6.3.1.3.1 Dosis del desinfectante.....	77
6.3.1.3.2 Tanque de contacto.....	78
6.3.1.3.3 Cloradores.....	78
6.3.2 Estudios geotécnicos.....	78
6.3.2.1 Exploración de campo.....	78
6.3.2.2 Número mínimo de sondeos.....	78
6.3.2.3 Profundidad de los sondeos.....	78
6.3.2.4 Ensayos de laboratorio.....	79
6.3.2.5 Estudio geotécnico definitivo.....	79
6.3.2.5.1 Proyecto.....	79
6.3.2.5.2 Subsuelo.....	79
6.3.2.5.3 Recomendaciones para diseño.....	79
6.3.2.5.4 Anexos.....	79
6.3.3 Diseño estructural.....	80
6.3.3.1 Filtro grueso dinámico (FGDi).....	80
6.3.3.1.1 Evaluación de cargas.....	80
6.3.3.1.2 Resistencia requerida.....	80
6.3.3.1.3 Resistencia de diseño.....	80
6.3.3.1.4 Longitud de desarrollo.....	80
6.3.3.1.5 Recubrimiento para el refuerzo.....	81
6.3.3.1.6 Refuerzo de retracción y temperatura.....	81
6.3.3.1.7 Refuerzo mínimo a flexión.....	81
6.3.3.1.8 Espesor mínimo de muros.....	81

6.3.3.1.9 Espesor de losa.....	82
6.3.3.2 Filtro grueso ascendente en capas (FGAC).....	82
6.3.3.2.1 Evaluación de cargas.....	82
6.3.3.2.2 Resistencia requerida.....	82
6.3.3.2.3 Resistencia de diseño.....	82
6.3.3.2.4 Longitud de desarrollo.....	82
6.3.3.2.5 Recubrimiento para el refuerzo.....	82
6.3.3.2.6 Refuerzo de retracción y temperatura.....	83
6.3.3.2.7 Refuerzo mínimo a flexión.....	83
6.3.3.2.8 Espesor mínimo de muros.....	83
6.3.3.2.9 Espesor de losa.....	83
6.3.3.3 Filtro lento en arena (FLA).....	83
6.3.3.3.1 Evaluación de cargas.....	83
6.3.3.3.2 Resistencia requerida.....	83
6.3.3.3.3 Resistencia de diseño.....	84
6.3.3.3.4 Longitud de desarrollo.....	84
6.3.3.3.5 Recubrimiento para el refuerzo.....	84
6.3.3.3.6 Refuerzo de retracción y temperatura.....	84
6.3.3.3.7 Refuerzo mínimo a flexión.....	84
6.3.3.3.8 Espesor mínimo de muros.....	84
6.3.3.3.9 Espesor de losa.....	84
6.3.4 Planos.....	85

6.3.4.1 Referenciación planimétrica y altimétrica por el IGAC o en su defecto por sistemas de posicionamiento geodésico o satelital.....	85
6.3.4.2 Perfiles.....	85
6.3.4.3 Características y propiedades mínimas de los materiales a utilizar en la construcción.....	85
6.3.4.4 Detalles de conexiones, empalmes, juntas y demás casos que merecen explicación partícula.....	85
6.3.4.5 Identificación de las redes existentes de acueducto, alcantarillado, gas, energía y telecomunicaciones.....	86
6.3.4.6 Descripción del nivel de complejidad.....	86
6.3.4.7 Cuadro de elementos.....	86
6.3.4.8 Dimensiones.....	86
6.3.5 Análisis de precios unitarios (APU).....	87
6.3.5.1 Equipo y herramienta.....	87
6.3.5.2 Materiales.....	87
6.3.5.3 Mano de obra.....	87
6.3.6 Presupuesto.....	87
6.3.6.1 Filtro grueso dinámico.....	87
6.3.6.1.1 Cantidades.....	87
6.3.6.1.2 Precios unitarios.....	88
6.3.6.1.3 Costo total de la estructura.....	88
6.3.6.2 Filtro grueso ascendente en capas.....	88
6.3.6.2.1 Cantidades.....	88
6.3.6.2.2 Precios unitarios.....	88
6.3.6.2.3 Costo total de la estructura.....	88

6.3.6.3 Filtro lento en arena.....	89
6.3.6.3.1 Cantidades.....	89
6.3.6.3.2 Precios unitarios.....	89
6.3.6.3.3 Costo total de la estructura.....	89
6.3.6.4 Caseta de operación de la PTAP.....	89
6.3.6.4.1 Cantidades.....	89
6.3.6.4.2 Precios unitarios.....	89
6.3.6.4.3 Costo total de la estructura.....	89
6.3.6.5 Pozo séptico e instalaciones sanitarias para desagües.....	90
6.3.6.5.1 Cantidades.....	90
6.3.6.5.2 Precios unitarios.....	90
6.3.6.5.3 Valor total de la estructura.....	90
6.3.6.6 Conexiones hidráulicas.....	90
6.3.6.6.1 Cantidades.....	90
6.3.6.6.2 Precios unitarios.....	90
6.3.6.6.3 Valor total de la estructura.....	90
6.3.6.7 Obras complementarias.....	90
6.3.6.7.1 Cantidades.....	90
6.3.6.7.2 Precios unitarios.....	91
6.3.6.7.3 Valor total de la estructura.....	91
6.3.6.8 Costos totales.....	91
6.3.6.8.1 Total costos directos de obra.....	91
6.3.6.8.2 Administración, imprevistos y utilidad (AIU).....	91

6.3.6.8.2.1 Administración.....	91
6.3.6.8.2.2 Imprevistos.....	91
6.3.6.8.2.3 Utilidad.....	91
6.3.6.8.3 Valor total de la obra.....	91
6.3.6.8.4 Interventoría de obra.....	91
6.3.6.9 Costo total del proyecto.....	91
6.4 DISEÑO DEL ACUEDUCTO VEREDAL LA ESMERALDA.....	92
6.4.1 Diseños hidráulicos.....	92
6.4.1.1 Estudios previos.....	92
6.4.1.1.1 Nivel de complejidad.....	92
6.4.1.1.2 Estimación de la población.....	92
6.4.1.1.3 Periodo de diseño.....	92
6.4.1.1.4 Consumo.....	92
6.4.1.1.4.1 Dotación neta.....	92
6.4.1.1.4.2 Dotación bruta.....	93
6.4.1.1.5 Caudales.....	93
6.4.1.1.5.1 Caudal medio diario.....	93
6.4.1.1.5.2 Caudal máximo diario.....	93
6.4.1.1.5.3 Caudal máximo horario.....	93
6.4.1.2 Captación.....	93
6.4.1.2.1 Vertedero central.....	94
6.4.1.2.2 Vertedero de crecientes.....	94
6.4.1.2.3 Rejilla.....	94

6.4.1.2.4 Canal colector.....	94
6.4.1.2.5 Cámara de derivación.....	94
6.4.1.2.6 Vertedero de excesos.....	95
6.4.1.2.7 Orificio sumergido a entrada de aducción.....	95
6.4.1.3 Desarenador.....	95
6.4.1.3.1 Velocidad de asentamiento vertical.....	96
6.4.1.3.2 Tiempo de retención hidráulico.....	96
6.4.1.3.3 Capacidad del desarenador.....	96
6.4.1.3.4 Superficie del desarenador.....	96
6.4.1.3.5 Dimensionamiento.....	96
6.4.1.3.6 Vertedero de excesos.....	96
6.4.1.3.7 Orificios de salida.....	96
6.4.1.3.8 Vertedero de salida.....	97
6.4.1.3.9 Diseño de la zona de lodos.....	97
6.4.1.4 Conducción.....	97
6.4.1.4.1 Caudal de diseño.....	97
6.4.1.4.2 Método de cálculo hidráulico.....	97
6.4.1.4.3 Ecuaciones para el cálculo de pérdidas.....	97
6.4.1.4.4 Viscosidad del agua.....	98
6.4.1.4.5 Rugosidad absoluta.....	98
6.4.1.4.6 Pérdidas menores.....	98
6.4.1.4.7 Diámetros mínimos.....	98
6.4.1.4.8 Presión interna de diseño.....	98

6.4.1.4.9 Velocidad mínima.....	99
6.4.1.4.10 Velocidad máxima.....	99
6.4.1.5 Tanque de almacenamiento.....	99
6.4.1.5.1 Periodo de diseño.....	99
6.4.1.5.2 Número mínimo de tanques.....	99
6.4.1.5.3 Caudal de diseño.....	99
6.4.1.5.4 Volumen del tanque.....	100
6.4.1.6 Calidad del agua de la fuente.....	100
6.4.2 Estudios geotécnicos.....	100
6.4.2.1 Exploración de campo.....	100
6.4.2.2 Número mínimo de sondeos.....	100
6.4.2.3 Profundidad de los sondeos.....	101
6.4.2.4 Ensayos de laboratorio.....	101
6.4.2.5 Estudio geotécnico definitivo.....	101
6.4.2.5.1 Proyecto.....	101
6.4.2.5.2 Subsuelo.....	101
6.4.2.5.3 Recomendaciones para el diseño.....	101
6.4.2.5.4 Anexos.....	101
6.4.3 Diseño estructural.....	102
6.4.3.1 Presa de gravedad en concreto.....	102
6.4.3.1.1 Determinación de fuerzas y estabilidad de la estructura.....	102
6.4.3.2 Desarenadores, tanques de almacenamiento y cámaras de quiebre.....	102
6.4.3.2.1 Determinación de fuerzas actuantes.....	102

6.4.3.2.2 Resistencia de diseño.....	102
6.4.3.2.3 Refuerzo mínimo.....	103
6.4.3.2.3.1 Refuerzo por retracción y temperatura.....	103
6.4.3.2.3.2 Refuerzo longitudinal.....	103
6.4.3.2.4 Separación entre barras.....	103
6.4.3.2.4.1 Separación del refuerzo longitudinal.....	103
6.4.3.2.4.2 Separación del refuerzo de retracción y temperatura.....	103
6.4.3.2.5 Espesor de losa.....	103
6.4.3.2.6 Recubrimiento del refuerzo.....	104
6.4.4 Planos.....	104
6.4.4.1 Planos hidráulicos.....	104
6.4.4.2 Referenciación planimétrica y altimétrica por el IGAC o en su defecto por sistemas de posicionamiento geodésico o satelital.....	104
6.4.4.3 Características y propiedades mínimas de los materiales a utilizar en la construcción.....	104
6.4.4.4 Detalles de conexiones, empalmes, juntas y demás casos que merecen explicación partícula.....	104
6.4.4.5 Identificación de las redes existentes de acueducto, alcantarillado, gas, energía y telecomunicaciones.....	104
6.4.4.6 Descripción del nivel de complejidad.....	105
6.4.4.7 Cuadro de elementos.....	105
6.4.4.8 Dimensiones.....	105
6.4.5 Análisis de precios unitarios.....	105
6.4.5.1 Equipo y herramienta.....	105
6.4.5.2 Materiales.....	105

6.4.5.3 Mano de obra.....	106
6.4.6 Presupuesto.....	106
6.4.6.1 Bocatoma.....	106
6.4.6.1.1 Cantidades.....	106
6.4.6.1.2 Precios unitarios.....	106
6.4.6.1.3 Costo total de la estructura.....	106
6.4.6.2 Desarenador.....	107
6.4.6.2.1 Cantidades.....	107
6.4.6.2.2 Precios unitarios.....	107
6.4.6.2.3 Costo total de la estructura.....	107
6.4.6.3 Tanque de almacenamiento.....	107
6.4.6.3.1 Cantidades.....	107
6.4.6.3.2 Precios unitarios.....	107
6.4.6.3.3 Costo total de la estructura.....	107
6.4.6.4 Cámaras de quiebre y de reparto.....	108
6.4.6.4.1 Cantidades.....	108
6.4.6.4.2 Precios unitarios.....	108
6.4.6.4.3 Costo total de la estructura.....	108
6.4.6.5 Red de distribución.....	108
6.4.6.5.1 Cantidades.....	108
6.4.6.5.2 Precios unitarios.....	108
6.4.6.5.3 Costo total de la estructura.....	108
6.4.6.6 Costos totales.....	108

6.4.6.6.1 Total costos directos de obra.....	108
6.4.6.6.2 Administración, imprevistos y utilidad (AIU).....	108
6.4.6.6.2.1 Administración.....	108
6.4.6.6.2.2 Imprevistos.....	109
6.4.6.6.2.3 Utilidad.....	109
6.4.6.6.3 Valor total de la obra.....	109
6.4.6.6.4 Interventoría de obra.....	109
6.4.6.7 Costo total del proyecto.....	109
7. CONCLUSIONES.....	113
8. RECOMENDACIONES.....	114
BIBLIOGRAFÍA.....	115

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Porcentaje de remoción.....	42
Tabla 2. Análisis físico – químico.....	53
Tabla 3. Análisis microbiológico.....	53
Tabla 4. Tubería total.....	65
Tabla 5. Resumen chequeo hidráulico y estructural.....	110
Tabla 6. Resumen cantidades de obra.....	112

LISTA DE GRÁFICAS

	Pág.
Gráfica 1. Pozo de amortiguación.....	40
Gráfica 2. Esquema desarenador.....	45
Gráfica 3. Conducción principal acueducto de Topa.....	49
Gráfica 4. Presa de la bocatoma.....	56

INTRODUCCIÓN

La construcción de obras civiles y el desarrollo tecnológico en nuestras ciudades ha evidenciado una clara mejoría en la obtención y calidad del agua para el consumo humano, sin embargo no toda la población Colombiana cuenta con éste vital líquido ya sea por deficientes tratamientos cuyas características del agua no son lo suficientemente buenas o porque simplemente no tienen sistemas de captación ni de tratamiento.

Gracias a la oportunidad brindada por la empresa caucana de servicios EMCASERVICIOS encargada de ejercer el control técnico sobre las obras en su etapa de concepción y cuyo objetivo es beneficiar a la comunidad que carece de agua potable o que busca mejorar su calidad de vida, como pasante he obtenido el bagaje y la experiencia que necesito para un futuro desempeño profesional.

Para optar al título de Ingeniero Civil de la Universidad del Cauca, el Consejo Superior Universitario con el Acuerdo N° 051 de 2001 y el Consejo de Facultad de Ingeniería Civil con la resolución N° 281 del 10 de junio de 2005, otorgan la posibilidad al estudiante de participar con una entidad reguladora de proyectos claramente definidos, para la realización de una práctica profesional como pasante, de tal manera que se promueva la confrontación de los conocimientos teóricos adquiridos durante la carrera, así como aportar haciendo uso de criterios a dichos proyectos y adquirir a su vez experiencia en realización, aspectos técnicos y viabilidad de proyectos orientados hacia el bien de la población caucana.

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En el Departamento del Cauca se han evidenciado situaciones en las que diferentes comunidades de la región sufren deterioro en su salud a causa del consumo de agua sin tratamiento; estos Municipios Caucanos se ven en la obligación de optar por el consumo de aguas de ríos, quebradas, etc... las cuales son en su mayoría perjudiciales para los pobladores de dichos sectores. Siendo este el panorama, en la ciudad de Popayán entra en acción la Empresa Caucana de Servicios Públicos *EMCASERVICIOS*, entidad que tiene como objetivo la aprobación de todos los proyectos de inversión de obras civiles como acueductos, plantas de tratamiento de agua potable y residual y alcantarillados, mediante una evaluación técnica exhaustiva de todos sus componentes con el fin de cumplir con lo establecido en las siguientes normas Colombianas: *Norma Sismo Resistente 2010 (NSR-10)* y el *Reglamento técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS-2000)*.

Otro de los problemas de la región Caucana es que hay Municipios que no cuentan con sistemas de acueducto, en cambio sí hay, zonas en las que hay acueducto pero estos están en regular estado y no cumplen a cabalidad con sus funciones, debido a sistemas de captación y conducción de agua obsoletos.

Además, la problemática continúa, dado que algunas zonas no cuentan con un sistema de recolección, evacuación y tratamiento de aguas residuales y aguas lluvias. Por todo esto, *EMCASERVICIOS* abre licitaciones para estudios, diseños y construcción de obras civiles hidráulico - sanitarias con el fin de subsanar todos los problemas citados anteriormente y ella misma es la encargada de revisar cada una de estas propuestas para que cumplan con la respectiva normatividad y de esa forma asegurar sistemas y estructuras confiables para el bienestar de las comunidades que requieren

2. JUSTIFICACIÓN

En Colombia, las leyes obligan al estado a proteger y garantizar el bienestar de todos los ciudadanos; en cumplimiento de esto se emprenden proyectos para la realización de obras civiles hidráulico - sanitarias con el fin de proveer de sistemas de acueductos, recolección y evacuación de aguas residuales y aguas lluvias a las comunidades que necesitan de estas estructuras para mejorar la calidad de vida de toda la población en todos los sectores nacionales.

La experiencia que obtiene el pasante con la participación en un proyecto de viabilidad para sistemas de captación y tratamiento de aguas, le da una visión más amplia del ejercicio profesional, sus normas y responsabilidad social, además de aprovechar al máximo los conocimientos adquiridos para llevarlos a la práctica profesional.

Exige un conocimiento más cercano de los procesos técnicos y su normatividad, definiendo acertadamente la calidad en cada una de las etapas de un proyecto y obteniendo una vez terminado el trabajo de pasantía, una mayor capacidad de planeación, organización y control de los procesos técnicos.

3. OBJETIVOS

3.1 OBJETIVO GENERAL

Participar como auxiliar de ingeniería de la empresa EMCASERVICIOS en los procesos de revisión de estudios y diseños de los proyectos de aguas presentados por los diferentes Municipios del Departamento del Cauca con el fin de subsanar las necesidades hidráulico - sanitarias de la población.

3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

3.2.1 Colaborar en la revisión de los estudios hidráulicos, estructurales, geotécnicos, de impacto ambiental y de viabilidad para su aprobación por parte del Departamento de aguas de la entidad.

3.2.2 Realizar un seguimiento integral a las normas que se requieren para la construcción de las diferentes obras.

3.2.3 Colaborar en los procesos de aceptación de los proyectos propuestos.

4. ANTECEDENTES

El Departamento del Cauca ha establecido las metas del milenio como eje transversal para marcar la pauta en el desarrollo de sus objetivos y no podía ser ajeno a la consideración del sector del medio ambiente, abastecimiento de agua y soluciones de saneamiento básico. Es una meta del Departamento brindar soluciones de abastecimiento de agua, incluyendo alternativas no solo para las cabeceras municipales, sino también hacer partícipe de ellas a las zonas rurales, que según la oficina de Planeación Departamental representan un 50% de la población rural dispersa.

El plan de desarrollo 2008-2011, busca un avance significativo en términos de equidad para el Departamento, para lo cual el Gobierno Departamental implementa de manera decidida, acciones que permitan su inserción, en las nuevas dinámicas económicas nacionales y globales.

Un objetivo fundamental que debe mover la acción del departamento en el sector de agua potable y saneamiento básico, es el de facilitar la gestión de recursos y la optimización de inversiones que permitan ampliar la cobertura y mejorar la calidad de los servicios de agua potable y saneamiento básico.

La fase I se inicia con la suscripción del Convenio Interadministrativo de Cooperación Técnica No.60 suscrito entre el Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial y del Departamento del Cauca, el 2 de Octubre de 2008, cuyo objetivo definido en el decreto 3200 de 2008, es la cooperación técnica entre el Ministerio y el Departamento para la puesta en marcha del Plan Departamental de Agua.

El diagnóstico de necesidades sectoriales por municipio del PDA, pretendió identificar de manera general la situación de la prestación de los servicios de acueducto y alcantarillado en los municipios del Departamento. El objetivo fue realizar una evaluación general de la infraestructura existente y analizar las condiciones operacionales y la gestión de las entidades prestadoras de los servicios, permitiendo identificar los requerimientos de inversión de cada municipio, los esquemas de prestación que generan viabilidad empresarial, los cumplimientos de los mínimos ambientales y otros aspectos relevantes para la prestación eficiente de los servicios públicos domiciliarios de acueducto y alcantarillado.

5. MARCO TEÓRICO

La revisión de los proyectos se realizará con el objetivo de chequear cuidadosamente los criterios y cálculos que afectan los diseños de cada uno de los proyectos, tanto en la parte hidráulica como en la parte estructural y finalmente, el apartado de análisis de precios unitarios y presupuesto. Todo esto con el fin de que EMCASERVICIOS, empresa cuyo objetivo es brindar una mejor calidad de vida a las diferentes comunidades caucanas por medio de estructuras que satisfagan sus necesidades hidráulico-sanitarias.

De esta forma, se establece como guía la normatividad Colombiana para cada caso de diseño y basado en ellas se compararán los resultados de los distintos parámetros obtenidos por el diseñador contra los permisibles dados por las respectivas normas.

En los diseños hidráulicos se tendrá como guía la el *Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000* y sus posteriores modificaciones (2009). En esta norma se emplearán los chequeos de los títulos B el cual enuncia el diseño de sistemas de acueducto tomando los títulos B.2 que hace alusión a los estudios previos, el título B.4 que se refiere a las captaciones superficiales y desarenadores, el título B.6 que establece el diseño de las tuberías de aducción y conducción, el título B.7 por medio del cual se logra el diseño de la red de distribución y por último el título B.9 que permitirá chequear los parámetros de diseño de los tanques de almacenamiento.

