

**OPTIMIZACIÓN DEL ACUEDUCTO VEREDAL CORPOBLANCA, PARA LA
COMUNIDAD DE VERICUTE DEL MUNICIPIO DE FLORIDABLANCA Y LA
COMUNIDAD DE SANTABÁRBARA DEL MUNICIPIO DE BUCARAMANGA
DEL DEPARTAMENTO DE SANTANDER.**

Autores:

**CARLOS MARIO MARTÍNEZ RINCON
LEANDRO MUÑOZ CABALLERO**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2010

**OPTIMIZACIÓN DEL ACUEDUCTO VEREDAL CORPOBLANCA, PARA LA
COMUNIDAD DE VERICUTE DEL MUNICIPIO DE FLORIDABLANCA Y LA
COMUNIDAD DE SANTABÁRBARA DEL MUNICIPIO DE BUCARAMANGA
DEL DEPARTAMENTO DE SANTANDER.**

AUTORES:

CARLOS MARIO MARTÍNEZ RNCON

LEANDRO MUÑOZ CABALLERO

**PROYECTO DE GRADO PRESENTADO COMO REQUISITO PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

DIRECTOR DE PROYECTO:

MARIO GARCÍA SOLANO

Ingeniero Civil, M. Sc.

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2010

DEDICATORIA

A mis padres y hermanos que siempre estuvieron apoyándome en todas las decisiones que tome durante toda mi carrera, y en especial a mi Prometida, Patricia Henao, que me ha dado todas las fuerzas para superar cualquier obstáculo que se me haya presentado en el camino.

LEANDRO MUÑOZ CABALLERO

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan sus agradecimientos a:

Mario García Solano, Ingeniero Civil, M. Sc, Director del Proyecto, por su valiosa orientación durante la investigación que se realizó.

Miguel Agudelo, Ingeniero Civil y Profesor adscrito a la Universidad Industrial de Santander, por su colaboración y orientación prestada durante el proceso de la investigación.

Jairo Ruiz, Presidente de la Junta de Acción Comunal y Plomero del Acueducto Corpoblanca, por su permanente colaboración.

Las comunidades de Vericute y de Santa Bárbara, por su colaboración, hospitalidad y amabilidad durante la realización de la investigación.

Corporación Autónoma Regional para la Defensa de la Meseta de Bucaramanga C.D.M.B.

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	1
1. INFORMACIÓN GENERAL.....	2
1.1. CARACTERÍSTICAS DEL MUNICIPIO DE FLORIDABLANCA	2
1.1.1. Historia de la ciudad de Floridablanca	2
1.1.2. Ubicación y límites	4
1.1.3. Climatología.....	4
1.1.4. Hidrografía	5
1.1.5. División Política Territorial.....	6
1.1.6. Crecimiento Poblacional	9
1.1.7. Corregimiento 2	10
1.2. CARACTERÍSTICAS DEL MUNICIPIO DE BUCARAMANGA	12
1.2.1. Historia de la ciudad de Bucaramanga	12
1.2.2. Límites.....	14
1.2.3. Posición Geográfica.....	15
1.2.4. Características Generales del territorio y Suelos	15
1.2.5. Climatología y Superficie	15
1.2.6. Orografía.....	16
1.2.7. Hidrografía	16
1.2.8. División Político Urbana.....	16
1.2.9. Economía de Bucaramanga.....	16
1.2.10. Población	17
1.3. CORREGIMIENTO III (SANTA BÁRBARA)	17
1.3.1. Datos Geográficos	17