Por otra parte, se tomará el título C como guía para el chequeo de los *Sistemas de potabilización* en el cual los siguientes títulos serán la referencia para aceptar o no los valores dados por el diseñador según los criterios empleados por él. El título C.4 hace referencia a la coagulación, el título C.5 establece los lineamientos para llevar a cabo una correcta floculación, el título C.6 que será guía para el proceso de sedimentación, el título C.7 filtración y por último el título C.8 desinfección.

Posteriormente al chequeo del diseño hidráulico, el enfoque será hacia el diseño estructural para el cual la referencia es el *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10*. En los títulos; Título A requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente, título B Cargas, título C concreto estructural y el título H estudios geotécnicos, se tendrá la guía para corroborar los parámetros dados en los diseños y decidir si éstos cumplen o no con toda la normatividad estructural.

Luego se avanza al chequeo de los análisis de precios unitarios A.P.U, en el cual el enfoque es verificar los precios de cada ítem con la lista de materiales y suministros, realizar los cálculos pertinentes para equipo y herramienta, materiales y mano de obra. Para lograr esto, se tendrá como base tablas de rendimientos o en su defecto cálculos de éstos y la lista de materiales y suministros.

Finalmente, en el presupuesto se examinarán principalmente las cantidades de obra de los materiales y accesorios teniendo como referencia las memorias de cálculo, los planos topográficos, hidráulicos y estructurales. Todo esto, con el fin de garantizar un costo total del proyecto confiable para su posterior construcción.

6. METODOLOGÍA

6.1 DELIMITACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

La revisión y chequeo de cada uno de los proyectos de inversión de obras civiles hidráulicas se llevó a cabo en las oficinas de EMCASERVICIOS ubicada en el edificio de la lotería en la ciudad de Popayán.

La colaboración prestada a la entidad en los proyectos de inversión fue supervisada por el Ingeniero Carlos Alberto Muñoz encargado por parte de la empresa quien con su vasto conocimiento fue una guía para lograr la verificación a cabalidad de los puntos importantes que deben tener dichos proyectos en los aspectos hidráulicos, geotécnicos, estructurales y presupuestales para con el cumplimiento de las normas respectivas con el fin de darles la aprobación necesaria para el arranque de las licitaciones que llevará a su posterior construcción.

6.2 CONSTRUCCIÓN ACUEDUCTO INTERVEREDAL DE TOPA, MUNICIPIO DE INZÁ CAUCA

6.2.1 DISEÑOS HIDRÁULICOS

6.2.1.1 Estudios previos

6.2.1.1.1 Nivel de complejidad

Dado que la capacidad económica del proyecto es baja y la población de diseño es de 2925 habitantes, se verificó que la estimación del nivel de complejidad sea correcta basándose en el literal A.3.1 de la norma RAS, siendo así el N.C medio.

6.2.1.1.2 Periodo de diseño

Se revisó la norma RAS, artículo 69 tabla número 10 de la resolución de 2009 y se verificó que el periodo de diseño tomado para aducción y conducción, tanques y demás componentes del sistema de acueducto es de 25 años para el nivel de complejidad medio. Por tanto está cumpliendo el reglamento.

6.2.1.1.3 Estimación de la población

Previo al cálculo de la población futura, el proyecto presenta censos del DANE tal y como lo pide el RAS 2000 en el literal B.2.2.1

Siguiendo el método geométrico dado por el RAS, se verificó mediante el cálculo que la población futura es acertada, por tanto la población de diseño es de 2925 habitantes proyectados hasta el año 2036.

6.2.1.1.4 Consumo

El sistema de acueducto deberá garantizar el suministro de agua necesaria para la población proyectada, de tal manera que el abasto sea suficiente durante el periodo de diseño. Por tanto se verificará mediante el RAS el cumplimiento de los parámetros de diseño para el bienestar del proyecto.

6.2.1.1.5 Dotación neta

De acuerdo con la resolución de 2009 del RAS, el artículo 67, tabla número 9 y para el nivel de complejidad del sistema (medio), la dotación neta deberá estar entre 115-125 (L/hab*día). Dado que el proyecto cuenta con una dotación neta supuesta de 115 L/hab*día, se acepta el valor supuesto.

6.2.1.1.6 Dotación bruta

En el mismo artículo mencionado anteriormente, el RAS especifica que el porcentaje de pérdidas técnicas máximas admisibles es del 25%. Teniendo esto como referencia se verificó que las pérdidas asumidas en el diseño son aceptables, pues adoptaron un 25%.

Una vez asumidas las pérdidas se pasó a verificar la dotación bruta, para la cual la norma especifica el uso de una fórmula en la que tienen en cuenta la dotación neta y el porcentaje de pérdidas, según el artículo 67 de la resolución de 2009. Para éste caso se comprobó que el cálculo es correcto dando como resultado una dotación bruta de 153 L/hab/día.

6.2.1.1.7 Caudales

6.2.1.1.7.1 Caudal medio diario (Q_{md})

Mediante la siguiente fórmula se verificó el correcto cálculo y resultado del caudal medio diario, el cual corresponde a 5.18 Lps:

$$Q_{md} = \frac{P * d_{bruta}}{86400}$$

6.2.1.1.7.2 Caudal máximo diario (QMD)

Igualmente, se chequeó el caudal máximo diario haciendo uso de la fórmula dada a continuación avalada por la norma B.2.7.4 y cuyo parámetro k_1 es tomado correctamente como 1.30:

$$QMD = Q_{md} * k_1$$

De ésta forma el caudal es correcto y tiene un valor de 6.73 Lps

6.2.1.1.7.3 Caudal máximo horario (QMH)

Se verificó que el parámetro k_2 debe corresponder a 1.60 de acuerdo con la norma B.2.6 y usando la fórmula dada a continuación se comprobó que el caudal máximo horario es calculado acertadamente:

$$QMH = QMD * k_2$$

Finalmente el caudal máximo horario tiene un valor de 10.77 Lps

6.2.1.2 Diseño de la captación

Fuente: Quebrada Topa

Abscisa:	K – 0+000
Caudal de diseño	6.73 Lps
Caudal en época de verano	35 Lps
Por lo tanto la bocatoma es apta para captar:	
CMD Topa	6.73 Lps

***Fuente seleccionada* : Quebrada Topa**

Caudal mínimo (Verano)	35 Lps
Caudal medio	80 Lps
Caudal máximo	500 Lps
Caudal de diseño (CMD)	6.73 Lps
Caudal de captación	13.46 Lps

Comparando el caudal de diseño 6.73 Lps con el caudal mínimo que presenta la fuente 35 Lps, puede verse que el caudal mínimo de la fuente es mayor al caudal de diseño. Por tanto, la quebrada tiene la capacidad de abastecer a la población de diseño.

6.2.1.2.1 Vertedero central

Debe permitir encausar toda el agua de la quebrada cuando esta transporta el caudal más representativo. Se dimensiona mediante la fórmula siguiente:

$$Q = 1.84 * L * H^{3/2}$$

Luego de revisar los cálculos, para un caudal de 35 Lps se comprobó que el vertedero central está correctamente dimensionado $H_{\min} = 0.07$ m y longitud del vertedero 1.0 m.

6.2.1.2.2 Vertedero de crecientes

Este se construye con el fin de evitar que el agua sobrepase la presa, cuando la quebrada presente crecidas en su flujo. Su cálculo es similar al vertedero central.

La revisión de los cálculos comprobó que el dimensionamiento del vertedero de crecientes es correcto al emplear la fórmula $Q = 1.84 * L * H^{3/2}$ pues para un caudal de 80 Lps y una longitud del vertedero de 1.2 m el H_v es de 0.11 m y finalmente se establece una velocidad sobre el vertedero de 0.61 m/s

6.2.1.2.3 Diseño de la rejilla

Es el lugar por el cual ingresará el agua que posteriormente será transportada por el acueducto, se ubicará en el fondo del vertedero central, con lo que se garantiza que siempre existirá el agua necesaria. La cantidad de agua captada será 2 veces mayor a la requerida.

En la captación se instalará una rejilla metálica con varillas paralelas al flujo para detener el ingreso de sólidos medianos. La rejilla estará inclinada hacia aguas abajo, un ángulo entre 10° y 20° tal como lo indica el RAS en la sección B.4.4.5.2; esto facilita el ingreso del agua, además mejora la autolimpieza que se logra por la ubicación de las barras. Deberá considerarse en su construcción, la incorporación de bisagras que permitan el posterior mantenimiento del canal de recolección.

La captación en el vertedero funciona como un orificio sumergido, por lo tanto el área mínima se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$Q = C_d * A_c * \sqrt{2g\Delta H_{\min}}$$

Ángulos externos	:	1 ½ pulg
Largo total de la rejilla	:	113 cm
Ancho total de la rejilla	:	43 cm
Número final de barras	:	47

Diámetro de barras	:	3/8 pulg
Separación entre barras	:	1/2 pulg
Inclinación de rejilla	:	15 °

De acuerdo con la norma en el literal B.4.4.5.3, La separación entre barrotes, para el caso de estructuras de captación en ríos con gravas gruesas, debe ser entre 75 mm y 150 mm. Para ríos caracterizados por el transporte de gravas finas, la separación entre barrotes debe ser entre 20 mm y 40 mm. Pero teniendo en cuenta que el diseño muestra una separación de 12.7 mm y no especifica el tipo de material que transporta la fuente, se concluyó que dicha separación entre barras no es aceptable, pues viola el reglamento.

Se debe tener en cuenta que la velocidad efectiva del flujo a través de la rejilla debe ser inferior a 0.15 m/s, con el fin de evitar el arrastre de materiales flotantes. Tal como lo indica el reglamento en el literal B.4.4.5.5. Pero el diseño carece de éste cálculo, por lo cual se exigirá al diseñador incluir este valor para la verificación correspondiente.

6.2.1.2.4 Canal colector

El canal recolector es la estructura que transporta el agua desde la captación hasta la cámara de derivación

Caudal de captación	:	1.346x10 ⁻² m ³ /s
Talud (sección rectangular)	:	0 °
Ancho del canal, <i>b</i>	:	0.35 m
Pendiente, <i>S</i>	:	0.001 m/m
Longitud del canal	:	1.18 m

El canal fue diseñado para condiciones de flujo subcrítico. Se calcula la profundidad Y_c y la velocidad crítica V_c :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$$

$$V_c = \sqrt{gY_c}$$

$$H_2 = 1.1Y_c$$

Y_c	:	6 cm
V_c	:	0.77 m/s
H_2	:	8.5 cm

Luego, la altura del agua al inicio del canal recolector, será:

$$H_1 = \sqrt{\frac{2Y_c}{H_2} + \left(H_2 - \frac{L*S}{3}\right)^2} - \frac{2}{3}L * S$$

Por lo tanto

$$\begin{aligned} H_1 & : & 30 \text{ cm} \\ V_2 & : & 0.13 \text{ m/s} \end{aligned}$$

De esta forma se dimensionó el canal colector siendo los cálculos correctos.

6.2.1.2.5 Cámara de derivación

Para determinar la longitud transversal de la cámara se empleó la siguiente fórmula:

$$L = 0.36V_r^{2/3} + 0.6H^{4/7}$$

Dando como resultado una longitud de 0.76 m. Luego de revisar los cálculos se comprobó que el valor es correcto.

6.2.1.2.6 Tubería de excesos

Teniendo como base el caudal de diseño y el caudal de captación, se determinó el caudal de excesos y con una pendiente del 1% se calculó el diámetro de la tubería usando la siguiente fórmula:

$$D = \left(\frac{Q}{0.2785 * S^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}}$$

Una vez empleada la fórmula anterior se comprobó que el diámetro es acertadamente 6 pulgadas (llevado a su medida comercial).

6.2.1.2.7 Aliviadero

Con el objeto de evitar que el agua genere problemas de estabilidad en la presa debido a la socavación de la estructura, se diseña un aliviadero tipo estándar *WES* (*Waterways Experiment Station*) con la cara anterior vertical. El diseño de su perfil corresponde al cálculo de sus coordenadas x, y usando las siguientes fórmulas:

$$Y = \frac{X^{1.85}}{4H^{0.85}} \qquad H = \left(\frac{Q}{1.84L} \right)^{2/3}$$

$$Q_{max} : 5.0 \times 10^{-1} \text{ M}^3/\text{s}$$

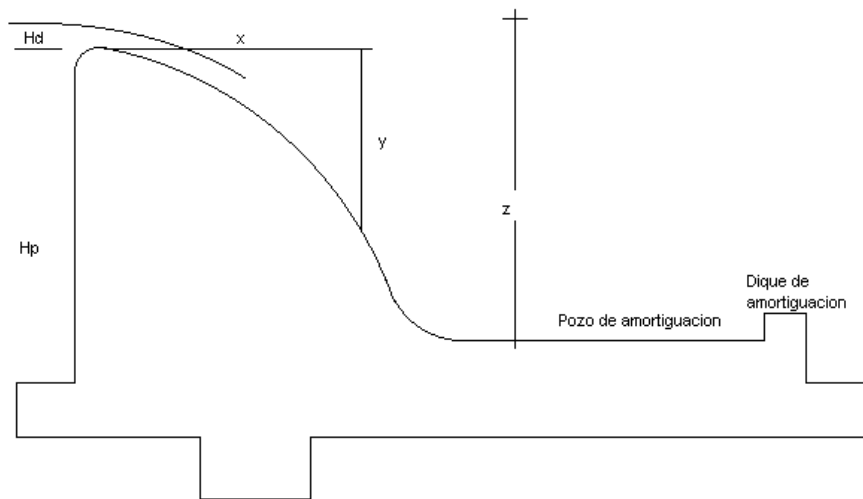
L : 3 M
 H_d : 0.20 M

x	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	m
y	0.00	0.03	0.11	0.23	0.40	0.60	0.84	1.12	1.43	m

Para el cálculo del aliviadero se emplearon las fórmulas anteriores para determinar las coordenadas y así poder realizar la curva satisfactoriamente.

6.2.1.2.8 Pozo de amortiguación

Gráfica 1 Esquema del pozo de amortiguación



Mediante las siguientes fórmulas se determinaron los parámetros de la estructura:

Velocidad en el pie de la presa:

$$V_1 = \sqrt{gZH_f} = 5.53 \text{ m/s}$$

Altura del agua al pie de la presa:

$$Y_1 = \frac{Q_{m\grave{a}x}}{V_1 B} = 0.03 \text{ m}$$

Número de Froude:

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gY_1}} = 10.18$$

Altura máxima del resalto en el pozo:

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} * \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1$$

$$Y_2 = 0.42 \text{ m}$$

Mediante el uso de las fórmulas anteriores se verificó que los parámetros calculados son correctos pues derivan de criterios hidráulicos trabajados y aceptados en esta área de diseño.

6.2.1.3 Diseño de la línea de aducción

Abscisa inicial		K0+000.00	m
Abscisa final		K0+005.00	m
Cota en el nivel máximo del vertedero de excesos		2015.47	m
Cota inicial (lámina de agua cámara de derivación)		2014.47	m
Cota final (entrada al desarenador)		2014.07	m
Longitud		5	m
Diferencia de alturas		0.4	m
Pendiente de la tubería	S :	8.00	%
CMD		13.53	Lps
Material de la tubería		PVC	
Coefficiente de Manning	n :	0.010	
QMD		6.73	Lps

La norma establece que el caudal de diseño debe ser el caudal máximo diario (B.6.4.2) para el nivel de complejidad medio. También permite el cálculo de la tubería por el método de Manning (B.6.4.3.1) el cual es usado en el diseño.

Resumiendo, en el diseño de la aducción se emplearon las siguientes fórmulas y dieron como resultado estos valores:

$$D = \left(\frac{Q * n}{0.3117 * S^{1/2}} \right)^{3/8} \quad Q_{lleno} = 0.312 \left(\frac{D^{8/3} * S^{1/2}}{n} \right) \quad V_{lleno} = \frac{Q_{lleno}}{A_{lleno}}$$

$$D = 6 \text{ pulgadas}$$

$$Q_{lleno} = 0.065 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A_{lleno} = 0.0182 \text{ m}^2$$

$$V_{lleno} = 3.56 \text{ m/s}$$

Una vez se verificaron los criterios y valores mediante las fórmulas anteriores, es posible observar que el diseño de la aducción no cuenta con falla alguna desde el punto de vista del RAS.

6.2.1.4 Diseño del desarenador

Ubicación: Abscisa K0+005

Parámetros de diseño:

<i>Cmd</i>	:	10.41	lps
<i>CMD</i>	:	13.53	Lps
Diámetro de la partícula mínima a retener	:	0.1	mm
Eficiencia de sedimentación	:	87.5	%
Temperatura mínima del agua	:	8.0	°C
Número de unidades en el desarenador	:	1	

6.2.1.4.1 Velocidad de asentamiento vertical

La velocidad de asentamiento vertical se estimó utilizando la siguiente ecuación dada en el literal B.4.4.6.3

$$V = \frac{(\rho_s - \rho) * d^2 * g}{18 * \mu}$$

$$V_s = 0.645 \text{ cm/s}$$

Siendo una profundidad efectiva *H* igual a 1.5m, se obtiene *T* = 233 seg

Tabla 1 Porcentaje de remoción

Condiciones	Remoción 50%	Remoción 75%	Remoción 87.5%
Máximo teórico	0.500	0.750	0.875
Depósitos con muy buenos deflectores	0.730	1.520	2.370
Depósitos con buenos deflectores	0.760	1.660	2.750
Depósitos con deficientes deflectores o sin ellos	1.000	3.000	7.000

6.2.1.4.2 Tiempo de retención hidráulico

Ahora, teniendo en cuenta la tabla anterior se determina que la relación *a/T* es igual a 2.75 para una remoción del 87.5%. Por tanto, el tiempo de retención hidráulico es 641 seg.

6.2.1.4.3 Capacidad del desarenador

Como paso siguiente, se verificó la capacidad del desarenador, siendo el producto de *CMD* y el tiempo de retención, dando como resultado 8.67 m³

6.2.1.4.4 Superficie del desarenador

Para la capacidad del desarenador 8.67 m^3 y una profundidad de 1.5m , se tiene que el área es 5.78 m^2 .

6.2.1.4.5 Chequeo del área requerida

Para calcular el área requerida se tiene en cuenta el CMD y la velocidad de asentamiento vertical, por tanto el área es 2.10 m^2 .

Como el área del desarenador es mayor al área requerida, se verifica que el diseño es correcto.

6.2.1.4.6 Dimensionamiento

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

A	:	Superficie del desarenador	5.78 m^2
a	:	Ancho asumido	1.3 m
L_1	:	Largo calculado del desarenador	4.45 m
L	:	Largo asumido del desarenador	5.0 m
L/a	:	Relación largo ancho ≥ 3	3.85 m

En esta parte, se comprobaron las relaciones asumidas por el diseñador bajo el amparo de la norma, de tal manera que el dimensionamiento fuera el adecuado. Por tanto, los valores expresados anteriormente son correctos.

6.2.1.4.7 Vertedero de excesos

Con el caudal máximo que puede traer la tubería de aducción, se diseña el vertedero de excesos, según la siguiente fórmula:

$$Q = 1.84 * L * H^{3/2}$$

Q	:	Caudal máximo en tubería de aducción	$.0278 \text{ m}^3/\text{s}$
H	:	Lámina de agua sobre el vertedero	10.0 cm
L	:	Longitud del vertedero	0.48 m

Se realizó la verificación de los cálculos para concluir que dichos valores son acertados.

6.2.1.4.8 Orificios de salida

Estos orificios garantizan que el flujo sea distribuido uniformemente sin que la velocidad supere la de arrastre, simulando flujo a pistón.

Velocidad de paso a través de los orificios (V_0): 0.20 m/s (asumida)

Área efectiva de orificios

$$A = \frac{Q}{V_0}$$

Q	: Caudal de diseño del desarenador (CMD)	1.35×10^{-2} m ³ /s
A	: Área efectiva de orificios	0.068 m ²
D	: Diámetro asumido de los orificios	2 pulg
N	: Número de orificios	34

Verificamos que los valores están correctos.

6.2.1.4.9 Vertedero de salida

$$Q = 1.84 * L * H^{3/2}$$

C	: Coeficiente	1.84 m ^{1/2}
L	: Longitud del vertedero	1.30 m
H	: Lámina de agua sobre el vertedero	0.032 m

Los valores fueron determinados acertadamente.

6.2.1.4.10 Diseño de la zona de salida

La zona de salida, al igual que en la entrada, debe garantizar el flujo a pistón dentro del desarenador, y una velocidad que no supere la de arrastre.

$$\frac{b}{3} < ancho < \frac{b}{2}$$

Tomando $b/2$, y para la profundidad, $H/3$, entonces el ancho de la zona de salida y su profundidad, serán:

<i>Ancho</i>	: 1.30 m
<i>Profundidad</i>	: 0.50 m

La longitud de la zona de salida se obtiene mediante la ecuación de tiro parabólico:

$$X = V_0 * \cos \theta_0 * t$$
$$Y = V_0 * \sin \theta_0 * t - \frac{1}{2} g * t^2$$

Reemplazamos los valores para obtener t de la segunda ecuación:

t	: 0.55 seg
x	: 0.11 m

Entonces se asumen las siguientes dimensiones para la estructura de salida, considerando facilidad en la construcción y el mantenimiento:

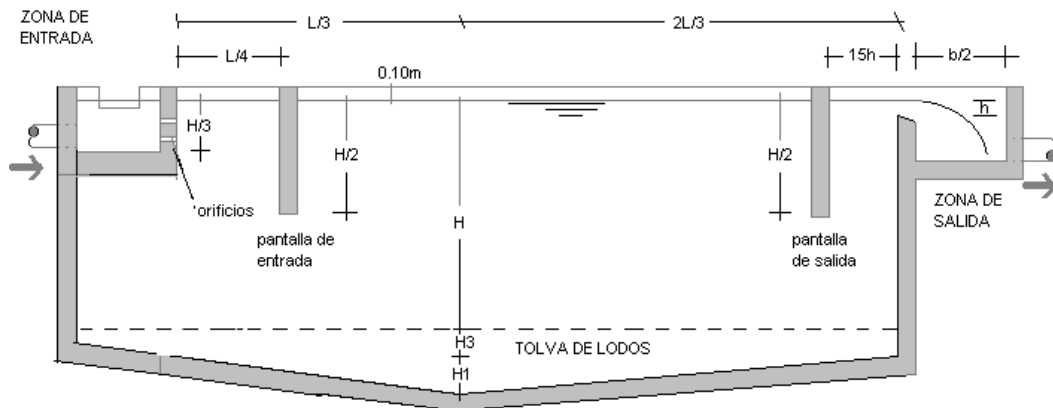
Largo L : 0.55 m
 Ancho A : 1.30 m
 Profundidad H : 1.70 m

6.2.1.4.11 Diseño zona de lodos

$$V_{\text{tolva}} = 0.20 \cdot V_{\text{sedim.}}$$

L : 5.00 m
 A : 1.30 m
 H : 1.50 m
 H_1 : 0.08 m
 H_2 : 0.15 m
 H_3 : 0.25 m
 $L_T = \text{Ancho}$: 1.30 m
 V_{SEDIM} : 8.67 m³
 $V_{\text{NECESARIO}}$: 1.753 m³
 V_{TOLVA} : 1.958 m³

Gráfico 2 Esquema del desarenador



6.2.1.5 Conducción desarenador a tanque

La conducción se orientó teniendo en cuenta el trazado topográfico que busca la menor distancia, evitando al máximo condiciones geológicas que pusieran en riesgo cualquiera de los componentes del acueducto. Igualmente se consideró la facilidad en la construcción y las posibilidades de ampliación del sistema.

Como insumo principal para su ejecución, se ha previsto que se emplee tubería y accesorios en PVC, en diámetros y referencias comerciales.

Como información general, la longitud de la tubería de conducción es de 15 km y 135 m los cuales se dividen entre una línea principal y nueve ramales que llevan el agua al mismo número de corregimientos. Los caudales de cada zona se derivan por medio de cámaras de reparto, lo que lleva a que cada zona tenga su propio caudal de diseño, conducción, tanque de almacenamiento y red de distribución.

Para la revisión de la conducción se tuvo como guía la norma RAS 2000.

6.2.1.5.1 Caudal de diseño

Tal como indica la norma en el literal B.6.4.2, Para los niveles bajo y medio de complejidad, la aducción o conducción debe diseñarse con el caudal máximo diario, (QMD) al final del periodo de diseño o año horizonte del proyecto, si se cuenta con almacenamiento. Por tanto el caudal de diseño se toma correctamente como 6.73 Lps para la línea principal y teniendo en cuenta la población de cada corregimiento se calculan los caudales de diseño que serán derivados por las cámaras de reparto para garantizar el suficiente abastecimiento a la población estimada.

6.2.1.5.2 Método de cálculo hidráulico

Ahora, en el literal B.6.4.4.3 la norma permite usar la ecuación de Darcy-Weisbach para determinar las pérdidas por fricción en tuberías a presión, ecuación que es tomada en el diseño para la realización de dichos cálculos.

6.2.1.5.3 Ecuaciones para el cálculo de pérdidas

Posteriormente, se calculan las pérdidas utilizando las ecuaciones establecidas en el literal B.6.4.4.4:

$$\frac{1}{f} = -2 \log \left(\frac{Ks}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

$$\text{Re} = \frac{\rho V D}{\mu}$$

$$h_f = f^* \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g}$$

Luego se toman algunos puntos para chequear el valor de f , el cual fue correctamente calculado.

6.2.1.5.4 Viscosidad del agua

Tal como lo establece la norma en la tabla B.6.9, para 10°C el valor de viscosidad es igual a 1.30×10^{-3} Pa*s.

6.2.1.5.5 Rugosidad absoluta

Así mismo la rugosidad absoluta dada en la tabla B.6.10, ésta es igual a 0.0015 mm.

6.2.1.5.6 Pérdidas menores

Según la ecuación dada por la norma en el literal B.6.4.5:

$$H = K_m * \frac{V^2}{2g}$$

Y la tabla B.6.11, la cual muestra los valores de K_m dependiendo del tipo de accesorio. En el diseño se seleccionan adecuadamente éstos coeficientes de pérdidas para calcular las pérdidas menores.

6.2.1.5.7 Diámetros mínimos

Como lo indica la norma en el literal B.6.4.8.1, el diámetro mínimo para tuberías a presión es de 50 mm (2").

Al analizar las presiones de trabajo, velocidades, longitudes y cálculos en general de la conducción en el diseño, se observó que los diámetros están entre 3" y 6", por tanto, están cumpliendo con la norma.

6.2.1.5.8 Presión interna de diseño

En el literal B.6.4.8.2, la norma habla sobre la presión interna, la cual debe calcularse como el mayor valor entre la presión estática y la máxima sobrepresión.

$$P_{\text{diseño}} = 1.3P_{\text{máx.}}$$

La revisión de las presiones consistió en chequear los cálculos de las presiones estáticas y compararlas con la máxima sobrepresión ocurrida por el golpe de ariete, de ésta forma comprobamos que el diseñador escoge el de mayor valor como presión máxima y la opera por el coeficiente 1.3 para determinar la presión de diseño.

Posteriormente, teniendo en cuenta las presiones de diseño se chequea la determinación que el diseñador hace del RDE, siendo ésta acertada.

6.2.1.5.9 Velocidad mínima

En el literal B.6.4.8.3, la norma recomienda que la velocidad mínima sea de 0.60 m/s debido a que el que agua que fluye por las tuberías puede contener materiales sólidos en suspensión.

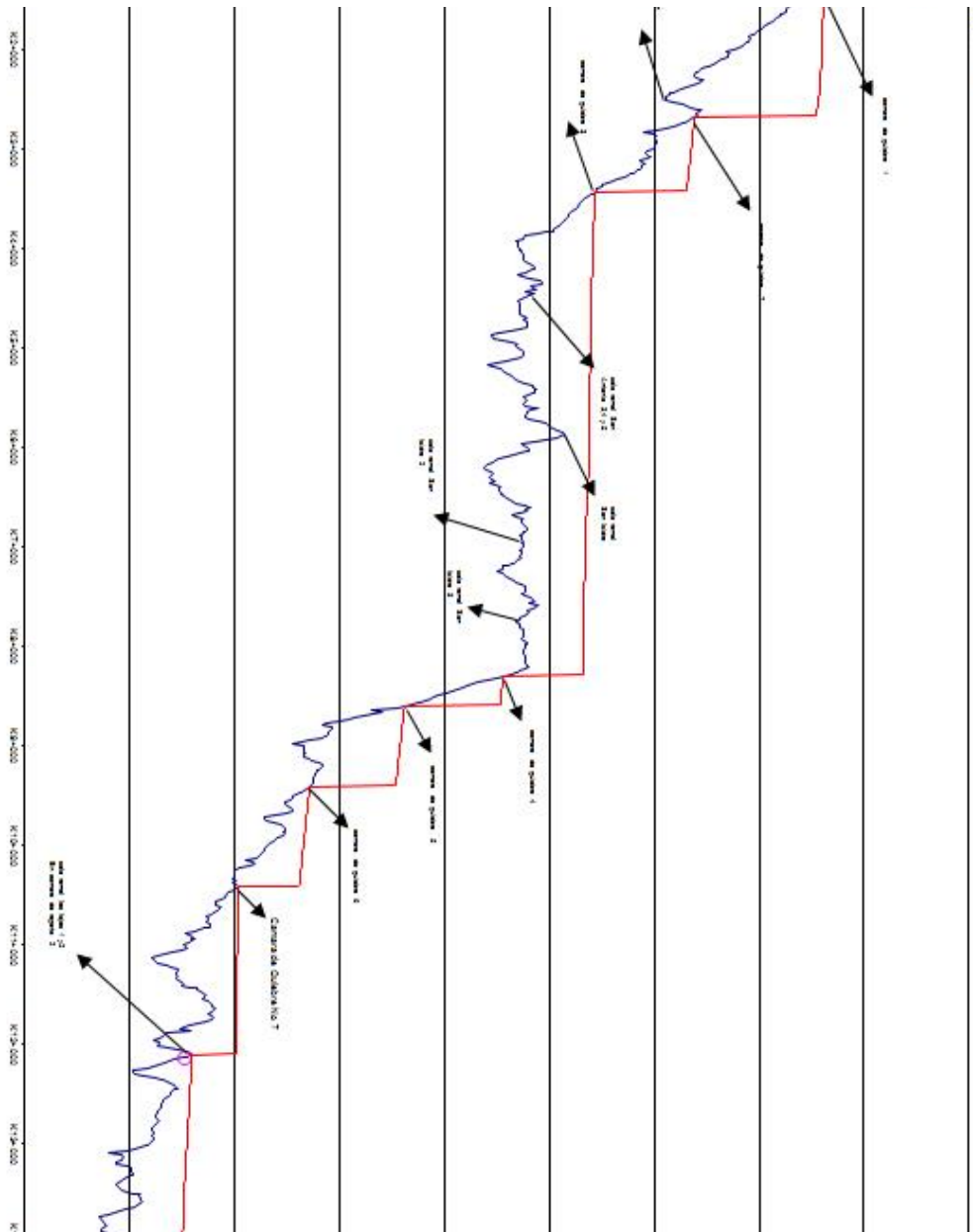
Una vez revisado el diseño, se observó que en las abscisas k4+860 a k4+900 se presentan velocidades de 0.41 m/s las cuales son menores a las permitidas, analizados los cálculos se encontró que los diámetros usados son un poco grandes, siendo éstos de 4". Por tanto, se recomendará al consultor del proyecto que disminuya esos diámetros para que la velocidad aumente y pueda estar en los valores aceptados por la norma.

En el resto del diseño las velocidades oscilan entre 0.61 m/s y 1.05 m/s

6.2.1.5.10 Velocidad máxima

En el literal B.6.4.8.4, la norma recomienda que la velocidad máxima sea de 6 m/s.

Como se anotó anteriormente, la velocidad máxima en el diseño es de 1.05 m/s siendo menor a 6 m/s, por tanto este parámetro cumple con la norma.



6.2.1.6 Diseño del tanque de almacenamiento

6.2.1.6.1 Periodo de diseño

De acuerdo con el RAS, artículo 69 tabla número 10 de la resolución de 2009, se verifica que el periodo de diseño tomado para tanques de almacenamiento teniendo en cuenta el nivel de complejidad es medio de 25 años.

6.2.1.6.2 Número mínimo de tanques

En el literal B.9.4.2, la norma estipula que para el nivel de complejidad medio debe haber mínimo un tanque de compensación.

6.2.1.6.3 Caudal de diseño

El proyecto presenta nueve (9) caudales de diseño que abastecerán a 9 zonas diferentes de la siguiente forma:

- San Isidro 1 : 0.48 Lps
- San Isidro 2 : 0.86 Lps
- San Isidro 3 : 0.44 Lps
- Las Lajas : 0.50 Lps
- La Topa : 0.48 Lps
- Puerto Valencia : 0.68 Lps
- San Antonio ramal 1: 0.91 Lps
- San Antonio ramal 2 : 1.52 Lps
- San Vicente : 0.86 Lps

6.2.1.6.4 Volumen del tanque

Dado que el proyecto cuenta con nueve tanques de almacenamiento, así mismo se presentan nueve volúmenes diferentes:

- San Isidro 1 : 0.48 Lps
- San Isidro 2 : 0.86 Lps
- San Isidro 3 : 0.44 Lps
- Las Lajas : 0.50 Lps
- La Topa : 0.48 Lps
- Puerto Valencia : 0.68 Lps
- San Antonio ramal 1: 0.91 Lps
- San Antonio ramal 2 : 1.52 Lps
- San Vicente : 0.86 Lps

Considerando que el proyecto no cuenta con datos de curvas de consumo, el chequeo del volumen necesario se realizó usando las siguientes fórmulas:

$$V = \frac{1}{3} (Q_{m\acute{a}x. consumido en un d\acute{a}a)$$

$$Q_{m\acute{a}x. consumido en un d\acute{a}a = (Q_{dise\tilde{n}o} * 86400) / 1000$$

Por tanto, se obtuvieron acertadamente los siguientes volúmenes:

- San Isidro 1 : 13.82 m³
- San Isidro 2 : 24.77 m³
- San Isidro 3 : 12.67 m³
- Las Lajas : 14.40 m³
- La Topa : 13.82 m³
- Puerto Valencia : 19.58 m³
- San Antonio ramal 1: 26.21 m³
- San Antonio ramal 2 : 43.78 m³
- San Vicente : 24.76 m³

Ahora, la norma exige que se deje un borde libre mayor a 0.30m para permitir la ventilación. El diseño cuenta con un valor de borde libre igual a 0.50m cumpliendo así con lo requerido.

Cabe anotar que cada tanque tiene por dimensiones $L_1 = 2.90\text{m} = L_2$ y H variable. De ésta forma los volúmenes totales de los tanques son:

- San Isidro 1 : 18.50 m³
- San Isidro 2 : 33.46 m³
- San Isidro 3 : 17.25 m³
- Las Lajas : 19.80 m³
- La Topa : 18.50 m³
- Puerto Valencia : 25.43 m³
- San Antonio ramal 1: 35.20 m³
- San Antonio ramal 2 : 57.22 m³
- San Vicente : 33.46 m³

También se verificó el tiempo de vaciado, el cual por norma debe ser menor de 8 horas (B.9.4.10), siendo:

- San Isidro 1 : 1.30 H
- San Isidro 2 : 1.10 H
- San Isidro 3 : 1.20 H
- Las Lajas : 1.40 H
- La Topa : 1.30 H
- Puerto Valencia : 1.90 H
- San Antonio ramal 1: 1.10 H
- San Antonio ramal 2 : 1.90 H
- San Vicente : 1.10 H

En el diseño de los tanques se comprobaron las dimensiones establecidas por el diseñador de tal forma que éstas sean producto de criterios avalados por la norma. Siendo así, los valores anotados son correctos en su totalidad.

Además, cuentan con tubería de entrada, salida, rebose y desagüe que oscilan entre 2" y 3".

6.2.1.7 Diseño de la red de distribución

6.2.1.7.1 Caudal de diseño

El literal B.7.4.2 de la norma establece que:

Para los niveles medio y medio alto de complejidad, el caudal de diseño debe ser el caudal máximo horario (QMH). El caudal de diseño que se toma en el proyecto corresponde al QMH para cada zona, lo que muestra nueve (9) caudales diferentes.

6.2.1.7.2 Presiones mínimas

En el literal B.7.4.5.1, tabla B.7.4 se establecen las presiones mínimas de acuerdo al nivel de complejidad del sistema. Siendo el N.C medio, se comprobó que la presión mínima corresponde a 10 m.c.a.

Para el chequeo de la presión mínima se verificó que en cada zona la diferencia entre la línea estática mínima y la vivienda con la cota más alta fuese mayor a 10 m.c.a, cumpliendo así con lo dispuesto en la norma.

6.2.1.7.3 Presiones máximas

Literal B.7.4.5.2, El valor de la presión máxima tenida en cuenta para el diseño de las redes menores de distribución, para todos los niveles de complejidad del sistema, debe ser de 60 m.c.a. El chequeo de la presión máxima en cada zona se llevó a cabo mediante el cálculo de la diferencia entre línea estática máxima y la vivienda con la cota más baja, siendo éstas menores a 60 m.c.a.

6.2.1.7.4 Diámetro mínimo

En el literal B.7.4.6.2, se establecen los diámetros mínimos dependiendo del nivel de complejidad del sistema. Teniendo en cuenta que el nivel de complejidad es medio, por norma el diámetro mín, es 2". El diseño cuenta con diámetros iguales y superiores a 2" en todas sus zonas.

6.2.8 Calidad del agua de la fuente

Tabla 2 Resultados análisis físico - químico

RESULTADOS ANÁLISIS FÍSICO - QUÍMICO

ANALISIS	CONCENTRACION	UNIDAD	NORMAS DECRETO No. 475/98
TURBIEDAD	4.8	N.T.U.	≤ 5
COLOR	10	Pt. Co.	15
P.H.	6.8	Unidades	6.5 a 9.0
ALCALINIDAD TOTAL	23	Mg/lit CaCO ₃	100
DUREZA TOTAL	28	Mg/lit CaCO ₃	160

Tabla 3 Resultados análisis microbiológico

RESULTADOS ANÁLISIS MICROBIOLÓGICO

ANALISIS	CONCENTRACION	UNIDAD	NORMAS DECRETO No. 475/98
COLIFORMES TOTALES	15	U.F.C. / 100 ml	0
RECuento TOTAL DE MESÓFILOS	mayor 100	U.F.C. / 100 ml	100
ENSAYO CONFIRMATIVO PARA COLI FECAL	0	U.F.C. / 100 ml	0

De acuerdo con los resultados de laboratorio comparados con las normas de calidad de agua potable, se puede establecer que no es conveniente consumir el agua de la fuente en forma directa, pues se ha establecido la presencia de coliformes totales que son un indicador de la presencia de bacterias patógenas. El agua captada deberá ser tratada para eliminar este riesgo mediante algún proceso físico o químico. Por el tipo de comunidad, se sugiere la construcción de una planta de tratamiento que garantice agua apta para el consumo de toda la población; construida, y administrada bajo las posibilidades locales.

La turbiedad registrada en el ensayo es inferior al valor mínimo permisible. A pesar de esto es un valor bajo que puede ser disminuido mediante la protección de la cuenca. No obstante solo será ubicado de manera permanente por debajo de 5 U.N.T. Mediante su paso por una planta de tratamiento.

Estos factores no alteran la decisión de adoptar la fuente mencionada debido a que sigue siendo la mejor opción y de mayor aceptación por parte de la comunidad, quien ha hecho uso de esta fuente desde hace algunos años y considera que esta es segura.

6.2.2 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

Los estudios geotécnicos deben basarse en la norma vigente la cual es el “*Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente 2010 (NSR-10)*”, es obligación del consultor realizar un diseño amparado bajo esta norma.

En el título H, la NSR-10 establece lo necesario para realizar los estudios geotécnicos definitivos para cualquier proyecto.

6.2.2.1 Exploración de campo

Literal H.3.2.2, la exploración de campo consiste en la ejecución de apiques, trincheras, perforación o sondeo con muestreo o sondeos estáticos o dinámicos, u otros procedimientos exploratorios reconocidos en la práctica, con el fin de conocer y caracterizar el perfil del subsuelo afectado por el proyecto.

6.2.2.2 Número mínimo de sondeos

En el literal H.3.2.3 se muestra la tabla H.3.2-1 en la cual definen el número mínimo de sondeos a realizar dependiendo de la categoría de la unidad de construcción.

Las estructuras como bocatomas, desarenadores, tanques y cámaras de quiebre son categoría baja de acuerdo con la tabla H.3.1-1, por tanto se establecen mínimo tres (3) sondeos con una profundidad mínima de 6 m.

En el proyecto se destinaron tres sondeos por área para cubrir cada una de las estructuras.

6.2.2.3 Profundidad de los sondeos

Literal H.3.2.5, Por lo menos el 50% de todos los sondeos debe alcanzar la profundidad dada en la Tabla H.3.2-1, es decir, que la mitad de los sondeos deben profundizar al menos 6 m.

Al chequear los perfiles de suelo de cada uno de los terrenos se observó que de los tres sondeos por área solo uno alcanzó los 6 m recomendados por la norma, sin embargo, esto fue aceptado por el representante de la empresa porque los suelos presentan homogeneidad en un alto grado.

6.2.2.4 Ensayos de Laboratorio

En el literal H.3.3 se establecen los parámetros que deben medirse para caracterizar las diferentes propiedades de los suelos en las áreas destinadas a construir.

El proyecto cuenta con los ensayos correspondientes para determinar las propiedades mecánicas e hidráulicas del subsuelo tales como: peso unitario, humedad, resistencia al corte, esfuerzo-deformación, compresibilidad, expansión, permeabilidad y demás parámetros con sus respectivas curvas y perfiles estratigráficos necesarios para lograr un completo diagnóstico de las características del terreno, como lo indica la norma NSR-10 en los literales H3.3.3 y H.3.3.4.

6.2.2.5 Estudio geotécnico definitivo

En el literal H.2.2.2, la norma fija los aspectos que debe tener un estudio geotécnico definitivo. Estos aspectos se evaluarán en el proyecto para concluir su aceptación o rechazo.

6.2.2.5.1 Proyecto

El estudio cuenta con una descripción general del proyecto, localización y sistema estructural.

6.2.2.5.2 Subsuelo

Hubo lugar a un reconocimiento de campo con el objetivo de dar una descripción del terreno principalmente de su morfología y presencia de aguas freáticas.

6.2.2.5.3 Recomendaciones para diseño

Teniendo en cuenta la estratigrafía de los suelos, las presiones admisibles, parámetros de interacción suelo-estructura, el laboratorista hace una recomendación sobre el tipo de cimentación ideal para la zona objeto de estudio, la cual es una losa de cimentación.