1.4.	PRECIPITACIÓN DE LA ZONA EN ESTUDIO	18
2.	SISTEMA DE ACUEDUCTO	23
2.1.	Metodología para la revisión del estado de la estructura que compone el acueducto	23
2.2.	Diagnostico de la calidad del servicio, el funcionamiento hidráulico y el estado de la infraestructura con la que cuenta el acueducto CORPOBLANCA.	24
2.2.1.	Calidad en el servicio	24
2.2.2.	Estado de la infraestructura	24
3.	DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO	28
3.1.	AFORO DE LA FUENTE	28
3.2.	CALIDAD DEL AGUA.....	31
3.3.	ESTUDIO DE LA DEMANDA.	34
3.3.1.	Nivel de Complejidad del Sistema	34
3.3.2.	Proyección de la Población.....	35
3.4.	DOTACIÓN NETA	37
3.4.1.	Correcciones a la Dotación Neta	37
3.4.2.	Pérdidas.....	38
3.4.3.	Dotación Bruta	39
3.5.	DEMANDA	39
3.5.1.	Caudal Medio Diario (Qmd)	39
3.5.2.	Caudal Máximo Diario (QMD)	40
3.5.3.	Caudal Máximo Horario (QMH).....	41
4.	DISEÑO DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS.....	43
4.1.	DISEÑO DEL DESARENADOR PARA LA POBLACIÓN ACTUAL	43
4.1.1.	Parámetros de Diseño	43

4.1.2. Cálculo de Velocidad de Sedimentación.....	44
4.1.3. Tiempo de sedimentación.....	46
4.1.4. Definición del Factor de Seguridad.....	46
4.1.5. Cálculo del tiempo de remoción.....	46
4.1.6. Cálculos de la Capacidad del Desarenador.....	46
4.2. DISEÑO DEL DESARENADOR PARA LA POBLACIÓN FUTURA 10 AÑOS.....	50
4.2.1. Parámetros de Diseño.....	50
4.2.2. Calculo de velocidad de sedimentación.....	51
4.2.3. Tiempo de sedimentación.....	53
4.2.4. Definición del factor de seguridad.....	53
4.2.5. Cálculo del tiempo de remoción.....	53
4.2.6. Cálculos de la capacidad del desarenador.....	53
4.3. DISEÑO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO DEL KM 16.....	60
4.4. DISEÑO DE LA LINEA DE ADUCCIÓN.....	63
4.4.1. Cota de centro de tubería de aducción y cota clave.....	65
4.5. TRATAMIENTO DEL AGUA POR MEDIO DE LA CLORACIÓN.....	71
4.5.1. Caseta de cloración.....	72
4.5.2. Canaleta Parshall.....	72
5. DISEÑO ESTRUCTURAL.....	76
5.1. DESARENADOR.....	76
5.1.1. Diseño de las Tapas de Acceso.....	77
5.1.2. Cubierta zona de sedimentación.....	78
5.1.3. Diseño de las paredes del desarenador.....	78
5.1.4. Placa de Fondo.....	79
5.2. TANQUE DE ALMACENAMIENTO KM 16.....	82

5.2.1. Diseño de las paredes del Tanque	83
5.2.2. Diseño de la Cubierta	85
5.2.3. Diseño de la Placa de Fondo	88
5.3. TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE AGUAS LLUVIAS.....	91
5.3.1. Diseño de las paredes del Tanque	92
5.3.2. Diseño de la Placa de Fondo	93
6. PRESUPUESTO	97
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	99
BIBLIOGRAFIA.....	101
ANEXOS.....	102
PLANOS.....	120

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1. División Política Territorial.....	8
Tabla 2. Incremento Poblacional entre Censos 1993 - 2005	9
Tabla 3. Sistemas Agropecuarios.	11
Tabla 4. División Territorial Santa Bárbara.	18
Tabla 5. Valores Máximos Mensuales de Precipitación.....	18
Tabla 6. Valores Totales Mensuales de Precipitación.	20
Tabla 7. Resultados Fisicoquímicos y Bacteriológicos del agua de la fuente. ...	32
Tabla 8. Calidad del agua de la fuente.	33
Tabla 9. Asignación del Nivel de complejidad del Sistema.	34
Tabla 10. Métodos de cálculo permitidos según el Nivel de Complejidad del Sistema.....	35
Tabla 11. Dotación Neta según el Nivel de Complejidad del Sistema.	37
Tabla 12. Variación a la dotación neta según el clima y el Nivel de Complejidad del Sistema.	38
Tabla 13. Porcentajes máximos admisibles de Pérdidas Técnicas.....	38
Tabla 14. Coeficiente de consumo máximo diario, K1, según el Nivel de Complejidad del Sistema.	40
Tabla 15. Coeficiente de consumo máximo horario, K2, según el Nivel de Complejidad del Sistema y el tipo de Red de Distribución.....	41
Tabla 16. Estudio de la población Futura, para diferentes periodos de diseño.	42
Tabla 17. Diseño Tanque de Almacenamiento.	60
Tabla 18. Diseño de Conducción.....	66