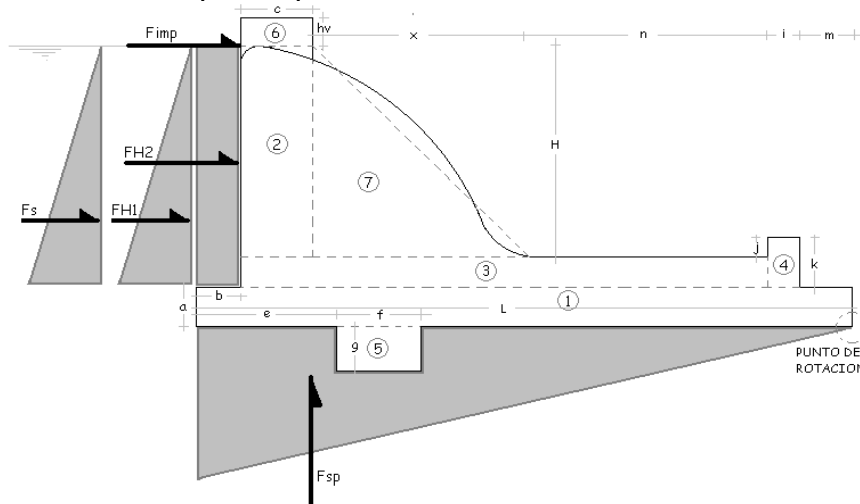
6.2.2.5.4 Anexos

Al final del estudio se presentan los registros de muestreos realizados en campo, así como los resultados de laboratorio fundamentados en tablas y gráficos en los cuales dan a conocer los diferentes parámetros de estudio geotécnico.

6.2.3 DISEÑO ESTRUCTURAL

6.2.3.1 Diseño estructural de la bocatoma

Gráfico 4 Esquema presa



6.2.3.1.1 Determinación de fuerzas y estabilidad de la estructura.

Para el cálculo de las fuerzas actuantes se tienen en cuenta: la fuerza debida a los sedimentos, empuje del agua, impacto de sólidos flotantes y la subpresión del agua.

Para el cálculo de las fuerzas resistivas: peso propio de la estructura, peso del agua sobre la pata de la toma-dique aguas arriba y la fuerza interna de fricción.

Se evaluaron todas las cargas para determinar la resultante de fuerzas actuantes y la resultante de las fuerzas resistivas, de tal forma que el coeficiente de seguridad al volcamiento es $2.02 > 2.00$ y el factor de seguridad al desplazamiento es $3.65 > 1.50$. Dichos chequeos garantizan la estabilidad de la estructura. Adicionalmente, se determina la posición de la fuerza resultante y su excentricidad.

La presa se diseña en concreto ciclópeo, por tanto solo es relevante chequear las fuerzas y momentos para determinar su estabilidad, la cual es garantizada al verificar los factores de seguridad al volcamiento y desplazamiento.

En el literal A.2.3, la norma establece los parámetros: aceleración pico efectiva (0.25) y velocidad pico efectiva (0.20), además cataloga la zona de amenaza sísmica como alta. De acuerdo con la sección A.2.5.1.4, ésta estructura pertenece al grupo I, por tanto según la tabla A.2.5-1 el coeficiente de importancia es 1.00, estos valores coinciden con los del diseñador. Además, se tienen en cuenta las

características del suelo dados por el estudio geotécnico para efectuar los cálculos correspondientes.

6.2.3.2 Diseño estructural de desarenadores, tanques de almacenamiento y cámaras de quiebre

6.2.3.2.1 Determinación de fuerzas actuantes

La determinación de fuerzas actuantes incluye empujes del agua, del suelo y el peso propio de la estructura por medio de modelos de losa y muros sobre los cuales actúan dichas fuerzas. Estos cálculos se verificaron meticulosamente puesto que ésta es la base del diseño estructural.

6.2.3.2.2 Resistencia de diseño

Se usan los coeficientes de mayoración dados por la norma (B.2.3.1) sobre las cargas encontradas anteriormente y el coeficiente de durabilidad sanitaria el cual por norma debe ser mayor o igual a 1.0, el diseñador toma 1.3 para emplear el método de resistencia ϕM_n debe ser mayor o igual a M_u . Posteriormente se chequea el factor de reducción de resistencia $\phi = 0.9$ dado por la norma (C.9.3.2) (*resistencia de diseño*) el cual opera a la suma de los efectos mayorados para dar la resistencia requerida a la flexión (M_u), la cual será igual a la resistencia de diseño (ϕM_n).

En el diseño por cortante se tienen en cuenta los efectos mayorados por cortante para aplicar igualmente el método de resistencia ϕV_n debe ser mayor o igual a V_u (C.23-C.11.1.1), se chequea la resistencia nominal aportada por el concreto V_c haciendo uso de la ecuación C.11-3 (C.11.2) (*resistencia al cortante*), adicionalmente, se verifica la resistencia al cortante aportada por el refuerzo V_s de acuerdo con lo establecido en C.11.4.7 (*diseño del refuerzo para cortante*) teniendo muy presente que $V_s < 0.66(\sqrt{f'_c}).b_w.d$ (C.11.4.7.9). Posteriormente se emplea el factor de reducción $\phi = 0.75$ (C.9.3.2.3) para determinar la resistencia de diseño por cortante.

6.2.3.2.3 Refuerzo mínimo

6.2.3.2.3.1 Refuerzo para retracción y temperatura

El refuerzo mínimo vertical y horizontal para temperatura y retracción de fraguado debe cumplir con las disposiciones de C.23-C.14.3.2 y C.23-C.14.3.3.

Cuantía mínima para refuerzo vertical $\rho = 0.0030$ (C.23-C.14.3.2)

El diseño de los desarenadores presenta insuficiencia en la cantidad de acero vertical suministrada por lo que se obtiene una cuantía de 0.0020 ($\rho = 0.0020$).

Cuantía mínima para refuerzo horizontal para un $f_y = 420$ Mpa; $\rho = 0.0030$ (C.23-C.7.12.2.1)

Igualmente, en el refuerzo horizontal de los desarenadores se provee de una cantidad de acero insuficiente $\rho = 0.0020$

6.2.3.2.3.2 Refuerzo longitudinal

El literal C.10.5.1 se establece la cantidad mínima de refuerzo que debe suministrarse a flexión, en la cual influye la característica del concreto (f'_c) y del acero (f_y). Teniendo en cuenta que el $f'_c = 24.5$ Mpa y $f_y = 420$ Mpa, entonces $\rho_{\text{mín.}} = 0.0033$ y al comparar éste valor con la mínima cantidad suministrada $\rho_{\text{sum.}} = 0.0035$, verificamos que la suministrada es mayor a la mínima requerida.

6.2.3.2.4 Separación entre barras

6.2.3.2.4.1 Separación refuerzo longitudinal

La separación máxima del refuerzo longitudinal debe ser el menor entre 300 mm y dos (2) veces el espesor de la losa ($2 \times 0.20 \text{ m} = 400 \text{ mm}$) (C.23-C.15.14.4.2), por tanto la separación máx. Corresponde a 300 mm (30 cm). Al verificar el valor del diseño se observó que el refuerzo está separado 0.15 m @, lo cual es aceptado por la norma.

6.2.3.2.4.2 Separación refuerzo retracción y temperatura

La separación entre barras debe ser menor a 300 mm (C.23-C.14.3.5). Además, el diámetro de las barras deben ser mínimo $\frac{1}{2}$ ", dado que el refuerzo de retracción y temperatura está ubicado a 0.15 m @ se tiene que dicha separación es aceptable y el diámetro mínimo usado en el diseño es de $\frac{1}{2}$ ".

6.2.3.2.5 Espesor de losa

El espesor de la losa debe ser mayor a 150 mm (C.23-C.15.14.3). El espesor de losa en los tanques y desarenadores es de 20 cm (200 mm).

6.2.3.2.6 Recubrimiento del refuerzo

Para estructuras ambientales, el recubrimiento del refuerzo debe ser mayor o igual a 50 mm (5 cm) (C.23-C.7.7). El diseño de cada estructura toma un recubrimiento de 5 cm.

6.2.4 PLANOS

La revisión de los planos se basa en lo establecido tanto en RAS-2000 como en la NSR-10. Para mayor precisión se empleará el literal A.6 (*presentación de planos y memorias de cálculo*) del RAS-2000 y el literal A.1.5 (*diseños, planos, memorias y estudios*) de la NSR-10.

6.2.4.1 Planos hidráulicos.

Previa verificación, se observó que todos los planos están debidamente rotulados y firmados por el diseñador (A.6.1).

6.2.4.1.1 Referenciación planimétrica y altimétrica por el IGAC o en su defecto por sistemas de posicionamiento geodésico o satelital.

Los planos de planta general cuentan con referencia coordenadas Este, Norte y curvas de nivel, en los perfiles se ven sus abscisas y cotas.

6.2.4.1.2 Características y propiedades mínimas de los materiales a utilizar en la construcción

En los planos se especifica concreto $f'_c = 24.5$ Mpa, $f_y = 420$ Mpa, A/C = 0.40, TMN agregados = $\frac{3}{4}$ ", acero corrugado y cinta de sellado para junta de construcción (cinta SIKA PVC tipo V-15).

6.2.4.1.3 Detalles de conexiones, empalmes, juntas y demás casos que merecen explicación particular.

Los planos cuentan con los siguientes detalles: Secciones transversales que llevan refuerzo, entrada de vertederos, aseguramiento para cámaras de quiebre, cajas, tanques y desarenadores, regla de aforo, zanja típica, cajas para válvulas de control, purga y ventosas, bloques de anclaje de acuerdo al accesorio, esquina de los tanques, intersección entre muros y pozo de amortiguación.

En los planos estructurales no se observó detalle de las juntas de construcción.

6.2.4.1.4 Identificación de las redes existentes de acueducto, alcantarillado, gas, energía y telecomunicaciones.

No hay identificación de las redes existentes de acueducto y alcantarillado, puesto que en los planos de planta general solo aparecen los trazados nuevos.

6.2.4.1.5 Descripción del nivel de complejidad del sistema.

En ninguno de los planos se cita el nivel de complejidad que corresponde al proyecto.

6.2.4.1.6 Cuadros de elementos.

En los planos estructurales se enmarcan los cuadros de despiece del refuerzo, figurado del acero, detalles y observaciones constructivas por parte del diseñador.

En los planos hidráulicos están los cuadros de convenciones y de accesorios.

Se exige que en los planos hidráulicos de las cámaras de quiebre halla un cuadro en el que se especifiquen las cotas: de entrada, salida, tapa, fondo y del vertedero.

Los cuadros de accesorios y despiece del refuerzo son absolutamente necesarios puesto que de ellos deriva el cálculo del presupuesto para dichos ítems.

6.2.4.1.7 Dimensiones

En el plano del tanque de almacenamiento de San Antonio 3 se presenta una inconsistencia en la losa puesto que aparece un diámetro de barra y longitud ($3/8"$, $L=3.00m$) que no coincide con las memorias ($5/8"$, $L=4.00 m$).

En algunos perfiles las cámaras de quiebre no tienen abscisa.

6.2.5 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

El análisis de precios unitarios se centró en verificar valores que deben ser justificados por medio de cálculos y/o tablas de: prestaciones sociales, jornales del trabajador, rendimientos y básicos de equipo y herramienta, materiales, transporte y mano de obra respectivamente. Además, comparar los precios unitarios de los A.P.U con los mostrados en las listas de suministros y de materiales. Finalmente, comprobar que los cálculos sean correctos de cada ítem para que el costo total del proyecto sea fiable.

6.2.5.1 Equipo y herramienta

En todos los ítems, herramienta menor se maneja como un 5% del valor de la mano de obra, pero también se presentan unas fallas debido a que en algunos ítems de suministro e instalación como "*suministro e instalación de adaptador de limpieza 6 pulg. HG*" equipo y herramienta aparece en blanco, es decir que no hay

valor para estos ítems. Haciendo a un lado lo anterior, los demás ítems tienen su respectivo valor bien calculado.

6.2.5.2 Materiales

Se comenzó por el análisis de los básicos, tales como concretos simples y ciclópeos de determinadas resistencias y morteros.

Se compararon los precios del listado de materiales con los usados en los cálculos de los básicos y se chequearon dichos resultados de acuerdo con las dosificaciones de cada uno de ellos (cabe resaltar que estos básicos incluyen un porcentaje de desperdicios del 10%). Posteriormente, se verificaron los precios unitarios de los materiales y suministros con los listados para garantizar concordancia de precios.

Por otro lado, se observó que en todos los ítems de concretos impermeabilizados se añade un 10% por desperdicios, esto llamó la atención puesto que los básicos incluyen desperdicios. Por tanto, se está sumando dos veces dicho porcentaje. También se observó que en estos ítems, la formaleta toma un precio unitario junto con los concretos pero no se sabe de dónde salió dicho precio pues no hay ítem que se refiera a la formaleta y en ninguna parte se justifica.

Continuando con la revisión, se detalló que algunos materiales tienen unidades erradas, es decir, "*tacos de guadua*" tiene unidades de kg pero deberían ser ml.

En el ítem "*Concreto impermeabilizado de 28 Mpa*" no cuentan el impermeabilizante por lo que este ítem arroja un valor unitario erróneo.

En los ítems "*suministro e instalación de válvula flotador de x pulg.*" El precio unitario de los flotadores no coincide con la lista de suministros.

6.2.5.3 Mano de obra

El chequeo de la mano de obra empezó por verificar el valor de las prestaciones de los trabajadores, dicho cálculo no aparece pero sí su valor en cada uno de los ítems. También se dio lugar a los jornales pero no hubo cálculo que respaldara los valores de maestros, oficiales y ayudantes anotados en cada ítem. Posteriormente, se observó que los rendimientos tomados tampoco son fundamentados ni con cálculos ni tablas.

La revisión del A.P.U llega a su fin evidenciando las falencias que ellos presentan y que se darán a conocer al consultor del proyecto para que haga las correcciones pertinentes.

6.2.6 PRESUPUESTO

La revisión del presupuesto tiene como base lo establecido fundamentalmente en los planos hidráulicos y estructurales con el fin de obtener las cantidades de obra con la mayor exactitud posible. De esta forma se verificarán las cantidades, se compararán los precios unitarios puestos en el presupuesto con los calculados en los A.P.U. y se evaluará el valor total de cada estructura que compone al proyecto en mención *Acueducto Interveredal de topa*.

6.2.6.1 Bocatoma

6.2.6.1.1 Cantidades

Teniendo como base los planos hidráulicos, se determinó la cantidad de tubería pvc sanitaria 6" (18 ml), tubería pvc sanitaria 4" (8.0 ml), codos pvc sanit. 90°x6" (2 und), codos pvc sant. 45°x6" (1 und), adaptador de limpieza 6" HG (1 und) y adaptador de limpieza 4" (1 und).

De acuerdo con los planos estructurales, se chequeó la cantidad de solado de limpieza $e=0.05$ m (25 m²), concreto ciclópeo para presa (22.3 m³), concreto 28 Mpa impermeabilizado (8.41 m³) y figuración, corte y amarre de acero 60.000 psi (1.183 kg).

Los anteriores ítems tienen sus cantidades bien calculadas, pero en el presupuesto el concreto ciclópeo se registra con 17.3 m³ y el acero con 917 kg. Estos dos ítems deben ser recalculados para que se anoten sus cantidades correctas.

6.2.6.1.2 Precios unitarios

Todos los precios unitarios de cada ítem corresponden a los calculados en el A.P.U.

6.2.6.1.3 Costo total de la estructura

El costo total de la bocatoma tiene un valor de \$ 29.361.026

6.2.6.2 Desarenador

6.2.6.2.1 Cantidades

Una vez se realizaron algunos cálculos, se llegó a la conclusión de que el ítem *concreto 28 Mpa impermeabilizado* tiene cantidades erróneas pues registran 18.5 m³ pero en realidad son 12.5 m³.

Los demás ítems tienen sus cantidades correctas.

6.2.6.2.2 Precios unitarios

Los precios unitarios en el presupuesto corresponden a los calculados en el A.P.U.

6.2.6.2.3 Costo total de la estructura

El costo total del desarenador tiene un valor de \$ 16.636.046

6.2.6.3 Tanques de almacenamiento

6.2.6.3.1 Cantidades

El común denominador en los tanques de almacenamiento fue la errónea determinación de las cantidades de concretos y aceros de refuerzo, puesto que dichas cantidades difieren de las calculadas por medio de medidas y cuadros de despiece del refuerzo respectivamente. Aproximadamente se presenta una diferencia del 20% con las cantidades reales.

Los demás ítems tales como suministro e instalación de accesorios (codos, tee's, válvulas, etc...), cinta pvc, solados, etc..., comparten cantidades acertadas.

6.2.6.3.2 Precios unitarios

Los precios unitarios en el presupuesto corresponden a los calculados en el A.P.U.

6.2.6.3.3 Costo total de las estructuras

El costo total de todos los tanques de almacenamiento fue de \$ 173.782.656

6.2.6.4 Cámaras de quiebre y de reparto

6.2.6.4.1 Cantidades

Las cantidades de accesorios, concretos y aceros son correctamente calculadas, aunque se presenta un error menor puesto que a los ítems de “*localización y replanteo*” y “*descapote y limpieza*” les ponen las unidades en ml, mientras que en el A.P.U aparecen con m².

En el proyecto se presentan cuatro (4) tipos de cámaras de quiebre, cada una con dimensiones diferentes. En total se emplearán 15 de éstas cámaras.

6.2.6.4.2 Precios unitarios

El precio unitario del ítem “*concreto 21 Mpa*” no coincide con calculado en el A.P.U

6.2.6.4.3 Costo total de las estructuras

El costo total de estas estructuras es de \$ 31.341.665

6.2.6.5 Red de conducción y distribución

6.2.6.5.1 Cantidades

Las cantidades de tuberías, válvulas y accesorios se determinaron en esta sección para comprobar veracidad de lo planteado en el presupuesto.

El proyecto cuenta con 21.752 ml de tubería dados así:

Tabla 4 Tubería total

Diámetro (pulg.)	RDE	Longitud (ml)
2	13,5	1736
2	21	1793
2	26	8403
3	13,5	252
3	21	205
3	26	2449
3	32,5	834
3	41	1827
4	21	404
4	26	1380
4	32,5	1155
4	41	1239
6	41	75
	$\Sigma =$	21752

Estas longitudes se determinaron con ayuda de los planos que muestran el trazado tanto en planta como en perfil, con lo cual se llegó a la conclusión de que lo presentado en el presupuesto es correcto.

6.2.6.5.2 Precios unitarios

Los precios unitarios en el presupuesto corresponden a los calculados en el A.P.U.

6.2.6.5.3 Valor total

El costo total de la red de tubería y accesorios comprendido por suministro e instalación es de \$ 949.690.294

6.2.6.6 Costos totales

6.2.6.6.1 Total costos directos de obra: \$ 694.424.434

6.2.6.6.2 Total costos directos de suministro: \$ 431.081.594

6.2.6.6.3 Administración, imprevistos y utilidad (A.I.U)

6.2.6.6.3.1 Administración (20%): \$ 138.884.887

6.2.6.6.3.2 Imprevistos (5%): \$ 34.721.222

6.2.6.6.3.3 Utilidad (5%): \$ 34.721.222

6.2.6.6.4 Valor total de la obra: \$ 902.751.765

6.2.6.6.5 Valor total obra y suministros: \$ 1.333.833.359

6.2.6.6.6 Interventoría de obra (7%): \$63.192.624

6.2.6.6.7 Interventoría de suministros (2%): \$ 8.621.632

6.2.6.7 Costo total del proyecto: \$ 1.405.647.615

6.3 ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL ACUEDUCTO DE SAN MIGUEL – MUNICIPIO LA VEGA – DEPARTAMENTO DEL CAUCA

6.3.1 DISEÑOS HIDRÁULICOS

6.3.1.1 Estudios previos

6.3.1.1.1 Nivel de complejidad

De acuerdo a la población, proyectada a 25 años, que se abastecerá del acueducto San Miguel en el municipio de La Vega, se determinó un número total de 1.163 habitantes; por lo tanto, el nivel de complejidad se define como bajo para la zona de estudio, debido a que el número de pobladores proyectado no superó los 2.500 habitantes (tabla 1). Además debido a las condiciones socioeconómicas de la población y su bajo nivel de avance y desarrollo, se define que el corregimiento de San Miguel presenta una capacidad económica baja. Por tanto, se determinó que el nivel de complejidad es bajo.

6.3.1.1.2 Periodo de diseño

De acuerdo con el RAS, artículo 69 tabla número 10 de la resolución de 2009, se verifica que el periodo de diseño tomado para aducción y conducción, tanques y demás componentes del sistema de acueducto teniendo en cuenta el nivel de complejidad es de 25 años, por tanto es correcto.

6.3.1.1.3 Estimación de la población

Previo al cálculo de la población futura, el proyecto presenta censos del DANE tal y como lo pide el RAS 2000 en el literal B.2.2.1

Siguiendo el método geométrico dado por el RAS y teniendo en cuenta los censos previos en los cuales se establecen 783 hab., verificamos que para una población proyectada a 25 años su número de habitantes será de 1.163 personas.

6.3.1.1.4 Consumo

El sistema de acueducto deberá garantizar el suministro de agua necesaria para la población proyectada, de tal manera que el abasto sea suficiente durante el periodo de diseño. Por tanto se verificará mediante el RAS el cumplimiento de los parámetros de diseño para el bienestar del proyecto.

6.3.1.1.4.1 Dotación neta

De acuerdo con la resolución de 2009 del RAS, el artículo 67, tabla número 9 y para el nivel de complejidad del sistema bajo, la dotación neta deberá estar entre 90 - 100 (L/hab*día). En la evaluación de las dotaciones netas de agua del corregimiento de San Miguel, se tuvo en cuenta los usos que la comunidad le da al agua, entre los cuales se encontró el uso residencial, institucional, con fines públicos y en escuelas, descartándose la posibilidad de existencia de uso comercial e industrial en el corregimiento, el cual arrojó un valor total de 90 L/hab*día. Valor que se comparó con la norma y es aceptable.

6.3.1.1.4.2 Dotación bruta

En el mismo artículo mencionado anteriormente, el RAS especifica que el porcentaje de pérdidas técnicas máximas admisibles son del 25%. Teniendo esto como referencia verificamos que las pérdidas asumidas en el diseño son aceptables, pues toman un 25%.

Una vez asumidas las pérdidas se pasó a verificar la dotación bruta, para la cual la norma especifica el uso de una ecuación en la que tienen en cuenta la dotación neta y el porcentaje de pérdidas según el artículo 67 de la resolución de 2009. Para éste caso se comprobó por medio de dicha ecuación que el cálculo es correcto dando como resultado una dotación bruta de 120 L/hab/día.

6.3.1.1.5 Caudales

6.3.1.1.5.1 Caudal medio diario

Se verificó mediante la ecuación (B.2.2) de literal B.2.7.1, dando como resultado 1.62 Lps, valor que coincide con el calculado por el diseñador $Q_{md} = 1.62$ Lps

6.3.1.1.5.2 Caudal máximo diario

Se determina por medio de la ecuación B.2.3 de literal B.2.7.2, donde el coeficiente K_1 lo da la tabla B.2.5 en función del N.C que para el caso es bajo. K_1 se toma correctamente como 1.30 y se calcula el QMD el cual se chequea $QMD = 2.11$ Lps

6.3.1.1.5.3 Caudal máximo horario

Se determina según la ecuación B.2.4 del literal B.2.7.3, donde el coeficiente K_2 se establece en la tabla B.2.6 el cual para un N.C bajo es igual a 1.60 (correctamente tomado por el diseñador). Luego se calcula el QMH, se chequea con la anterior ecuación y se concluye que es correcto $QMH = 3.37$ Lps.

6.3.1.2 Filtración en Múltiples Etapas (FiME)

6.3.1.2.1 Filtro grueso dinámico (FGDi)

Las unidades de filtración gruesa dinámica se diseñaron con un caudal superior en un 25% al caudal máximo diario calculado ($QMD = 2,11 \text{ L/s}$), por lo cual el caudal de diseño para este sistema fue de $2,64 \text{ L/s}$; determinándose un total de dos filtros gruesos dinámicos, con una velocidad de filtración de 2 m/h y un caudal por unidad de $1,32 \text{ L/s}$.

6.3.1.2.1.1 Velocidad de filtración

Se comparó la velocidad de filtración para medios constituidos por grava con la norma (C.3.5.2.3, pto 1, tabla C.3.1) el cual debe estar entre $2 - 3 \text{ (m/h)}$, al observar estos valores se concluyó que la velocidad adoptada por el diseñador está dentro de la norma y por tanto es aceptada.

6.3.1.2.1.2 Velocidad de lavado

Para garantizar el máximo de remoción de los sólidos en el medio filtrante durante el lavado, los filtros gruesos dinámicos deben diseñarse de forma que la velocidad de lavado en esta unidad esté entre 0.15 m/s y 0.3 m/s .

Se verificó mediante cálculos usando fórmulas hidráulicas que la velocidad de lavado dado en el diseño es de 0.165 m/s , valor que está en el rango dado por la norma (C.3.5.2.3, pto 2). Por tanto, se aceptó dicho valor de diseño.

6.3.1.2.1.3 Altura del agua sobrenadante

Para garantizar que el nivel del agua sobre el lecho filtrante sea adecuado para facilitar la filtración, los filtros gruesos de flujo ascendente deben diseñarse de forma que la altura del agua sobrenadante sea aproximadamente 0.2 m (C.3.5.2.3, pto 3).

Este parámetro no es calculado en el diseño, así que se le informará al consultor del proyecto de dicha falta.

6.3.1.2.1.4 Composición del medio filtrante

Los filtros gruesos dinámicos deben estar constituidos por un lecho con tres capas de grava, cuyos tamaños deben variar entre 3 mm y 25 mm en la dirección del flujo. La capa fina debe ubicarse en la superficie, en contacto directo con el agua cruda. Las otras capas pueden ser consideradas más como lecho de soporte que como medio filtrante, debido a su mayor tamaño.

Al chequear la composición del lecho filtrante se observó que está compuesta por tres capas, una capa superior de 20 cm de espesor con tamaños entre 3 – 5 mm, una capa intermedia de 20 cm de espesor con tamaños entre 5 – 15 mm y una capa inferior de 20 cm de espesor con tamaños entre 15 – 25 mm. Luego se compararon estos tamaños con los que ofrece la norma (C.3.5.2.3, pto 4a) y se llegó a la conclusión que dichos valores son aceptables.

En los filtros gruesos horizontales el lecho debe estar constituido por grava con tamaño comprendido entre 25 mm y 19 mm para la primera unidad, 19 mm y 13 mm en la segunda y entre 13 mm y 4 mm en la última, en una unidad de tres compartimientos.

6.3.1.2.1.5 Sistema de drenaje

El sistema de drenaje está compuesto por 5 recolectores laterales espaciados cada 0,50 m, con dos hileras de 6 orificios cada uno con un diámetro de 2/5 de pulgada y separados cada 10 cm. El diámetro de la tubería principal es de 4 pulgadas y cada lateral será de 2 pulgadas.

6.3.1.2.1.5.1 Caudal de lavado

Para garantizar el máximo de remoción de los sólidos en el medio filtrante durante el lavado, los filtros gruesos dinámicos deben diseñarse de forma que la velocidad de lavado en esta unidad esté entre 0.15 m/s y 0.3 m/s (C.3.5.2.3). En el diseño se adopta una velocidad inferior a 0.15 m/s, lo cual genera un caudal de lavado acertado.

6.3.1.2.1.5.2 Pérdidas por lecho filtrante

El chequeo de las pérdidas por el lecho filtrante que se realizó fue empleando fórmulas hidráulicas que son avaladas por la norma. En esta parte, el objetivo fue verificar que los valores consignados en el diseño estuviesen correctos y puesto que no se encontraron anomalías en los cálculos, se dió el visto bueno a este.

Total de pérdidas: $1.05 \times 10^{-3} \text{m}$

6.3.1.2.1.5.3 Pérdidas por tubería principal y lateral

Mediante fórmulas dadas por la norma, se verificaron los cálculos para dos condiciones; lavado y operación, a cada una de éstas se les chequearon las pérdidas que se generan y se compararon con las que da el diseño 3.15×10^{-3} y 1×10^{-4} m respectivamente, sin encontrar error alguno.

6.3.1.2.1.5.4 Pérdidas por accesorios

Las pérdidas por accesorios que se presentan en los FDGi se deben a la presencia de dos codos de 90° y dos de 45°, por las 5 tees y por la válvula durante el lavado.

La verificación de las pérdidas por accesorios se realizó para las condiciones de lavado y de operación. En este proceso no se encontraron errores, por tanto los valores corresponden a 0.20 m y 6.84×10^{-3} m respectivamente.

6.3.1.2.1.6 Estructura de entrada

Antes del FDGi se ubicará una cámara de aquietamiento y distribución compuesta por un canal de aproximación y un vertedero de reparto triangular. De igual manera al inicio de los FDGi se diseñará una cámara de entrada para el par de unidades.

6.3.1.2.1.6.1 Cámara de aquietamiento

La función específica de esta cámara es disipar la energía que trae el agua desde la estructura anterior y así disminuir la turbulencia, con el fin de evitar un posible levantamiento del lecho filtrante y generar mayor eficiencia del mismo.

La cámara de aquietamiento tiene dimensiones 0.80x0.80x0.80 m y recibe un caudal de 2.7 Lps, se verificó el volumen 0.512 m³ y el tiempo de retención 190 seg., luego se comparó $190 > 60$ seg. y De ésta forma se concluyó que el diseño es correcto.

6.3.1.2.1.6.2 Canal de aproximación y aforo

Se diseñó un vertedero de aforo, el cual se ubicará al final del canal de aproximación y su forma será triangular con un ángulo de abertura de 60°. El canal distribuirá el agua hacia los dos FDGi.

En esta estructura se chequearon los cálculos de carga hidráulica, longitud superior del vertedero, ancho del canal, distancia de la regleta medida desde el vertedero, borde libre, altura y longitud del canal de aproximación al vertedero, dando como resultado un correcto diseño.

6.3.1.2.1.6.3 Caja posterior al vertedero de reparto

El agua que sale de esta caja va por tubería a la cámara de entrada del FDGi.

Para esta estructura solo se prevé un chequeo en sus cálculos, el cual es acertado.

6.3.1.2.1.6.4 Cámara de entrada a los FGD_i

Al igual que la cámara de aquietamiento, la cámara de entrada cumple la función de disminuir el régimen turbulento con el que venga el agua del canal de aproximación y aforo, con el fin de evitar bajas eficiencias en términos de filtración.

La cámara de entrada a los FGD_i, previa verificación de cálculos se encontró que el tiempo de retención para este es de 549 seg. lo que garantiza el aquietamiento.

6.3.1.2.1.7 Cámara de excesos

Se ubicará después de cada par de unidades de FGD_i, y tendrá un vertedero de rebose con una compuerta de madera móvil.

El dimensionamiento de la cámara de excesos goza de buenos criterios de diseño, así como acertados cálculos que dan como resultado un volumen de 0.3 m³.

6.3.1.2.1.8 Cámara de válvulas y de lavado

En esta cámara se ubicarán las válvulas provenientes de la tubería de desagüe, las cuales serán válvulas de apertura rápida de 4 pulgadas (válvulas tipo wafer). La función principal de éstas es realizar el proceso de lavado a los FGD_i mediante la eliminación de los sólidos que se encuentran en el fondo del mismo.

Al chequear las dimensiones, resultó un tiempo de retención de 47 seg., basados en los valores asumidos por el diseñador, el dimensionamiento es acertado.

6.3.1.2.2 Filtro grueso ascendente en capas (FGAC)

6.3.1.2.2.1 Velocidad de filtración

Se diseñó una unidad de filtración gruesa ascendente en capas, para tratar un caudal de 2,15 L/s; con una velocidad de filtración de 0,60 m³/m² – h. Este valor de velocidad de filtración lo comparamos con la norma C.3.5.2.3 tabla C.3.1 para la cual debe estar entre 0.3 – 0.7 m/h. Por tanto es aceptado.

6.3.1.2.2.2 Composición del medio filtrante

El lecho filtrante estará compuesto por cuatro capas de grava y un lecho de soporte, cada uno de 0,30 m de profundidad para un espesor total de 1.50 m, cuyo tamaño disminuirá en el sentido del flujo.

En los filtros gruesos de flujo ascendente, el lecho filtrante debe estar constituido por 5 capas de grava, las cuales pueden estar distribuidas en 1, 2 o 3 compartimientos. Sus tamaños deben variar entre 25 mm y 4 mm en la dirección

del flujo. Los primeros 0.2 m a 0.4 m de grava en contacto con el sistema de drenaje constituyen el lecho de soporte, cuyo diámetro debe variar según el tamaño de la capa de grava presente en cada unidad y con el diámetro de los orificios del múltiple (C.3.5.2.3 pto 4c)

Al chequear la composición del lecho filtrante observamos que está compuesta por cinco capas, una capa de soporte de 30 cm de espesor con tamaños entre 19 – 25 mm, una capa intermedia de 30 cm de espesor con tamaños entre 13 – 19 mm, una segunda capa intermedia de 30 cm de espesor con tamaños entre 6 – 13 mm, una tercera capa intermedia de 30 cm de espesor con tamaños entre 3 – 6 mm y finalmente, una capa superior de 30 cm de espesor con tamaños entre 1.6 – 3 mm. Luego comparamos estos tamaños con los que ofrece la norma (C.3.5.2.3, pto 4c) y llegamos a la conclusión de que algunos tamaños no cumplen con la norma puesto que hay tamaños menores de 4 mm.

Además, se establece un nivel máximo de lámina de agua y un borde libre de 0.10 m cada uno. Siendo así, la altura de la unidad será de 1.70 m.

6.3.1.2.2.3 Sistema de drenaje

El sistema de drenaje estará compuesto por una tubería principal dispuesta en el centro del filtro y 12 recolectores laterales espaciados cada 0,60 m, con dos hileras de 13 orificios cada uno con un diámetro de 3/8 de pulgada y separados cada 15 cm. El diámetro de la tubería principal será de 6 pulgadas y cada lateral será de 2 pulgadas.

6.3.1.2.2.3.1 Caudal de lavado

El caudal de lavado es aceptado puesto que la velocidad ($V = 1.05$ m/s) está en el rango admitido.

6.3.1.2.2.3.2 Pérdidas por lecho filtrante

El procedimiento fue el mismo que en el FGD_i, el chequeo de las pérdidas por el lecho filtrante que se realizó fue empleando fórmulas hidráulicas que son avaladas por la norma. En esta parte, el objetivo fue verificar que los valores consignados en el diseño estuviesen correctos y puesto que no se encontraron deficiencias en los cálculos se dió el aval a éste.

Total de pérdidas: 1.61×10^{-3} m

6.3.1.2.2.3.3 Pérdidas por tubería principal y lateral

Mediante fórmulas dadas por la norma, se comprobaron los cálculos para dos condiciones; lavado y operación, a cada una de éstas se le chequearon las

pérdidas que se generan y fueron comparadas con las que da el diseño 4.29×10^{-2} y 1.50×10^{-4} m respectivamente, sin encontrar error alguno.

6.3.1.2.2.3.4 Pérdidas por accesorios

Las pérdidas por accesorios que se presentan en los FDGi se deben a la presencia de dos de 45° , 5 tees y por la válvula durante el lavado.

La verificación de las pérdidas por accesorios se realizó para las condiciones de lavado y de operación. En este proceso no se encontraron errores, por tanto los valores corresponden a 0.59 m y 3.18×10^{-3} m respectivamente.

6.3.1.2.2.4 Estructura de entrada

Antes del FGAC se ubicará una cámara de aquietamiento y distribución compuesta por un canal de aproximación, un vertedero de reparto triangular y una cámara de entrada.

6.3.1.2.2.4.1 Cámara de aquietamiento

La cámara de aquietamiento tiene dimensiones $0.80 \times 0.80 \times 0.80$ m y recibe un caudal de 2.15 Lps, se verificó el volumen 0.512 m^3 y el tiempo de retención 65 seg., luego se comparó $65 > 60$ seg. y De ésta forma se concluyó que el diseño es correcto.

6.3.1.2.2.4.2 Canal de aproximación y aforo

Se diseñó un vertedero de aforo, el cual se ubicará al final del canal de aproximación y su forma será triangular con un ángulo de abertura de 60° .

En esta estructura se corroboraron los cálculos de carga hidráulica, longitud superior del vertedero, ancho del canal, distancia de la regleta medida desde el vertedero, borde libre, altura y longitud del canal de aproximación al vertedero, dando como resultado un correcto diseño.

6.3.1.2.2.4.3 Cámara de entrada a los FGAC.

La cámara de entrada a los FGAC, previa verificación de cálculos se encontró que el tiempo de retención para este es de 134seg. lo que garantiza el aquietamiento.

6.3.1.2.2.5 Cámara de agua filtrada

En esta cámara se recogerá el agua filtrada proveniente del FGAC por medio de una tubería de 6".

En esta estructura se estima un tiempo de retención de 114 seg. Además, se logra un acertado dimensionamiento previo chequeo hidráulico.

6.3.1.2.2.6 Cámara de válvulas

En esta cámara se ubicará la válvula proveniente de la tubería de desagüe, la cual será una válvula de apertura rápida de 6 pulgadas.

Una vez realizado el chequeo del dimensionamiento mediante fórmulas hidráulicas conocidas y avaladas por la norma, se puede asegurar un correcto diseño.

6.3.1.2.3 Filtro lento en arena (FLA)

Para el chequeo del FLA se tendrá en cuenta la norma C.7.5.2

Se diseñaron dos unidades de filtración lenta en arena con una velocidad de filtración de $0,2 \text{ m}^3/\text{m}^2 - \text{h}$, para tratar un caudal de 2,15 Lps; teniendo un área de filtración total de $3,87 \text{ m}^2$ y un caudal por unidad de 1,08 Lps.

6.3.1.2.3.1 Velocidad de filtración

La tasa de filtración de la unidad debe estar entre $2.4 \text{ m}^3/(\text{m}^2.\text{día})$ a $7.2 \text{ m}^3/(\text{m}^2.\text{día})$ El diseño adopta una velocidad de 0.2 m/h lo que equivale a 4.8 m/día, de ésta forma dicha velocidad al compararla con la norma (C.7.5.2.5) se observó está dentro del rango y por tanto es aceptada.

6.3.1.2.3.2 Composición del lecho filtrante

El medio filtrante de cada unidad de FLA estará compuesto por un lecho de soporte y uno de arena fina.

El lecho de soporte está formado por grava de tamaños entre 16 mm – 23 mm siendo éstos valores superiores a los permitidos por la norma C.7.5.2.2 tabla C.7.4. Por tanto, no cumple.

El espesor total del FLA es de 1.90 m

6.3.1.2.3.3 Altura del agua sobre el lecho

Por norma este valor debe estar entre 0.7 m – 1.0 m, pero en el diseño se observa una altura de 0.25 m lo cual indica que el diseñador no está cumpliendo con éste parámetro según lo establecido en C.7.5.2.6.

6.3.1.2.3.4 Sistema de drenaje

El sistema de drenaje estará compuesto por 4 recolectores laterales espaciados cada 0,9 m, con un diámetro 4 pulgadas y una tubería principal de pulgadas.

6.3.1.2.3.4.1 Pérdidas por lecho filtrante

Las pérdidas dadas en el diseño fueron corroboradas empleando fórmulas hidráulicas para garantizar un cálculo acertado. Este proceso arrojó pérdidas iguales a 0.009 m.

6.3.1.2.3.4.2 Pérdidas por tubería principal y lateral

Se verificaron estos valores para garantizar confiabilidad en los resultados, de esta forma se obtuvieron pérdidas por 1×10^{-5} m.

6.3.1.2.3.4.3 Pérdidas por accesorios

Las pérdidas por accesorios que se presentan en los FLA se deben a la presencia de un codo de 90° , 4 tees y por la salida.

Se chequearon los cálculos para verificar su acierto y se llegó a que éstos son correctos, dando como resultado 2.84×10^{-3} m.

6.3.1.2.3.5 Estructura de entrada

Antes de cada FLA se ubicará una cámara de aquietamiento y distribución compuesta por un canal de aproximación, un vertedero de reparto triangular y una cámara de entrada.

6.3.1.2.3.5.1 Cámara de aquietamiento

En la cámara de aquietamiento mediante fórmulas hidráulicas se chequeó el dimensionamiento y el tiempo de retención, el cual es de 156 seg $>$ 60 seg. Recibirá un caudal de 2.15 Lps y tendrá un volumen de 0.336 m^3 .

6.3.1.2.3.5.2 Canal de aproximación y aforo

Se diseñó un vertedero de aforo por cada FLA, el cual se ubicará al final del canal de aproximación y su forma será triangular con un ángulo de abertura de 60° .

Se verificó exitosamente el dimensionamiento de la estructura arrojando valores confiables y aceptados.

6.3.1.2.3.5.3 Cámara de entrada a los FLA

Además del dimensionamiento, el tiempo de retención es un parámetro muy importante el cual chequeamos para garantizar una correcta funcionalidad de la estructura. El tiempo de retención se calculó y comprobó exitosamente cuyo valor es de 250 seg. > 60 seg.

6.3.1.2.3.5.4 Ventana de entrada a los FLA

La ventana se ubicará a 0,1 m del fondo de la cámara de entrada a cada FLA. Para esta estructura se hizo un cálculo detallado como en todas las estructuras anteriores para tener certeza en los diseños. El dimensionamiento no tuvo inconsistencias.

6.3.1.2.3.5.5 Cámara de agua filtrada

En esta cámara se recogerá el agua filtrada proveniente del FLA por medio de una tubería de 6". Verificamos que este diseño es correcto y sus dimensiones son confiables.

6.3.1.2.3.5.6 Vertedero anterior a la cámara de contacto con cloro, cámara hacia contacto con cloro y cámara de válvulas

Estas estructuras no presentan inconsistencia en sus cálculos ni criterios, por tanto se acepta lo planteado en el diseño.

6.3.1.2.3.5.7 Cámara de lavado

En el diseño de la cámara de lavado se encontró que el área superficial de la cámara es un valor errado pues no coincide con el resultado obtenido al operar el volumen de la arena con la altura de la misma.

6.3.1.3 Desinfección

Para este apartado se hará uso de la norma C.8 y fundamentalmente de la sección C.8.5 *parámetros de diseño*. De ésta forma se corroborarán los cálculos y se hará la comparación de los resultados con los valores establecidos en la norma para garantizar un óptimo diseño.

6.3.1.3.1 Dosis del desinfectante

Para verificar que la dosis de desinfectante sea la correcta se tomará como base el literal C.8.5.1, la cual establece que para determinar la dosis de desinfectante se debe recurrir a las tablas C.8.2.A, C.8.2.B o C.8.2.C dependiendo del

porcentaje de remoción, donde es necesario conocer el P.H. a diferentes temperaturas para encontrar el parámetro K (Cxt).