LISTADO DE GRÁFICAS

Gráfica 1. Valores Máximos Mensuales de Precipitación.	20
Gráfica 2. Valores Totales Mensuales de Precipitación.....	22
Gráfica 3. Curva de variación horaria del día de máximo consumo.....	61
Gráfica 4. Volumen acumulado.....	62
Gráfica 5. Porcentaje de Consumo Vs Suministro.	62

LISTADO DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Medición de la Fuente.	29
Ilustración 2. Sondeo del punto inicial.....	29
Ilustración 3. Molinete	29
Ilustración 4. Tanque de almacenamiento principal.	30
Ilustración 5. Modelo Canaleta Parshall.....	73
Ilustración 6. Perfil Tanque de almacenamiento.	83

LISTADO DE ANEXOS

Anexo A. Resultados Primer Aforo (Aguas arriba de la Bocatoma)	103
Anexo B. Resultados Primer Aforo (Aguas abajo del tanque de almacenamiento)	104
Anexo C. Resultados Primer Aforo (Fuente intermedia)	105
Anexo D. Resultados Segundo Aforo (Aguas arriba de la Bocatoma)	106
Anexo E. Aforo Volumétrico Tanque Principal	107
Anexo F. Velocidad de sedimentación por Allen – Hazen	107
Anexo G. Compactación para CBR. Unidades (gr – cm)	108
Anexo H. Penetración	109
Anexo I. Grafica Penetración	110
Anexo J. Compactación para CBR. Unidades En (Kg – m)	111
Anexo K. Ensayo de Compactación – Proctor	112
Anexo L. Corte Directo a una profundidad de 1.0 m	113
Anexo M. Corte Directo a una profundidad de 1.20 m	116
Anexo N. Dimensiones Típicas De Medidores Parshall (Cm)	119
Anexo O. Valores del exponente n y del coeficiente k	119

LISTADO DE PLANOS

Plano 1. Planta – Perfil Conducción $K0 + 000 - k0 + 854$. (Plano 1 de 8)

Plano 2. Planta – Perfil Conducción $K0 + 854 - k1 + 747$. (Plano 2 de 8)

Plano 3. Planta – Perfil Conducción $K1 + 747 - k2 + 634$. (Plano 3 de 8)

Plano 4. Planta – Perfil Conducción $K2 + 634 - k3 + 450$. (Plano 4 de 8)

Plano 5. Planta – Perfil Conducción $K3 + 450 - k4 + 400$. (Plano 5 de 8)

Plano 6. Planta – Perfil Conducción $K0 + 000 - k0 + 860$. (Plano 6 de 8)

Plano 7. Planta – Perfil Conducción $K0 + 860 - k1 + 622$. (Plano 7 de 8)

Plano 8. Planta – Perfil Conducción $K1 + 622 - k2 + 356$. (Plano 8 de 8)

Plano 9. Diseño estructural caseta de cloración.

Plano 10. Diseño estructural de tanques de almacenamiento.

Plano 11. Detalles

Plano 12. Diseño estructural del desarenador.

RESUMEN.

TITULO:

OPTIMIZACIÓN DEL ACUEDUCTO VEREDAL CORPOBLANCA, PARA LA COMUNIDAD DE VERICUTE DEL MUNICIPIO DE FLORIDABLANCA Y LA COMUNIDAD DE SANTABÁRBARA DEL MUNICIPIO DE BUCARAMANGA DEL DEPARTAMENTO DE SANTANDER*.

MODALIDAD: PROYECO DE INVESTIGACIÓN.

AUTOR(es):

MARTINEZ RINCON, Carlos Mario.
MUÑOZ CABALLERO, Leandro**

PALABRAS CLAVES:

Optimización, Caudal de diseño, Acueducto veredal, Tanque de Almacenamiento, Red de distribución, Red de conducción.