El diseñador asume un valor de $C = 2$ mg/L pero no da a conocer bajo que temperatura se realizará la desinfección ni el P.H.

6.3.1.3.2 Tanque de contacto

El diseño del tanque de contacto contiene información incompleta, no hay detalles sobre los tabiques como se requiere por norma C.8.5.5, no se muestran resultados lo cual hace imposible los criterios y cálculos que llevaron a dicho diseño, igualmente la cámara de reacción de cal no presenta suficiente información. Adicionalmente, calculan una pérdida de carga pero adoptan valores sin previa justificación.

6.3.1.3.3 Cloradores

Para el correspondiente chequeo de los cloradores se tendrá como base la norma C.8.5.6.

Igual a todo el proceso de desinfección, aquí se evidencia falta de información y criterios para seleccionar el clorador como lo indica la norma en el literal C8.5.6.3.

En general, el proyecto muestra grandes fallas en la parte de desinfección puesto que no se provee de la información necesaria para llevar a cabo lo que se considera un buen diseño y de igual forma no es posible realizar un chequeo de algunos parámetros teniendo como base la norma.

6.3.2 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

6.3.1.1 Exploración de campo

Se verificaron los registros de la exploración de campo.

6.3.2.2 Número mínimo de sondeos

De acuerdo con la norma H.3.2.3, el número mínimo de sondeos es de 3 y deben lograr una profundidad mínima de 6 m. En el proyecto se destinaron tres sondeos por zona para cumplir en cada una de las estructuras.

6.3.2.3 Profundidad de los sondeos

Al chequear los perfiles de suelo de cada uno de los terrenos se observó que de los tres sondeos por zona dos lograron llegar a los 6 m recomendados por la norma los cuales fueron aceptados por que se considera que es representativa.

6.3.2.4 Ensayos de Laboratorio

El proyecto cuenta con los ensayos correspondientes para determinar las propiedades mecánicas e hidráulicas del subsuelo tales como: peso unitario, humedad, resistencia al corte, esfuerzo-deformación, compresibilidad, expansión, permeabilidad y demás parámetros con sus respectivas curvas y perfiles estratigráficos necesarios para lograr un completo diagnóstico de las características del terreno, como lo indica la norma NSR-10 en los literales H3.3.3 y H.3.3.4.

6.3.2.5 Estudio geotécnico definitivo

6.3.2.5.1 Proyecto

El estudio cuenta con una descripción general del proyecto, localización y sistema estructural.

6.3.2.5.2 subsuelo

Se cumplió con el reconocimiento de campo, cuyo objetivo es dar una descripción del terreno principalmente de su morfología y presencia de aguas freáticas.

6.3.2.5.3 Recomendaciones para diseño

Teniendo en cuenta la estratigrafía de los suelos, las presiones admisibles, parámetros de interacción suelo-estructura, el laboratorista hace una recomendación sobre el tipo de cimentación ideal para la zona objeto de estudio, la cual es una losa de cimentación para cada tanque.

6.3.2.5.4 Anexos

Al final del estudio, presentan los registros de muestreos realizados en campo, así como los resultados de laboratorio fundamentados en tablas y gráficos en los cuales dan a conocer los diferentes parámetros de estudio geotécnico.

6.3.3 DISEÑO ESTRUCTURAL

6.3.3.1 Filtro grueso dinámico (FGDi)

6.3.3.1.1 Evaluación de cargas

Para el chequeo de la evaluación de cargas se tuvieron en cuenta los coeficientes dados por la norma NSR-10, dichos valores son necesarios para el cálculo de empujes de tierra y presión del agua, gracias a estos se logró emplear determinada metodología para la verificación del diseño. Aplicando suma momentos y suma de fuerzas se comprobó que las cargas son acertadas.

6.3.3.1.2 Resistencia requerida

De acuerdo a la norma C.23-C.9.2, debe calcularse un coeficiente de durabilidad S_d para secciones que no sean controladas por compresión en estructuras ambientales donde se tenga en cuenta la durabilidad, estanqueidad y otras consideraciones para lograr un buen funcionamiento. Además, la determinación de la resistencia requerida debe basarse en una de las ecuaciones dadas en el literal C.9.2.1, el diseño estructural cumple con lo establecido en la norma puesto que la resistencia requerida es la suma de efectos mayorados con los coeficientes de mayoración dados en el literal mencionado anteriormente, luego calculan S_d el cual es igual a 1.30, éste factor cumple con la norma pues $S_d \geq 1.0$

6.3.3.1.3 Resistencia de diseño

Para determinar la resistencia de diseño, se aplica un factor de reducción para secciones controladas a flexión y cortante (tracción diagonal) el cual es dado en los literales C.9.3.2.1 y C.9.3.2.3. Por norma este coeficiente es para flexión 0.90. El diseño usa factores de 0.90 para diseño a flexión, por tanto se verifica que la resistencia de diseño es la correcta.

6.3.3.1.4 Longitud de desarrollo

La norma, en el literal C.12.2.2 especifica la longitud de desarrollo para barras que trabajan a tracción dependiendo del diámetro de barra adoptado y de la resistencia del concreto además de ciertos coeficientes a tomar según sea el caso.

En esta parte el objetivo fue comparar la longitud de desarrollo previsto en los planos estructurales con los que se determinan en la norma, esto dado que no hubo cálculo de longitud de desarrollo por parte del diseñador.

Teniendo en cuenta los diámetros de barras, la resistencia del concreto f'_c consignados en los planos estructurales y los coeficientes de norma se logró determinar que las longitudes de desarrollo son superiores a las mínimas establecidas por las fórmula en el literal C.12.2.2

6.3.3.1.5 Protección de concreto para el refuerzo

Teniendo en cuenta la norma C.23-C.7.7, en la que hacemos uso de la tabla C.23-C.7.7.1 para obtener los recubrimientos del refuerzo en estructuras ambientales bajo condiciones de concreto expuesto a tierra, líquidos, intemperie, o en losas que sostienen rellenos de tierra, el recubrimiento mínimo para muros y losas es de 50 mm. Ahora, en el diseño se observa que en las estructuras; canaleta de entrada, FGD_i y cámara de lavado, el menor recubrimiento corresponde a 5 cm (50 mm) y se presenta en la estructura *canaleta de entrada*. Siendo así, se tiene que $5\text{ cm} \geq 5\text{ cm}$ y por tanto está cumpliendo con la norma.

6.3.3.1.6 Refuerzo de retracción y temperatura

En la norma C.23-C.7.12, tabla C.23-C.7.12.1 se establecen las cuantías mínimas de retracción de fraguado y variación de temperatura teniendo en cuenta la distancia entre juntas y el f_y . Conociendo que todas las juntas están ubicadas entre sí a una distancia menor de 6 m y además, se utiliza un f_y de 240 Mpa se puede establecer que la cuantía mínima a suministrar es de 0.0030.

Siguiendo la norma anterior, se revisaron las estructuras y se observó que la cuantía de acero suministrado por retracción y temperatura conociendo el diámetro de la barra que se usa y su separación es 0.0030. basado en lo anterior se verificó que el diseño cumple con esta parte de la norma.

6.3.3.1.7 Refuerzo mínimo a flexión

El refuerzo mínimo a flexión se establece en la norma C.23-C.10.5 la cual lleva a C.10.5 *refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión*.

El área de acero mínimo suministrado $A_{s, \text{mín}}$ está dada por la ecuación C.10-3. Mediante esta ecuación verificamos que $A_{s, \text{mín}}$ es igual a 3.78 cm^2 el cual debe ser mayor a 4 cm^2 , dado que $3.78\text{ cm}^2 < 4\text{ cm}^2$ el diseñador toma correctamente $A_{s, \text{mín}} = 4\text{ cm}^2$.

Para verificar que las cantidades de acero suministradas a las estructuras que conforman todo el FGD_i son mayores a $A_{s, \text{mín}} = 4\text{ cm}^2$ tomamos secciones de $b_w = 1.0\text{ m}$, la barra empleada y su separación, de esta forma se encontró que se está proporcionando $A_s = 5.08\text{ cm}^2$, y como $5.08\text{ cm}^2 > 4\text{ cm}^2$ se comprueba que cumple con la norma.

6.3.3.1.8 Espesor mínimo de muros

De acuerdo con la norma C.23-C.14.6, el espesor del muro no debe ser menor 150 mm. Se verificaron en las estructuras el espesor de los muros y se observó que éstos tienen 15 cm, por tanto se está cumpliendo con la norma.

6.3.3.1.9 Espesor de losa

La norma en el literal C.23-C15.14.3 establece el mínimo espesor que una losa debe tener cuando se tiende sobre el terreno, este espesor corresponde a 150 mm. El diseño de las losas provee un espesor de 20 cm (200 mm) por tanto, se está garantizando el cumplimiento de la norma.

6.3.3.2 Filtro grueso ascendente en capas (FGAC)

6.3.3.2.1 Evaluación de cargas

Aplicando suma momentos y suma de fuerzas se comprobó que las cargas son acertadas.

6.3.3.2.2 Resistencia requerida

C.23-C.9.2, la resistencia requerida es calculada como la suma de los efectos mayorados teniendo en cuenta los coeficientes de mayoración, estos cálculos se verificaron y aceptaron pues son correctos y se realizan de acuerdo con la norma.

6.3.3.2.3 Resistencia de diseño

La norma en los literales C.9.3.2.1 y C.9.3.2.3 establece los factores de reducción que se deben aplicar a la resistencia nominal (ϕM_n), este valor corresponde por norma a 0.90, valor que coincide con el diseño para los muros y losas de todo el FGAC y por tanto está cumpliendo.

6.3.3.2.4 Longitud de desarrollo

Partiendo del literal C.12.2.2 se determinaron las longitudes mínimas de desarrollo para cada diámetro de barra, además, determinando los coeficientes necesarios para encontrar dicha longitud de desarrollo con el fin de aplicar la fórmula que se exige en C.12.2.2. De esta forma, se chequeó que las longitudes de acero que van más allá de la sección crítica de los muros y losas en el diseño superan el mínimo establecido por la norma.

6.3.3.2.5 Recubrimiento para el refuerzo

Por norma, el recubrimiento del refuerzo para las condiciones consignadas en el proyecto debe ser mayor o igual a 5 cm (C.23-C.7.7), al chequear los planos estructurales se observó que el refuerzo goza de un recubrimiento mínimo de 5 cm en todas las estructuras del FGAC desde la cara que está en contacto con el agua y/o tierra.

6.3.3.2.6 Refuerzo de retracción y temperatura

El refuerzo por retracción del fraguado y variación de temperatura no debe ser inferior a la cuantía 0.0030 en barras con $f_y = 240$ Mpa (C.23-C.7.12).

Se verificó el acero suministrado y teniendo en cuenta el diámetro de las barras y su separación se determinó que la cuantía es superior a la mínima 0.0030 lo que indica un cumplimiento de la norma.

6.3.3.2.7 Refuerzo mínimo a flexión

La norma estipula la cantidad de acero de refuerzo mínimo en la ecuación C-10.3 de literal C.10.5, de tal manera que para el diseño se tiene un $A_{s, \text{mín}} = 4 \text{ cm}^2$ (por norma), dado que las estructuras que componen el FGAC cuentan con un A_s superior a 5.08 cm^2 se puede asegurar que está cumpliendo con la norma.

6.3.3.2.8 Espesor mínimo de muros

Los muros en el diseño adoptan un espesor de 15 cm, lo cual es mayor a lo establecido en la norma C.23-C.14.6 ($e \geq 150$ mm). Por tanto, cumple.

6.3.3.2.9 Espesor de losa

Las losas en el diseño tienen un espesor de 20 cm y de acuerdo con la norma C.23-C.15.14.3 se acepta el diseño.

6.3.3.3 Filtro lento en arena (FLA)

6.3.3.3.1 Evaluación de cargas

La determinación de cargas se realiza mediante un modelo de fuerzas horizontales y verticales las cuales actúan sobre las estructuras. La verificación de los resultados se realizó mediante suma momentos y de fuerzas para garantizar que el cálculo es correcto.

6.3.3.3.2 Resistencia requerida

A las cargas en la evaluación anterior se aplican correctamente los coeficientes de mayoración dados por la norma C.23-C.9.2, de esta forma la resistencia requerida es acertada.

6.3.3.3.3 Resistencia de diseño

En la determinación de la resistencia requerida, el diseño toma un coeficiente de reducción de $\phi = 0.9$. Ahora, teniendo en cuenta la norma C.9.3.2.1 y C.9.3.2.3 se comprobó que dicha resistencia es correcta puesto que no se presentó problema alguno en las fuerzas actuantes ni en el coeficiente de reducción.

6.3.3.3.4 Longitud de desarrollo

Las estructuras del FLA no presentaron inconsistencia respecto a la longitud de desarrollo en el refuerzo. Tomando siempre como referencia la sección crítica, se verificó que el refuerzo se extiende más allá para desarrollar su fluencia.

6.3.3.3.5 Recubrimiento del refuerzo

Las losas y muros en las estructuras que comprenden el FLA proporcionan un recubrimiento de 5 cm en las caras que permanecerán en contacto con el agua y la tierra. Por tanto, se está cumpliendo con lo dispuesto en la norma C.23-C.7.7.

6.3.3.3.6 Refuerzo por retracción y temperatura

Para el refuerzo de retracción de fraguado y variación de temperatura se emplean barras con $f_y = 240$ Mpa separadas cada 0.25 m, teniendo en cuenta dicha separación y el diámetro de cada una de ellas se logró determinar que la cuantía suministrada es superior a 0.0030, tal como lo indica la norma C.23-C.7.12. De ésta forma se está cumpliendo con la norma.

6.3.3.3.7 Refuerzo mínimo a flexión

Empleando la ecuación C-10.3 y para un concreto $f'_c = 28$ Mpa se determinó que la cantidad de acero mínimo $A_{s, min} = 4$ cm², además, las estructuras presentan $A_s = 5.08$ cm². Por tanto, se está suministrando acero por encima del mínimo como lo indica la norma C.10.5.

6.3.3.3.8 Espesor mínimo de muros

Los muros adoptan un espesor de 0.15m, suficiente para cumplir con la norma C.23-C.14.6.

6.3.3.3.9 Espesor de losa

Las losas presentan espesores de 0.20m, así que se cumple con la norma C.23-C.15.14.3.

6.3.4 PLANOS

6.3.4.1 Referenciación planimétrica y altimétrica por el IGAC o en su defecto por sistemas de posicionamiento geodésico o satelital.

Los planos topográficos deben contar con referencia de coordenadas Este, Norte y curvas de nivel, además, en los perfiles se tienen que notar todas las abscisas y cotas. Adicionalmente, el cuadro de convenciones debe estar presente.

El único inconveniente con los planos topográficos del proyecto es que no hay cuadro de convenciones.

6.3.4.2 Perfiles

En los perfiles se deben detallar todas las cotas y abscisas de cada una de las estructuras; *FGDi*, *FGAC* y *FLA*. y éstas deben coincidir con lo establecido en el los cálculos del diseño para evitar inconsistencias.

Los planos que detallan los perfiles cumplen con lo requerido.

6.3.4.3 Características y propiedades mínimas de los materiales a utilizar en la construcción

En los planos estructurales deben notificarse las características de los materiales a emplear, dichas características involucran: concreto, acero de refuerzo, relación agua-cemento (*A/C*), tamaño de los agregados, tipo de junta de construcción, coeficientes de aceleración, importancia, grupo de uso y zona de amenaza sísmica, recubrimiento, datos del estudio de suelo y demás motas que el diseñador considere pertinentes.

En los planos se especifica concreto $f'_c = 28$ Mpa, $f_y = 420$ Mpa para refuerzo principal y $f_y = 240$ Mpa para refuerzo de retracción y temperatura, $A/C = 0.45$, TMN agregados = $\frac{3}{4}$ ", acero corrugado, sikadul 32 para la junta, esfuerzo permisible del suelo 13.5 ton/m^2 , recubrimiento mínimo de 5 cm, también se especifican los coeficientes de aceleración, de importancia, grupo de uso y zona de amenaza sísmica. De ésta forma, están cumpliendo con lo requerido.

6.3.4.4 Detalles de conexiones, empalmes, juntas y demás casos que merecen explicación particular.

En los planos hidráulicos y estructurales deben detallarse las conexiones, empalmes de accesorios, detalle de juntas de construcción y demás detalles que merezcan atención.

En los planos falta detalle de conexiones y de cuadros con detalles del proyecto, no hay detalle de juntas ni cuadro de accesorios en los perfiles de la línea de conducción.

6.3.4.5 Identificación de las redes existentes de acueducto, alcantarillado, gas, energía y telecomunicaciones.

No se hace la identificación de las redes existentes de acueducto y alcantarillado, puesto que en los planos de planta general solo aparecen los trazados nuevos.

6.3.4.6 Descripción del nivel de complejidad del sistema.

En ninguno de los planos se cita el nivel de complejidad que corresponde al proyecto.

6.3.4.7 Cuadros de elementos.

En los planos estructurales se enmarcan los cuadros de despiece del refuerzo, figurado del acero, detalles y observaciones constructivas por parte del diseñador.

Los cuadros de accesorios y despiece del refuerzo son absolutamente necesarios puesto que de ellos deriva el cálculo del presupuesto para dichos ítems.

6.3.4.8 Dimensiones

Las estructuras tienen todas sus dimensiones y además son las establecidas en los diseños, pero en el plano en el cual se detalla el filtro grueso dinámico no están los diámetros (tamaños) de los materiales de cada capa, debido a esto se informará al consultor para que revise y presente el plano nuevamente sin falla alguna.

Resumiendo, la presentación de los planos presenta inconsistencias las cuales se expondrán al consultor del proyecto para que sean tomadas en cuenta y corregidas para una posterior revisión antes de aceptar todo el proyecto.

6.3.5 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

6.3.5.1 Equipo y herramienta.

En todos los ítems, la herramienta menor se asume como un % y se calcula su valor unitario, pero no se indica que valor es ese porcentaje (no hay valor numérico). Por tanto, de esta falla se dará a conocer al consultor para su póstumo arreglo.

6.3.5.2 Materiales.

En los A.P.U se verificó el listado de materiales para que no haya inconsistencias en la determinación del valor unitario de ítems como concretos, aceros, morteros y demás.

En la revisión se observó que se presentan inconsistencias en algunos ítems, entre ellos los *suministros e instalaciones de concretos impermeabilizados de diferentes espesores* los cuales incluyen encofrado pero en el A.P.U ninguno de ellos incluye la formaleta dando así un precio unitario errado por ítem.

6.3.5.3 Mano de obra.

Al revisar la mano de obra encontramos que los valores que allí se anotan de rendimientos y jornales no son justificados, pues no tienen el debido cálculo y tampoco se muestran tablas estadísticas que respalden dichos valores.

Dado lo anterior, no se aceptarán los precios unitarios de cada ítem hasta que el consultor presente la debida justificación.

6.3.6 PRESUPUESTO

6.3.6.1 Filtro Grueso Dinámico.

6.3.6.1.1 Cantidades

En este punto, se realizó el chequeo de las cantidades de concretos impermeabilizados, aceros de refuerzo 420 Mpa y accesorios teniendo como base los cuadros de despiece del refuerzo, cuadros de accesorios y dimensiones de las estructuras.

Por medio de las dimensiones de las estructuras se calculó el volumen de cada una de ellas para verificar la cantidad de concreto que se establece en el presupuesto, dando como resultado un desfase aproximado del 12% de concreto de más. Posteriormente, el chequeo de la cantidad de acero se realizó por medio de los cuadros de despiece en los que sumando las longitudes de las barras de igual diámetro y operándolas con su peso por metro, se obtuvo un valor que difiere en un 10% de la cantidad dada en el presupuesto. Finalmente, la cantidad de accesorios tales como codos, tees, tapones de prueba, adaptadores de limpieza, etc... se determinó de acuerdo a los cuadros de accesorios, pues en ellos se muestra claramente el tipo de accesorio, la cantidad en metros lineales para tuberías y/o por unidad para lo restante y su diámetro o característica, de ésta forma se logró contabilizar las unidades y los metros lineales de cada uno de ellos para poder compararlos con lo presupuestado. Ésta verificación de accesorios y tuberías dio a conocer que las cantidades establecidas en el presupuesto son superiores a las reales.

6.3.6.1.2 Precios unitarios

Todos los precios unitarios de cada ítem corresponden a los calculados en el A.P.U.

6.3.6.1.3 Costo total de la estructura

El costo total de los filtros gruesos dinámicos corresponde a \$ 14.305.389

6.3.6.2 Filtro Grueso Ascendente en Capas

6.3.6.2.1 Cantidades

Haciendo uso de los procedimientos anteriores se encontró que:

Las cantidades de concretos son inferiores en un 10% con respecto a las presupuestadas. Las cantidades de acero de refuerzo corresponden a un 15% menos de las que se establecen en el presupuesto. Finalmente, las cantidades de accesorios y/o tuberías tampoco muestran igualdad con lo presupuestado, además hay un ítem que no aparece *suministro e instalación de codo 45° x 2"*.

6.3.6.2.2 Precios unitarios

Los precios unitarios en el presupuesto corresponden a los calculados en el A.P.U.