CONTENIDO:

El presente proyecto contiene los diferentes estudios realizados en las comunidades de Santa Bárbara del municipio de Bucaramanga y Vericute del municipio de Florida Blanca del departamento de Santander, los culés permiten observar el diagnostico actual del estado del acueducto. A partir de dichos estudios se diseñaron las diferentes estructuras necesarias para lograr una mejora en la calidad del servicio que presta actualmente el acueducto "Corpoblanca", teniendo en cuenta los factores económicos y de viabilidad, incentivando de esta forma la implementación de dicha solución.

A la fecha el Acueducto Corpoblanca tiene como beneficiarios del servicio prestado a 320 usuarios. La investigación realizada se hizo buscando el beneficio de otros 100 usuarios más, con el fin de mejorar la calidad de vida de estas familias, ya que presentan demasiadas dificultades para la obtención de este recurso hídrico tan necesario, ya que el acueducto no cuenta con las suficientes estructuras de almacenamiento y suministro, para suplir la demanda actual.

El objetivo principal a alcanzar con esta investigación es encontrar la propuesta óptima de diseño para la Infraestructura del acueducto, que permita dar el tratamiento y abastecimiento adecuado, mejorando de esta forma las condiciones de vida de los habitantes ubicados en la zona de estudio.

*Proyecto de Grado.

**Facultad de Ingeniería Físico Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Mario García Solano. Universidad Industrial de Santander.

SUMMARY

TITLE:

Corpoblanca sidewalk aqueduct optimize, for the community of the municipality of Floridablanca Vericute and the community of the municipality of Bucaramanga Santa Bárbara of Santander's Department*.

TYPE: INVESTIGATION PROYECT

AUTHORS:

MARTINEZ RINCON, Carlos Mario.
MUÑOZ CABALLERO, Leandro**

KEY WORDS:

Optimize, Design flow, Sidewalk aqueduct, Storage tank, Distribution network, Conduction network.

CONTENT

This project contents several studies realized in the communities of Santa Bárbara municipality of Bucaramanga and Vericute municipality of Floridablanca in Santander, which allows to observe the current diagnosis of the condition of the aqueduct. From such studies were design the different necessary structures to achieve an improvement in the service quality currently provided by the aqueduct "Corpoblanca", taking into account economic factors and viability, encouraging in this way the implementation of this solution.

To date Corpoblanca aqueduct has as beneficiaries of the service 320 users. The realized research was carried out looking the benefit providing the service to 100 more users; with the purpose of upgrade the quality of life of these families because they have to many difficulties to the obtaining of this water resource, and so this aqueduct doesn't has the necessary structures of storage or supply the current demand.

The main objective of this research is to achieve the best design proposal for the aqueduct infrastructure, which would enable the treatment and adequate supply, thereby improving the living conditions of the users located in the study area.

*Degree Project.

**Physique – mechanics Faculty. Civil Engineering School. Director: Ing. Mario García Solano. Universidad Industrial de Santander.

INTRODUCCIÓN.

Las veredas de Santa Bárbara del municipio de Bucaramanga, y Vericute del municipio de Florida Blanca, han venido sufriendo una serie de inconvenientes durante los últimos años, con el suministro del agua potable, ya que el acueducto Corpoblanca no cuenta con las estructuras suficientes para el suministro, almacenamiento y tratamiento de este recurso hídrico tanpreciado.

En esta investigación se recopilaron los diferentes tipos de estudios realizados para la optimización del acueducto Corpoblanca, los cuales fueron realizados teniendo en cuenta la normatividad actual como el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000 y la NSR - 98.

Con este estudio se pretende brindar una solución a uno de los problemas más importantes de las comunidades ubicadas en las zonas rurales del país, como lo es el suministro de agua potable a sus habitantes, para que de esta manera mejoren su calidad de vida. Contemplando también el diseño de Tanques de Almacenamiento, un Sistema de Filtración Lenta y Redes de Distribución, para que el abastecimiento de éste recurso hídrico sea todo por gravedad.