6.3.6.2.3 Costo total de la estructura

El costo total del filtro grueso ascendente en capas corresponde a \$ 25.691.122

6.3.6.3 Filtros Lentos en Arena

Los filtros lentos en arena incluyen la cámara de lavado de arena. Para esta estructura el procedimiento es igual a los anteriores.

6.3.6.3.1 Cantidades

En cuanto a concretos, las cantidades no corresponden a las presupuestadas, dando así un valor cercano al 15% de concreto por encima de la cantidad real. Ahora, el acero de refuerzo no es la excepción pues se encontró que ésta cantidad sobre pasa en un 10% la real. Finalmente, la cantidad de los accesorios mostraron un alto valor de desfase respecto a la real.

6.3.6.3.2 Precios unitarios

Los precios unitarios en el presupuesto corresponden a los calculados en el A.P.U.

6.3.6.3.3 Costo total de las estructuras

El costo total de los filtros lentos en arena corresponde a \$ 42.090.220

6.3.6.4 Caseta de operación de la PTAP

6.3.6.4.1 Cantidades

Teniendo en cuenta las dimensiones de las vigas de amarre, de coronación y de cimentación así como las columnetas, se verificó que las cantidades de concreto corresponden a las presupuestadas. Por otra parte, las cantidades de acero de refuerzo son las adecuadas y certeras si se comparan con el presupuesto. Finalmente, se chequearon las cantidades de ítems varios tales como inodoro, lavamanos, lavaplatos, rejilla para sifón, etc...

6.3.6.4.2 Precios unitarios

Los precios unitarios en el presupuesto corresponden a los calculados en el A.P.U.

6.3.6.4.3 Costo total de la estructura

El costo total de la caseta de operación corresponde a \$ 9.956.465

6.3.6.5 Pozo séptico e instalaciones sanitarias para desagües

6.3.6.5.1 Cantidades

Las cantidades de concretos para losa superior, de fondo y para muro, de acuerdo con sus dimensiones y cálculos son las correctas. El refuerzo dado en el presupuesto también es acertado. Finalmente, en cuanto a tubería pvc y sanitaria las cantidades en ml y unidad son correctas.

6.3.6.5.2 Precios unitarios

Los precios unitarios en el presupuesto corresponden a los calculados en el A.P.U.

6.3.6.5.3 Valor total de la estructura

El costo total del pozo séptico e instalaciones sanitarias para desagüe corresponde a \$ 6.119.501

6.3.6.6 Conexiones hidráulicas

6.3.6.6.1 Cantidades

Teniendo en cuenta el trazado haciendo uso de los planos en planta y perfil, se verificó que las cantidades de tubería de diferente diámetro son correctas, así mismo, las cantidades de los accesorios como bugs y uniones son acertados.

6.3.6.6.2 Precios unitarios

Los precios unitarios en el presupuesto corresponden a los calculados en el A.P.U.

6.3.6.6.3 Valor total

El costo total de las conexiones hidráulicas corresponde a \$ 52.455.357

6.3.6.7 Obras Complementarias

6.3.6.7.1 Cantidades

Las obras complementarias constan de un cerramiento, puerta de acceso a la planta, instalación eléctrica y manguera de polietileno para desagües finales.

6.3.6.7.2 Precios unitarios

Los precios unitarios en el presupuesto corresponden a los calculados en el A.P.U.

6.3.6.7.2 Valor total

El costo total de las obras complementarias corresponde a \$ 21.738.929

6.3.6.8 Costos totales

6.3.6.8.1 Total costos directos de obra: \$ 172.356.983

6.3.6.8.2 Administración, imprevistos y utilidad (A.I.U)

6.3.6.8.2.1 Administración (18%): \$ 31.024.257

6.3.6.8.2.2 Imprevistos (6%): \$ 10.341.419

6.3.6.8.2.3 Utilidad (6%): \$ 10.341.419

6.3.6.8.3 Valor total de la obra: \$ 224.064.078

6.3.6.8.4 Interventoría de obra (7%): \$ 15.684.485

6.3.6.9 Costo total del proyecto: \$ 239.748.563

6.4 DISEÑO ACUEDUCTO VEREDAL LA ESMERALDA

6.4.1 DISEÑOS HIDRÁULICOS

6.4.1.1 Estudios previos

6.4.1.1.2 Nivel de complejidad

Dado que la capacidad económica de la población es baja y la población de diseño es de 564 habitantes, se verificó que la estimación del nivel de complejidad es correcta de acuerdo con la tabla 1, siendo así el N.C bajo.

6.4.1.1.3 Estimación de la población

Previo al cálculo de la población futura, el proyecto presenta censos del DANE tal y como lo pide el RAS 2000 en el literal B.2.2.1

En el proyecto se muestra la selección del método geométrico avalado por el RAS. De ésta forma se verificó mediante el cálculo que la población futura es correcta, por tanto la población de diseño es de 564 habitantes proyectados hasta el año 2036.

6.4.1.1.4 Periodo de diseño

Se verifica que el periodo de diseño tomado para aducción y conducción, tanques y demás componentes del sistema de acueducto teniendo en cuenta el nivel de complejidad es de 25 años. Dado que el diseño prevé un periodo futuro de 25 años se da el visto bueno.

6.4.1.1.5 Consumo

El sistema de acueducto deberá garantizar el suministro de agua necesaria para la población proyectada, de tal manera que el abasto sea suficiente durante el periodo de diseño. Por tanto se verificará mediante el RAS el cumplimiento de los parámetros de diseño para la viabilidad del proyecto.

6.4.1.1.5.1 Dotación neta

La dotación neta corresponde a la cantidad mínima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante sin considerar las pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto.

De acuerdo con la resolución de 2009 del RAS, el artículo 67, tabla número 9 y para el nivel de complejidad del sistema (bajo), la dotación neta deberá estar entre

90-100 (L/hab*día). Dado que el proyecto cuenta con una dotación neta de 90 L/hab*día, es posible verificar el cumplimiento de la norma.

6.4.1.1.5.2 Dotación bruta

En el mismo artículo mencionado anteriormente, el RAS especifica que el porcentaje de pérdidas técnicas máximas admisibles son del 25%. Teniendo esto como referencia se verificó que las pérdidas asumidas en el diseño son aceptables, pues toman un 25%.

Una vez asumidas las pérdidas se pasó a chequear la dotación bruta, para la cual la norma especifica el uso de una formula en la que tienen en cuenta la dotación neta y el porcentaje de pérdidas según el artículo 67 de la resolución de 2009. Para éste caso se comprobó que la dotación bruta corresponde a 120 L/hab/día.

6.4.1.1.6 Caudales

6.4.1.1.6.1 Caudal medio diario

De acuerdo con la ecuación B.2.2 dada por la norma en el literal B.2.7.1 se puede verificar que el $C_{md} = 0.78$ Lps

6.4.1.1.6.2 Caudal máximo diario

Para el caudal máximo diario se usó el coeficiente k_1 de correcto valor ($k_1 = 1.3$) dado por la norma, así mismo el $CMD = 1.02$ Lps

6.4.1.1.6.3 Caudal máximo horario

De acuerdo con la tabla B.2.6 del RAS, el coeficiente k_2 , es función del nivel de complejidad del sistema y el tipo de red de distribución. Siendo así, el diseñador toma un valor de $k_2 = 1.60$ el cual es aceptable, luego se chequeó el resultado empleando la misma ecuación B.2.4 de esta forma el $CMH = 1.63$ Lps

6.4.1.2 Captación

Fuente: Quebrada Ventiadero

Abscisa:	K – 0+000
Caudal de diseño	3.06 Lps
Caudal en época de verano	5.88 Lps
Por lo tanto la bocatoma es apta para captar:	3.06 Lps

Comparando el caudal de diseño 3.06 Lps el cual representa tres veces el CMD con el caudal mínimo que presenta la fuente 5.88 Lps se puede observar que el

caudal de diseño es mayor al caudal mínimo de la fuente. Por tanto, la quebrada tiene la capacidad de abastecer a la población de diseño.

6.4.1.2.1 Vertedero central

Luego de revisar los cálculos, se comprobó que el vertedero central está correctamente dimensionado.

6.4.1.2.2 Vertedero de crecientes

La revisión de los cálculos comprobó que el dimensionamiento del vertedero de crecientes es correcto.

6.4.1.2.3 Rejilla

En la captación se instalará una rejilla metálica con varillas paralelas al flujo para detener el ingreso de elementos medianos. La rejilla estará inclinada hacia aguas abajo, un ángulo entre 10° y 20° tal como lo indica el RAS en la sección B.4.4.5.2; esto facilita el ingreso del agua, además mejora la autolimpieza que se logra por la ubicación de las barras. Deberá considerarse en su construcción, la incorporación de bisagras que permitan el posterior mantenimiento del canal de recolección.

Teniendo en cuenta que el diseño muestra una separación de 15 mm y no especifica el tipo de material que transporta la fuente, se concluyó que dicha separación entre barras no es aceptable, pues viola el reglamento.

Se debe tener en cuenta que la velocidad efectiva del flujo a través de la rejilla debe ser inferior a 0.15 m/s, con el fin de evitar el arrastre de materiales flotantes. Tal como lo indica el reglamento en el literal B.4.4.5.5. Pero el diseño carece de éste cálculo, por lo cual se exigirá al diseñador incluir este valor para la verificación correspondiente.

6.4.1.2.4 Canal colector

Se verificó el caudal que transporta a tubo lleno dando como un caudal de 6.26 Lps. Dado que el caudal que puede evacuar el canal colector es superior al caudal captado se garantiza que la estructura no va a colapsar.

6.4.1.2.5 Cámara de derivación

Esta se ubicará lo más cerca posible a la captación. Se construye con el fin de evitar que caudales muy superiores al de diseño, ingresen en la aducción. También sirve para retener gravas de pequeño tamaño que hayan logrado pasar la rejilla. Consiste en una caja en concreto con dos divisiones. En la primera cae el agua desde el canal recolector y esta pasa a la segunda, sobre un vertedero

que en combinación con la tubería de rebose, controlan la cantidad de agua que llevará la aducción. En la segunda se encuentra el orificio de salida a la aducción.

6.4.1.2.6 Vertedero de excesos

Teniendo en cuenta que el caudal de diseño es igual a 2.04 Lps el cual corresponde a dos veces el CMD y la longitud del vertedero es de 0.70 m, se chequeó la altura del vertedero el cual resulta ser 1.36 cm.

6.4.1.2.7 Diseño del orificio sumergido – entrada a la aducción

La aducción estará diseñada para funcionar a presión; por tal motivo el dispositivo de entrada será calculado para funcionar como orificio sumergido bajo los siguientes parámetros de cálculo:

Caudal de diseño= Un C.M.D. (Q_o) = 1.02 Lps

Diámetro Orificio (\emptyset) = 1 1/2"

Área Orificio de Entrada (A_o) = 0.0011401 m²

Velocidad (V_o) = 0.98 m/s

constante (C.) = 0.61

Altura (h_o) = 0.13 m.

Pérdidas por entrada (h) = 0.02 m.

Altura total (H_t) = ($h_o + h$) = 0.16 m.

Estos valores fueron corroborados mediante fórmulas amparadas por la RAS.

6.4.1.3 Desarenador

El trabajo que se realizó con el desarenador consiste en verificar los datos significativos mediante cálculos manuales siguiendo la normatividad del RAS para garantizar un buen diseño.

Datos previos:

Caudal de diseño= 1.02 Lps

Temperatura aprox. del agua = 10°C

Concentración de sólidos sedimentables (asumidas)

Tiempo de retención hidráulico = 40 min

En época normal: 186 mg/L

En época de crecida: 1500 mg/L

Altura útil (H útil): 1.20 m.

Diámetro (\emptyset) partícula a sedimentar: 0.020 mm.

6.4.1.3.1 Velocidad de asentamiento vertical

La velocidad de asentamiento vertical se estimó utilizando la siguiente ecuación dada en el literal B.4.4.6.3

Se verificó que la velocidad de asentamiento vertical $V_s = 0.645$ cm/s
Siendo una profundidad efectiva H igual a 1.2m

6.4.1.3.2 Tiempo de retención hidráulico

Previamente se había establecido un tiempo de retención de 40 minutos equivalente a 2400 seg.

6.4.1.3.3 Capacidad del desarenador

Como paso siguiente, se calcula la capacidad del desarenador, siendo el producto de CMD y el tiempo de retención, dando como resultado 2.45 m³

6.4.1.3.4 Superficie del desarenador

Para la capacidad del desarenador 2.45 m³ y una profundidad de 1.2m, se tiene que el área es 2.04 m².

6.4.1.3.5 Dimensionamiento

A	:	Superficie del desarenador	2.04	m ²
a	:	Ancho asumido	0.80	m
L_1	:	Largo calculado del desarenador	3.0	m
L/a	:	Relación largo:ancho ≥ 3	3.85	m

6.4.1.3.6 Vertedero de excesos

Con el caudal máximo que puede traer la tubería de aducción, se diseña el vertedero de excesos

Q	:	Caudal máximo en tubería de aducción	$.0148$	m ³ /s
C	:	Coeficiente	1.84	m ^{1/2}
H	:	Lámina de agua sobre el vertedero	8.0	cm
L	:	Longitud del vertedero	0.30	m

6.4.1.3.7 Orificios de salida

Estos orificios garantizan que el flujo sea distribuido uniformemente sin que la velocidad supere la de arrastre, simulando flujo a pistón.

Velocidad de paso a través de los orificios (V_o): 0.20 m/s (asumida)

Área efectiva de orificios

Q	: Caudal de diseño del desarenador (CMD)	1.02×10^{-3}	m^3/s
A	: Área efectiva de orificios	0.010	m^2
D	: Diámetro asumido de los orificios	2	pulg
N	: Número de orificios	5	

6.4.1.3.8 Vertedero de salida

C	: Coeficiente	1.84	$m^{1/2}$
L	: Longitud del vertedero	1.30	m
H	: Lámina de agua sobre el vertedero	0.0093	m

6.4.1.4 Conducción

6.4.1.4.1 Caudal de diseño

Tal como indica la norma en el literal B.6.4.2, Para los niveles bajo y medio de complejidad, la aducción o conducción debe diseñarse con el caudal máximo diario, (QMD) al final del periodo de diseño o año horizonte del proyecto, si se cuenta con almacenamiento. Por tanto el caudal de diseño se toma correctamente como 6.73 Lps para la línea principal y teniendo en cuenta la población de cada corregimiento se calculan los caudales de diseño que serán derivados por las cámaras de reparto para garantizar el suficiente abastecimiento a la población estimada.

6.4.1.4.2 Método de cálculo hidráulico

Ahora, en el literal B.6.4.4.3 la norma permite usar la ecuación de Darcy-Weisbach para determinar las pérdidas por fricción en tuberías a presión, ecuación que es tomada en el diseño para la realización de dichos cálculos.

6.4.1.4.3 Ecuaciones para el cálculo de pérdidas

Posteriormente, se calculan las pérdidas utilizando las ecuaciones establecidas en el literal B.6.4.4.4:

$$\frac{1}{f} = -2 \log \left(\frac{Ks}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

$$Re = \frac{\rho V D}{\mu}$$

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g}$$

Luego se toman algunos puntos para chequear el valor de f , el cual fue correctamente calculado.

6.4.1.4.4 Viscosidad del agua

Tal como lo establece la norma en la tabla B.6.9, para 10°C el valor de viscosidad es igual a 1.30×10^{-3} Pa*s.

6.4.1.4.5 Rugosidad absoluta

Así mismo la rugosidad absoluta dada en la tabla B.6.10, ésta es igual a 0.0015 mm.

6.4.1.4.6 Pérdidas menores

Según la ecuación dada por la norma en el literal B.6.4.5;

$$H = K_m * \frac{V^2}{2g}$$

Y la tabla B.6.11, la cual muestra los valores de K_m dependiendo del tipo de accesorio. En el diseño se seleccionan adecuadamente éstos coeficientes de pérdidas para calcular las pérdidas menores.

6.4.1.4.7 Diámetros mínimos

Como lo indica la norma en el literal B.6.4.8.1, el diámetro mínimo para tuberías a presión es de 50 mm (2").

Al analizar las presiones de trabajo, velocidades, longitudes y cálculos en general de la conducción en el diseño, se observó que los diámetros están entre 3" y 6", por tanto, están cumpliendo con la norma.

6.4.1.4.8 Presión interna de diseño

En el literal B.6.4.8.2, la norma establece la presión interna, la cual debe calcularse como el mayor valor entre la presión estática y la máxima sobrepresión.

$$P_{\text{diseño}} = 1.3P_{\text{máx.}}$$

La revisión de las presiones consistió en chequear los cálculos de las presiones estáticas y compararlas con la máxima sobrepresión ocurrida por el golpe de ariete, de ésta forma se chequeó que el diseñador escoge el de mayor valor como presión máxima y la opera por el coeficiente 1.3 para determinar la presión de diseño.

Posteriormente, teniendo en cuenta las presiones de diseño se chequea la determinación que el diseñador hace del RDE, siendo ésta acertada.

6.4.1.4.9 Velocidad mínima

En el literal B.6.4.8.3, la norma recomienda que la velocidad mínima sea de 0.60 m/s debido a que el agua que fluye por las tuberías puede contener materiales sólidos en suspensión.

Una vez revisado el diseño, se observó que hay muchos tramos cuyas velocidades son de 0.48 m/s las cuales son menores a las permitidas, se analizaron los cálculos y se encontró que los diámetros usados son un poco grandes, siendo éstos de 3". Por tanto, se recomendó al consultor del proyecto que disminuya esos diámetros para que la velocidad aumente y pueda estar en los valores aceptados por la norma.

En el resto del diseño las velocidades oscilan entre 0.60 m/s y 0.87 m/s

6.4.1.4.10 Velocidad máxima

En el literal B.6.4.8.4, la norma recomienda que la velocidad máxima sea de 6 m/s.

Como se anotó anteriormente, la velocidad máxima en el diseño es de 0.87 m/s siendo menor a 6 m/s, por tanto este parámetro cumple con la norma.

6.4.1.5 Tanque de almacenamiento

6.4.1.5.1 Periodo de diseño

De acuerdo con el RAS, artículo 69 tabla número 10 de la resolución de 2009, se verifica que el periodo de diseño tomado para tanques de almacenamiento teniendo en cuenta el nivel de complejidad es bajo de 25 años.

6.4.1.5.2 Número mínimo de tanques

En el literal B.9.4.2, la norma estipula que para el nivel de complejidad medio debe haber mínimo un tanque de compensación.

6.4.1.5.3 Caudal de diseño

El tanque debe proveer el caudal máximo horario (QMH), teniendo en cuenta la variación del consumo que se entrega a la zona que está abasteciendo B.9.4.3.

Caudal de diseño 1.02 Lps

6.4.1.5.4 Volumen del tanque

Teniendo en cuenta que el proyecto no cuenta con datos de curvas de consumo, el chequeo del volumen necesario se realizó usando las siguientes fórmulas:

$$V = \frac{1}{3} (Q_{\text{máx. consumido en un día}})$$

$$Q_{\text{máx. consumido en un día}} = (Q_{\text{diseño}} * 86400) / 1000$$

Al verificar el volumen se obtuvo un valor acertado de 29.38 m³.

Ahora, haciendo uso de la norma se chequeó el borde libre el cual debe ser mayor o igual a 0.30 m para permitir la ventilación. El diseño cuenta con un valor de borde libre igual a 0.30m cumpliendo así con lo requerido.

Cabe anotar que cada tanque tiene por dimensiones largo = 3.45 m, ancho = 3.45 m y altura útil = 2.50 m.

También se verificó el tiempo de vaciado el cual por norma debe ser menor de 8 horas (B.9.4.10) en el diseño es de 28 minutos.

El diseño del tanque de almacenamiento cuenta con tubería de desagüe de 4".

6.4.1.6 Calidad del agua de la fuente

No hay registros ni anexos que brinden información sobre la calidad de agua de la fuente, por lo que se le exigirá al consultor anexarlos al proyecto.

6.4.2. Estudios geotécnicos

6.4.2.1 Exploración de campo

De acuerdo con la norma H.3.2.3, el número mínimo de sondeos es de 3 y deben lograr una profundidad mínima de 6 m. En el proyecto se destinaron tres sondeos por zona para cumplir en cada una de las estructuras.

6.4.2.2 Número mínimo de sondeos.

En el proyecto se destinaron tres sondeos por área para cubrir cada una de las estructuras.

6.4.2.3 Profundidad de los sondeos

Al chequear los perfiles de suelo de cada uno de los terrenos se observó que los tres sondeos alcanzaron una profundidad de 3 m.

6.4.2.4 Ensayos de Laboratorio

El proyecto cuenta con los ensayos correspondientes para determinar las propiedades mecánicas e hidráulicas del subsuelo tales como: peso unitario, humedad, resistencia al corte, esfuerzo-deformación, compresibilidad, expansión, permeabilidad y demás parámetros con sus respectivas curvas y perfiles estratigráficos necesarios para lograr un completo diagnóstico de las características del terreno, como lo indica la norma NSR-10 en los literales H3.3.3 y H.3.3.4.

6.4.2.5 Estudio geotécnico definitivo

6.4.2.5.1 Proyecto

El estudio cuenta con una descripción general del proyecto, localización y sistema estructural.

6.4.2.5.2 subsuelo

Hubo lugar a un reconocimiento de campo con el objetivo de dar una descripción del terreno principalmente de su morfología y presencia de aguas freáticas.

6.4.2.5.3 Recomendaciones para diseño

Teniendo en cuenta la estratigrafía de los suelos, las presiones admisibles, parámetros de interacción suelo-estructura, el laboratorista hace una recomendación sobre el tipo de cimentación ideal para la zona objeto de estudio, la cual es una losa de cimentación.