1. INFORMACIÓN GENERAL

1.1. CARACTERÍSTICAS DEL MUNICIPIO DE FLORIDABLANCA

1.1.1. Historia de la ciudad de Floridablanca

El territorio que ocupa actualmente el Municipio de Floridablanca fue dominado, en tiempos prehispánicos, por el cacique Guane, al igual que ocurrió en Bucaramanga y Piedecuesta. Sus aborígenes eran Guanes, aunque es muy poco probable que existiera algún asentamiento humano de importancia, ya que la cercanía a la triple frontera en que convergían Guanes, Yariguíes y Chitareros convertía a los poblados, allí situados, en víctimas potenciales de los enemigos. Vestigios de este pueblo se encuentran en la Mesa de Ruitoque, en cuevas donde fueron encontrados dibujos de la <<pedra del sol>> hallada en el casco antiguo del municipio. En 1540, Martín Galeano conquistó la región y venció a los indígenas.

Tal como lo muestra la historiografía regional, en esta provincia sólo se fundó con éxito la ciudad de San Juan Girón, en tanto que todos los demás doblamientos empezaron como asentamientos de indios o como parroquias de feligreses.

Este es el caso de Floridablanca, que adquirió su vida jurídica el 7 de Noviembre de 1817, cuando fue erigida parroquia por desagregación de los sitios de Bucarica, Mano del Negro (El Verde o La Palmita), Zapamanga y los Cauchos de la ciudad de San Juan Girón. Erigida como tal en medio de los avatares de la Guerra de Independencia, ésta fue el resultado de un proyecto respaldado por un puñado de curas ilustrados que tuvieron el mérito de imaginar por primera vez el territorio conjunto de las jurisdicciones de Bucaramanga, Girón, Floridablanca y Piedecuesta como un <<área

metropolitana>>, y como un corazón y cruce de caminos del triángulo provincial formado por estas poblaciones.

Este tardío hecho político, de la erección parroquial de Floridablanca, tiene como antecedentes la colonización de los valles del Río de Oro y el Río Frió por las cuadrillas de indígenas y negros traídos por los encomenderos de Pamplona y Vélez para lavar oro.

En 1917, Floridablanca recibió el premio departamental al municipio con mayor número de asistentes a las escuelas en relación con su población. El desarrollo vial de Floridablanca se hizo evidente en el año 1920, al poner en servicio la carretera que de Floridablanca conduce a Piedecuesta. En 1923 se informó a la población del servicio postal aéreo y de pasajeros entre Bucaramanga y Barrancabermeja. En 1927 se inició la construcción del acueducto municipal y se presentó una gran epidemia de tifo que cobró un gran número de víctimas florideñas. En 1930 se ejecutaron obras de imperiosa necesidad como la construcción del matadero, la casa municipal y el hospital. En 1932 se ratificó el nombre de <<Floridablanca>> al municipio, y no <<Florida>> como venía siendo denominada la población, hecho que propiciaba confusión con otros municipios de nombre Florida existentes en el país.

El día 24 de agosto de 1945, el municipio donó a la Empresa Licorera de Santander el servicio del antiguo acueducto y comenzó la construcción del alcantarillado municipal. En 1945 se constituyó la Empresa de Transportes de Floridablanca y se inauguró el colegio José Elías Puyana. En 1973 se instaló el alumbrado de mercurio en el parque principal y se fundó el colegio Vicente Azuero. En 1975, por primera vez una mujer se desempeñó como alcaldesa de Floridablanca. Hacia 1977 fue diseñada y adoptada la bandera que identifica al municipio.¹

¹ PLAN DE DESARROLLO MUNICIPAL FLORIDABLANCA, 2008 – 2011. Pág.7 – 8.

1.1.2. Ubicación y límites

El municipio de Floridablanca se encuentra a ocho kilómetros al sur de la ciudad de Bucaramanga, la capital del departamento de Santander y pertenece al Área Metropolitana de Bucaramanga, AMB, en la República de Colombia. Tiene una extensión de 98,68 Km², está ubicado a 925 metros sobre el nivel del mar u registra una temperatura promedio de 23 grados centígrados. El centro del casco antiguo está localizado a los 07° 03' 45" de latitud norte y 73° 05' 10" de longitud oeste del meridiano de Greenwich.

El municipio de Floridablanca se encuentra fisiográficamente ubicado en la zona montañosa del costado occidental de la cordillera Oriental, entre el macizo de Santander y el piedemonte cordillerano. Esta posición estratégica le permite ubicar terrenos en el macizo de Santander, en la zona de mesetas y en el valle ínter montano denominado Meseta de Bucaramanga, por lo cual posee casi todos los pisos térmicos con la consecuente variedad de fauna y flora.