6.4.2.5.4 Anexos

Al final del estudio, presentan los registros de muestreos realizados en campo, así como los resultados de laboratorio fundamentados en tablas y gráficos en los cuales dan a conocer los diferentes parámetros de estudio geotécnico.

6.4.3 Diseño estructural

6.4.3.1 Presa de gravedad en concreto

6.4.3.1.1 Determinación de fuerzas y estabilidad de la estructura.

El chequeo del diseño estructural de la presa se realizó mediante la verificación del modelo que establece las fuerzas actuantes tales como empuje del agua, fuerza de subpresión, peso propio de la estructura y coeficientes de rozamiento. De ésta forma, mediante sumatoria de fuerzas y momentos se comprobó que hay un factor de seguridad al desplazamiento de $1.72 > 1.50$ y un factor de seguridad al volcamiento igual a $2.23 > 2.0$. Siendo así, se obtiene una estructura muy segura.

6.4.3.2 Desarenadores, tanques de almacenamiento y cámaras de quiebre.

6.4.3.2.1 Determinación de fuerzas actuantes.

El chequeo de las fuerzas actuantes de los tanques se logró mediante los valores de pesos unitarios del agua y concreto, así como de coeficientes de empujes de suelos para finalmente corroborar los valores de las fuerzas que se establecen en el diseño.

6.4.3.2.2 Resistencia de diseño.

Se usan los coeficientes de mayoración dados por la norma (B.2.3.1) sobre las cargas encontradas anteriormente y el coeficiente de durabilidad sanitaria el cual por norma debe ser mayor o igual a 1.0, aunque no se haga el cálculo de este coeficiente el diseñador toma 1.3, para emplear el método de resistencia ϕM_n debe ser mayor o igual a M_u . Posteriormente se chequea el factor de reducción de resistencia $\phi = 0.9$ dado por la norma (C.9.3.2) (*resistencia de diseño*) el cual opera a la suma de los efectos mayorados para dar la resistencia requerida a la flexión (M_u), la cual será igual a la resistencia de diseño (ϕM_n). Además, teniendo en cuenta las cantidades de acero suministradas chequeamos el tipo de falla y la comparamos con la falla deseable.

En el diseño por cortante se tiene en cuenta los efectos mayorados por cortante para aplicar igualmente el método de resistencia ϕV_n debe ser mayor o igual a V_u (C.23-C.11.1.1), se chequea la resistencia nominal aportada por el concreto V_c haciendo uso de la ecuación C.11-3 (C.11.2) (*resistencia al cortante*), adicionalmente, se verifica la resistencia al cortante aportada por el refuerzo V_s de acuerdo con lo establecido en C.11.4.7 (*diseño del refuerzo para cortante*) teniendo muy presente que $V_s < 0.66(\sqrt{f_c}).b_w.d$ (C.11.4.7.9). Posteriormente se emplea el factor de reducción $\phi = 0.75$ (C.9.3.2.3) para determinar la resistencia de diseño por cortante.

6.4.3.2.3 Refuerzo mínimo.

6.4.3.2.3.1 Refuerzo para retracción y temperatura.

El refuerzo mínimo vertical y horizontal para temperatura y retracción de fraguado debe cumplir con las disposiciones de C.23-C.14.3.2 y C.23-C.14.3.3.

Cuantía mínima para refuerzo vertical $\rho = 0.0030$ (C.23-C.14.3.2)

Las cuantías de acero de refuerzo mostraron que las estructuras están cumpliendo con la norma puesto que éstas arrojan un valor mínimo de 0.0031

Cuantía mínima para refuerzo horizontal para un $f_y = 420$ Mpa; $\rho = 0.0030$ (C.23-C.7.12.2.1), Igualmente en el refuerzo horizontal las estructuras cuentan con una cuantía superior a 0.0030, de esta forma se observa que se está cumpliendo con la norma.

6.4.3.2.3.2 Refuerzo longitudinal

El literal C.10.5.1 se establece la cantidad mínima de refuerzo que debe suministrarse a flexión, en la cual influye la característica del concreto (f'_c) y del acero (f_y). Teniendo en cuenta que el $f'_c = 28$ Mpa y $f_y = 420$ Mpa, entonces $\rho_{\text{mín.}} = 0.003$ y al comparar éste valor con la mínima cantidad suministrada $\rho_{\text{sum.}} = 0.0035$, se verificó que la suministrada es mayor a la mínima requerida.

6.4.3.2.4 Separación entre barras

6.4.3.2.4.1 Separación refuerzo longitudinal

La separación máxima del refuerzo longitudinal debe ser el menor entre 300 mm y dos (2) veces el espesor de la losa (2×0.20 m = 400 mm) (C.23-C.15.14.4.2), por tanto la separación máx. corresponde a 300 mm (30 cm). Al verificar el valor del diseño se observó que el refuerzo está separado 0.15 m @, lo cual es aceptado por la norma.

6.4.3.2.4.2 Separación refuerzo retracción y temperatura

La separación entre barras debe ser menor a 300 mm (C.23-C.14.3.5). Además, el diámetro de las barras deben ser mínimo $\frac{1}{2}$ ", dado que el refuerzo de retracción y temperatura está ubicado a 0.15 m @ se tiene que dicha separación es aceptable y el diámetro mínimo usado en el diseño es de $\frac{1}{2}$ ".

6.4.3.2.5 Espesor de losa

El espesor de la losa debe ser mayor a 150 mm (C.23-C.15.14.3). Una vez se chequea el espesor de losa en los tanques se observó que éste corresponde a 20

cm (200 mm). De ésta forma se ve que el diseño está cumpliendo con la normatividad.

6.4.3.2.6 Recubrimiento del refuerzo

Para estructuras ambientales, el recubrimiento del refuerzo debe ser mayor o igual a 50 mm (5 cm) (C.23-C.7.7). El diseño de cada estructura toma un recubrimiento de 5 cm garantizando así la debida protección del refuerzo según la NSR-10.

6.4.4 Planos

6.4.4.1 Planos hidráulicos

Como primera medida, se observó que todos los planos están debidamente rotulados y firmados por el diseñador de acuerdo con lo establecido en A.6.1

6.4.4.1.1 Referenciación planimétrica y altimétrica por el IGAC o en su defecto por sistemas de posicionamiento geodésico o satelital

Los planos de planta general cuentan con referencia coordenadas Este, Norte y curvas de nivel, en los perfiles se ven sus abscisas y cotas siendo esto la información necesaria exigida por la norma en este punto.

6.4.4.1.2 Características y propiedades mínimas de los materiales a utilizar en la construcción

En los planos se especifica concreto $f'_c = 28$ Mpa, $f_y = 420$ Mpa, A/C = 0.45, TMN agregados = $\frac{3}{4}$ ", acero corrugado. Un material importante y que no fue considerado es la cinta para la junta de construcción.

6.4.4.1.3 Detalles de conexiones, empalmes, juntas y demás casos que merecen explicación particular

Los planos cuentan con los siguientes detalles: secciones transversales que llevan refuerzo, entrada de vertederos, aseguramiento para cámaras de quiebre, cajas, tanques y desarenadores, regla de aforo, zanja típica, cajas para válvulas de control, purga y ventosas, bloques de anclaje de acuerdo al accesorio, esquina de los tanques, intersección entre muros y presa de gravedad.

En los planos estructurales no se observó detalle de las juntas de construcción.

6.4.4.1.4 Identificación de las redes existentes de acueducto, alcantarillado, gas, energía y telecomunicaciones

No hay identificación de infraestructura existente de acueducto porque no hay, pero de servicios públicos como redes de gas y alcantarillado falta la justificación.

6.4.4.1.5 Descripción del nivel de complejidad del sistema

En ninguno de los planos se cita el nivel de complejidad que corresponde al proyecto, aunque la norma es muy clara en su exigencia.

6.4.4.1.6 Cuadros de elementos

En los planos estructurales observamos que se enmarcan los cuadros de despiece del refuerzo, figurado del acero, peso por metro lineal y observaciones constructivas por parte del diseñador (ubicación del acero).

En los planos hidráulicos están los cuadros de convenciones y de accesorios. De ésta forma el consultor cumple con lo establecido en la norma.

6.4.4.1.7 Dimensiones

En esta parte, la labor fue verificar la coincidencia o igualdad de las medidas dadas en las memorias de cálculo para evitar errores en los planos y por ende en las construcciones.

Una vez se chequearon las dimensiones y cotas de las estructuras, no se observó inconsistencia alguna en los planos pues lo estipulado en ellos es lo que se plantea en los cálculos.

6.4.5 Análisis de precios unitarios

6.4.5.1 Equipo y herramienta

En todos los ítems se observó que la herramienta menor se maneja como un 5% del valor de la mano de obra y resaltamos un error el cual es que en algunos ítems de concretos hechos en obra no establecen los vibradores ni mezcladores.

6.4.5.2 Materiales

Durante la revisión de los ítems se encontró que los precios unitarios de los concretos son excesivos puesto que en los básicos se considera un porcentaje de desperdicios del 10% y para calcular el valor unitario del mismo se incluye nuevamente un porcentaje pero éste es del 5%, dando así valores por encima de los reales. Además, algunos materiales para formaleta como bastidores, puntillas, etc... muestran precios que no están en la lista de materiales y suministros.

Finalmente, se observaron algunas inconsistencias referentes a que en los ítems de instalación y suministro de los adaptadores de limpieza solo se está contando con el precio del accesorio pero no de la instalación.

6.4.5.3 Mano de obra

El chequeo de la mano de obra comenzó por verificar el valor de las prestaciones de los trabajadores, dicho cálculo no aparece pero sí su valor en cada uno de los ítems. También se dio lugar a los jornales pero no hubo cálculo que respaldara los valores de maestros, oficiales y ayudantes anotados en cada ítem. Posteriormente, se observó que los rendimientos tomados tampoco son fundamentados ni con cálculos ni tablas.

La revisión del A.P.U llega a su fin evidenciando las falencias que ellos presentan y que se darán a conocer al consultor del proyecto para que haga las correcciones pertinentes.

6.4.6 Presupuesto

6.4.6.1 Bocatoma

6.4.6.1.1 Cantidades

Revisando las cantidades de concretos impermeables por medio de cálculos a partir de las dimensiones de las estructuras, se encontró que dichos valores son erróneos puesto que están aproximadamente un 5% por debajo de las reales.

Las cantidades de acero de refuerzo de acuerdo a los datos en los cuadros de despiece de cada estructura son correctas y por tanto se aceptan.

Las longitudes de tubería son acertadas pues al chequear todo el trazado se lograron corroborar dichos valores y así darles el visto bueno.

Finalmente, teniendo como base los cuadros de accesorios y sumando todos y cada uno de estos elementos se verificó que las cantidades presupuestadas son correctas.

6.4.6.1.2 Precios unitarios

Todos los precios unitarios de cada ítem corresponden a los calculados en el A.P.U.

6.4.6.1.3 Costo total de la estructura

El costo total de la bocatoma tiene un valor de \$ 15.297.263

6.4.6.2 Desarenador

6.4.6.2.1 Cantidades

En el desarenador se presentó una inconsistencia que también se evidenció en la bocatoma, las cantidades de concreto son un poco superiores a las reales, de acuerdo a nuestro cálculo hay una diferencia del 7% entre las cantidades reales y las presupuestadas.

Los demás ítems tienen sus cantidades correctas.

6.4.6.2.2 Precios unitarios

Los precios unitarios en el presupuesto corresponden a los calculados en el A.P.U.

6.4.6.2.3 Costo total de la estructura

El costo total del desarenador tiene un valor de \$ 17.123.978

6.4.6.3 Tanques de almacenamiento

6.4.6.3.1 Cantidades

Los cálculos llevaron a identificar unos errores en cuanto a cantidades de acero de refuerzo establecidas en el presupuesto. Mediante el diámetro de las barras, la longitud en cada figurado, el número de barras a emplear y el peso según su diámetro se determinó que las cantidades de acero de 420 Mpa propuestas por el consultor son inferiores a las reales.

Las cantidades de concretos y accesorios una vez chequeadas las dimensiones y los cuadros de accesorios, mostraron un acierto en sus cálculos y por ende fueron aceptadas.

6.4.6.3.2 Precios unitarios

Los precios unitarios en el presupuesto corresponden a los calculados en el A.P.U.

6.4.6.3.3 Costo total de las estructuras

El costo total de todos los tanques de almacenamiento fue de \$ 27.768.130

6.4.6.4 Cámaras de quiebre y de reparto

6.4.6.4.1 Cantidades

Durante el análisis de precios unitarios se estableció el precio unitario la cámara de quiebre y de reparto, siendo así, la cantidad necesaria en todo el trazado llega a cuatro (4) cámaras y tal cantidad se registra acertadamente en el presupuesto.

En cuanto a aceros y accesorios no se encontró falla alguna pues sus cantidades fueron correctamente halladas.

6.4.6.4.2 Precios unitarios

Los precios unitarios en el presupuesto corresponden a los calculados en el A.P.U.

6.4.6.4.3 Costo total de las estructuras

El costo total de estas estructuras es de \$ 5.432.250

6.4.6.5 Red de Conducción

6.4.6.5.1 Cantidades

De acuerdo al trazado el proyecto contará con 11.143 ml de tubería de diversos diámetros, éste valor coincide con la cantidad de tubería necesaria que propiamente determinamos.

Las cantidades de válvulas y accesorios que se contabilizaron también son iguales a las presupuestadas, de esta forma se dio el visto bueno.

6.4.6.5.2 Precios unitarios

Los precios unitarios en el presupuesto corresponden a los calculados en el A.P.U.

6.4.6.5.3 Valor total

El costo total de la red de tubería y accesorios comprendido por suministro e instalación es de \$ 209.061.370

6.4.6.6 Costos totales

6.4.6.6.1 Total costos directos de obra: \$ 274.682.991

6.4.6.6.2 Administración, imprevistos y utilidad (A.I.U)

6.4.6.6.2.1 Administración (22%): \$ 60.430.258

6.4.6.6.2.2 Imprevistos (3%): \$ 8.240.490

6.4.6.6.2.3 Utilidad (5%): \$ 13.734.150

6.4.6.6.3 Valor total de la obra: \$ 357.087.889

6.4.6.6.4 Interventoría de obra (7%): \$24.996.152

6.4.6.7 Costo total del proyecto: \$ 382.084.041

Tabla 5. Resumen chequeo hidráulico y estructural

RESUMEN DISEÑO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL						
Parámetros chequeados con la norma	Acueducto interveredal de Topa		Planta de tratamiento de agua potable San Miguel		Diseño Acueducto Vereda La Esmeralda	
	Aceptado	Rechazado	Aceptado	Rechazado	Aceptado	Rechazado
Chequeo hidráulico						
Periodo de diseño	x		x		x	
Población futura	x		x		x	
Dotación neta	x		x		x	
Dotación bruta	x		x		x	
Caudal medio diario	x		x		x	
Caudal máximo diario	x		x		x	
Caudal máximo horario	x		x		x	
Separación entre barrotes en la rejilla		x	-	-		x
Velocidad efectiva del flujo a través de la rejilla		x	-	-		x
Velocidad de asentamiento vertical	x		-	-	x	
Caudal diseño desarenador	x		-	-	x	
Viscosidad del agua	x		-	-	x	
Caudal diseño conducción	x		-	-	x	
Rugosidad absoluta	x		-	-	x	
Diámetro tubería	x		-	-	x	
Presión interna de diseño	x		-	-	x	
Velocidad mínima		x	-	-	x	
Velocidad máxima	x		-	-	x	
Caudal diseño tanque alm.	x		-	-	x	
Volumen tanque	x		-	-	x	
Tiempo de vaciado	x		-	-	x	

Caudal diseño red distrib.	x		-	-	x	
Presión mínima	x		-	-	x	
Presión máxima	x		-	-	x	
Diámetro mínimo	x		-	-	x	
Velocidad de filtración	-	-	x		-	-
Velocidad de lavado	-	-	x		-	-
Altura del agua sobrenadante	-	-		x	-	-
Tamaño de partículas del medio filtrante	-	-	x		-	-
Caudal de lavado	-	-	x		-	-
Tiempo de retención	-	-	x		-	-
Dosis de cloro	-	-	x		-	-
Chequeo estructural						
Factor de seguridad al deslizamiento presa	x		-	-	x	
Factor de seguridad al volcamiento presa	x		-	-	x	
Factores de mayoración	x		x		x	
Resistencia de diseño	x		x		x	
Longitud de desarrollo	x		x		x	
Refuerzo mínimo para retracción y temperatura		x	x		x	
Refuerzo longitudinal	x		x		x	
Espesor de muros	x		x		x	
Separación entre barras refuerzo longitudinal	x		x		x	
Separación entre barras refuerzo retra. y temp.	x		x		x	
Espesor de losa	x		x		x	
Recubrimiento del refuerzo	x		x		x	

Tabla 6. Resumen cantidades de obra

RESUMEN CANTIDADES DE OBRA						
Item Actividades	Acueducto Interveredal de Topa		Planta de Tratamiento de Agua Potable San Miguel		Acueducto Vereda La Esmeralda	
Chequeadas	Canti dad	Precio Unitario	Canti dad	Precio Unitario	Canti dad	Precio Unitario
Acero de refuerzo	N	S	N	S	S	S
Concreto impermeabilizado	S	N	N	N	N	N
Concreto Ciclópeo	N	N	N	S	N	N
Solado de limpieza	S	S	N	S	N	N
Localización y replanteo de tubería	S	S	-	-	S	S
Sum. e inst. de accesorios	S	N	N	S	S	N

NOTA: valor aceptado (S) valor rechazado (N)

6 CONCLUSIONES

1. En cada uno de los proyecto se encontraron fallas en los diseños hidráulicos, estructurales, en los análisis de precios unitarios y por ende los presupuestos, unos en menor cantidad que otros. Esto llevó a que todos los proyectos de inversión fueran rechazados por no cumplir en su totalidad con las normas NSR-10 y RAS 2000. Se presentaron errores subsanables y otros que en definitiva necesitan ser recalculados.
2. Los mayores errores se presentaron en las cantidades de obra puesto que ítems como concretos, aceros y algunos accesorios no corresponden a la necesidad de las distintas estructuras hidráulicas, representando en muchos casos un sobre costo final en los presupuestos.
3. Los análisis de precios unitarios evidenciaron fallas en cuanto a que no contemplan materiales, mano de obra que implica la instalación, malos cálculos supuestamente debido a errores en las fórmulas para determinarlos.
4. Los diseños hidráulicos sufren de errores en algunos cálculos, así como de la falta de información para determinar ciertos parámetros.
5. Las fallas de cada proyecto se exponen a los consultores de los mismos para dialogar sobre las recomendaciones y cambios que debe tener cada documento para que posteriormente sean revisados nuevamente y brindarles el aval de la licitación para la construcción de cada proyecto.
6. Gracias a la colaboración prestada en EMCASERVICIOS, pude entender y conocer la forma en la que se estructuran y se analizan los proyectos de inversión para lograr la mejor calidad en sus diseños.

7 RECOMENDACIONES

1. Se deben recalculan los parámetros que presentan error en todos los cálculos hidráulicos para establecer dimensiones correctas en las estructuras.
2. Presentar la información necesaria que permita evaluar criterios de diseño y así poder dar el visto bueno a cada uno de ellos.
3. Realizar los cálculos de los parámetros que son parte de los chequeos según las normas, estos parámetros se citan en su respectiva sección.
4. Para tener un costo de los proyectos confiable se deben recalculan las cantidades de obra especialmente en los ítems de concretos, aceros y accesorios.
5. Revisar los Análisis de Precios Unitarios para reajustar algunos precios de ítems que presentan un valor por encima del real.

BIBLIOGRAFÍA

MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL
Departamento Nacional de Planeación plan nacional de manejo de aguas
residuales municipales en Colombia. Disponible
[http://www.minvivienda.gov.co/Agua/Programas/Documents/PLAN_NACIONAL_D
E_MANEJO_DE_AGUAS_RESIDUALES_MUNICIPALES_EN_COLOMBIA.pdf](http://www.minvivienda.gov.co/Agua/Programas/Documents/PLAN_NACIONAL_DE_MANEJO_DE_AGUAS_RESIDUALES_MUNICIPALES_EN_COLOMBIA.pdf)

CEPIS, 2004. Proyecto regional Sistemas Integrados de Tratamiento y Uso de
Aguas Residuales en América Latina. Disponible
<http://www.bvsde.paho.org/sde/ops-sde/bvsde/e/proyectoaguasresi/justifi.html>

COLLAZOS, CARLOS JULIO. Tratamiento de aguas residuales domésticas e
industriales Universidad Nacional de Colombia facultad de ingeniería cátedra
internacional 2008

ESCUELA DE INGENIERÍA DE ANTIOQUÍA. Obras hidráulicas desarenadores
Tipos de desarenadores. Disponible
[http://fluidos.eia.edu.co/obrashidraulicas/articulos/desarenadores/desarenadores.h
tml](http://fluidos.eia.edu.co/obrashidraulicas/articulos/desarenadores/desarenadores.html)

MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL
Reglamento Técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000.
Título B Sistemas de Acueducto

MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL
Reglamento Técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000.
Resolución No. 2320 del 27 de Noviembre de 2009

PARKER-AMBROSE. Diseño Simplificado de Concreto Reforzado 3ª Edición.
Diseño de estructuras a flexión y cortante

MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL
Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente 2010 NSR-10.