Los límites municipales están definidos así: por el norte con los municipios de Bucaramanga y Tona; por el oriente con los municipios de Tona y Piedecuesta; por el sur con el municipio de Piedecuesta, y por el occidente con los municipios de Girón y de Bucaramanga.²

1.1.3. Climatología

En general el clima del Municipio es catalogado como cálido moderado, con una temperatura promedio de 23 grados centígrados, con dos periodos lluviosos y dos secos: el lluvioso comprende los meses de marzo, abril y mayo, para la primera época, y septiembre, octubre y noviembre para la segunda. Las

² PLAN DE DESARROLLO MUNICIPAL FLORIDABLANCA, 2008 – 2011. Pág.10.

épocas secas están determinadas por los meses de diciembre, enero y febrero y los meses de junio, julio y agosto.³

1.1.4. Hidrografía

Floridablanca pertenece a la cuenca del superior del río Lebrija, la cual, en el municipio, se encuentra dividida en dos subcuencas que son Río Frío y Río de Oro bajo medio. La primera está conformada por las microcuencas de Río Frío bajo, Río Frío alto, Zapamanga y Aranzoque Mensulí, y la segunda por parte de la micro cuenca de Ruitoque.

La mayor parte del municipio de Floridablanca se encuentra enmarcado por la cuenca del Río Frío, que lo provee de importantes fuentes del recurso hídrico, el cual es subutilizado debido a su uso indiscriminado. El municipio posee un área de infiltración y de acuíferos definida como un ecosistema estratégico y denominado la “Estrella Fluvial del Pico la Judía”, según la Corporación de Defensa de la Meseta de Bucaramanga. Este sitio geográfico se caracteriza por presentar relictos de bosque de niebla, correspondientes a la formación* Andina, que se encargan de la captación del agua y de la conservación y protección del suelo (CDMB, julio 8, 1999).

Su posición fisiográfica y su topografía quebrada contribuyen a la formación de diferentes pisos térmicos que permiten la variedad de climas, distribuidos así: cálido, un 28% del territorio, con una temperatura promedio de 23 grados centígrados; templado, el 49%, con una temperatura promedio de 17,5 grados centígrados y frío, el 23%, con una temperatura promedio de 12 grados centígrados. El municipio goza de una gran riqueza hídrica, representada en las subcuencas del Río Frío y Río de Oro bajo y medio; la primera está

³ PLAN DE DESARROLLO MUNICIPAL FLORIDABLANCA, 2008 – 2011. Pag.11

conformada por las microcuencas de Río Frío alto y bajo, Zapamanga y Aranzoque Mensulí, y la segunda por la micro cuenca de Ruitoque.⁴

1.1.5. División Política Territorial

A finales del siglo XIX, el municipio de Floridablanca contaba, en su parte urbana, con los barrios de Villanueva, Cabecera del Llano, Pie del Llano, entre otros. La cabecera Municipal, situada cerca al río Frío, al sudeste de Bucaramanga, era un pintoresco pueblecito que contaba, hacia 1920, con 58 manzanas, 8 calles y 10 carreras (Manrique, Rafael).

Después del asesinato de Jorge Eliécer Gaitán y la apocalíptica guerra civil no declarada iniciada en 1949, mucho cambiaría en Colombia y estas tierras. Parte considerable de la población estaba dedicada a la agricultura, cuyo principal cultivo era la caña de azúcar, además del tabaco, arroz, maíz y gran variedad de legumbres y hortalizas con las que se abastecía, en parte, el mercado de la vecina Bucaramanga.

El crecimiento poblacional que se registró en el Área Metropolitana de Bucaramanga, producto de la migración campo-ciudad que tenía su explicación en los hechos de violencia partidista y en la búsqueda de mejores actores, terminó por desbordar el espacio de la meseta y se inició, en la década de los años sesenta, un proceso de expansión hacia el sur. El número de viviendas en Floridablanca aumentó en un 72.4% entre 1973 y 1978. Con la construcción de la autopista Bucaramanga-Floridablanca la densificación poblacional aumentó, y la apacible población se convirtió en un municipio en crecimiento desproporcionado, constante y caótico, con la amenaza creciente de no poder resolver los urgentes problemas que semejante explosión urbanística había generado. Floridablanca, que antes aparecía raramente como noticia o en los

⁴ PLAN DE DESARROLLO MUNICIPAL FLORIDABLANCA, 2008 – 2011. Pág. 11.

escritos históricos, se convirtió, en 1985, en el vigésimo cuarto municipio de Colombia por su población, en el tercero por su nivel de vida, considerado, además, uno de los de mayor crecimiento de Latinoamérica.

En cuanto a la división político-territorial, el municipio de Floridablanca está organizado en términos administrativos en 8 comunas y 3 corregimientos, así: Comuna 1, Altamira – Casco Antiguo; Comuna 2, Cañaveral; Comuna 3, Bucarica; Comuna 4, Caldas – Reposo; Comuna, Lagos – Bellavista; Comuna 7, Valencia – Santana y Comuna 8, La Cumbre – El Carmen.

En la cabecera urbana existen 240 barrios y unidades residenciales registradas en la base geográfica de datos, SIG de la Oficina Asesora de Planeación.

Por otra parte, existen 3 corregimientos que están compuestos por ocho veredas – Alsacia, Casiano, Guayanas, Helechales, Aguablanca, Vericute, Río Frío y Ruitoque –, que agrupan diferentes sectores. Corregimiento y Veredas el Municipio de Floridablanca, 2007:⁵

⁵PLAN DE DESARROLLO MUNICIPAL FLORIDABLANCA, 2008 – 2011.Pág.11.

Tabla 1. División Política Territorial.

CORREGIMIENTO 1.	
Veredas	Sectores
1. Vereda Alsacia.	Sector Malabar.
2. Vereda Guayanas.	Sector Altos de Mantilla.
	Sector Los Cauchos.
3. Vereda Casiano.	Sector la Cidra.
4. Vereda Helechales.	Sector la Judía.

CORREGIMIENTO 2.	
Veredas	Sectores
5. Vereda Vericute.	Sector Santa Bárbara.
	Sector Despensas.
	Sector Rosablanca.
6. Vereda Aguablanca.	Sector Mortiño.
	Sector Buenavista.
	Sector San Ignacio.

CORREGIMIENTO 3.	
Veredas	Sectores
7. Vereda Río Frío.	Sector Valle de Ruitoque.
8. Vereda Ruitoque.	Sector Mesa de Ruitoque.

Fuente. Plan de Ordenamiento Territorial 2000 – 2009. Oficina asesora de Planeación.

1.1.6. Crecimiento Poblacional

En términos generales, en Floridablanca la población de la cabecera paso de 187.197 habitantes en 1993 a 241.675 habitantes en el 2005. Es decir, un promedio de crecimiento anual del 2.4%, que significa un incremento de 4.541 personas al año. En cuanto a la zona rural, en 1993 registró una población de 5.659 habitantes y en el 2005 fue 10.787. Lo anterior implica un crecimiento promedio anual de 7.5%, cifra que triplica el índice de crecimiento registrado en la Cabecera Municipal, fenómeno bastante atípico en el contexto de un país donde los cambios en términos de la ubicación espacial – urbana o rural -, se han venido profundizando al disminuir el porcentaje de habitantes del sector rural con respecto al total de la población nacional.

Tabla 2. Incremento Poblacional entre Censos 1993 - 2005

ZONA	GENERO	POBLACIÓN CENSO		INCREMENTO POBLACIONAL			
		1993	2005	ACUMULADO 1993 - 2005		PROMEDIO ANUAL	
				No	%	No	%
CABECERA	HOMBRES	88397	112662	24265	27,5	2022	2,29
	MUJERES	98800	129023	30223	30,6	2519	2,55
	Subtotal	187197	241685	54488	29,1	4541	2,43
RESTO	HOMBRES	3079	5499	2420	78,6	202	6,55
	MUJERES	2580	5288	2708	105	226	8,75
	Subtotal	5659	10787	5128	90,6	427	7,55
TOTAL	HOMBRES	91476	118161	26685	29,2	2224	2,43
	MUJERES	101380	134311	32931	32,5	2744	2,71
	TOTAL	192856	252472	59616	30,9	4968	2,58

Fuente: Censos DANE 1993 y 2005.

Por grupos quinquenales de población, la estructura poblacional presenta una variación significativa desde el punto de vista de la composición hectárea, con algunas asimetrías por género. Así, mientras en el Censo de 1993 el rango con mayor población masculina fue de 0 a 4 años de edad, para el Censo de 2005 subió al rango de 10 a 14 años. En el caso de las mujeres, en ambos censos el quinquenio con mayor población es de 20 a 24 años.

En la zona rural los procesos de transición demográfica han sido mucho más acelerados que en la cabecera municipal. A diferencia de ésta, tanto en el Censo de 1993 como en el Censo de 2005 el número de hombres es mayor que el número de mujeres, aunque las diferencias han tendido a atenuarse para el 2005, debido al mayor ritmo de crecimiento de la población femenina, como anteriormente ha sido anotado. En los rangos mayores de 65 años, la tendencia de una mayoría masculina se revierte.⁶

1.1.7. Corregimiento 2

Conformado por las veredas de Vericute y Aguablanca y los sectores de Santa Bárbara, Despensas, Mortiño, Buenavista, San Ignacio.

Esta zona está ubicada en el sector nororiental con altura promedio sobre el nivel del mar de 1100 a 3500 a.s.n.m, área en hectáreas 3.260.10, actividad económica principal de acuerdo a su piso térmico de 1100 a 1800 a.s.n.m, cultivo de Café con sombrío de plátano, Hortalizas y de 1800 a 2200 a.s.n.m, cultivo de Mora, Hortalizas. La explotación ganadera doble propósito en toda la zona, se tiene topografía quebrada, acceso con vía carretable destapada, 16 kilómetros pavimentados por la vía a Cúcuta para los sectores de Santabárbara, Despensas, Mortiño, Buenavista y tramos con huella en las demás veredas.

Los sectores de este corregimiento tienen gran influencia sobre el cerro de La Judía, los productores están organizados en juntas de acción comunal, grupos cafeteros, asociaciones ambientales, asociaciones de productores, cooperativas, empresas asociativas de trabajo, la producción de la vereda Vericute es comercializada en la Casa Campesina, los demás sectores venden

⁶ PLAN DE DESARROLLO MUNICIPAL FLORIDABLANCA, 2008 – 2011. Pág 21.

en plazas de mercado y almacenes de cadena de Bucaramanga debido a su cercanía y acceso con vías pavimentadas, comercializadoras de café, la producción de Mora, Jugos Potosí y la central de abastos de Bucaramanga.

En esta zona destacamos sitios como el antiguo matadero, el Colegio Agrícola Duarte Alemán, la Granja Experimental Cenicafé, Cascadas de la quebrada Aguablanca, Planta de producción y sacrificio de conejo CONDESAN, Planta de producción y sacrificio de trucha, Monasterio, Finca de descanso el Carajo, reserva forestal el Diviso de la C.D.M.B, Producción y comercialización de leche de cabra Km. 12, finca El Palomar reserva forestal de la Alcaldía de Floridablanca, finca El Cairo establecimiento de bosque comercial plantado.⁷ Los sistemas Agropecuarios representativos en este corregimiento son el cultivo de café, mora, hortalizas y la cría de ganadería doble propósito.

Tabla 3. Sistemas Agropecuarios.

Agrícola	Pecuario	Otros
Hortalizas: espinaca, cilantro, perejil, rábano, ahuyama, coliflor, lechuga, repollo, pimentón, cebolla cabezona, tomate, cebolla junca, guineo, berenjena, habichuela, frijol, arveja.	Ganadería doble propósito Avicultura: huevo – pollo	Guadua Bayo Hoja de Plátano
Frutales: mora, tomate de árbol, lulo, guayaba, guanábana, banano, naranja, mandarina, limón.	Porcicultura: cría – ceba	
Aromáticas: cidron, ruda, caléndula, romero, manzanilla.	Piscicultura: mojarra - tilapia, trucha.	
Flores: astromelias, cartuchos, grasoles, heliconias, hortensias.	Conejos: cría y ceba	
Café, plátano, yuca	Caprinos: Leche	

Fuente: Plan de Desarrollo de Floridablanca.

⁷ PLAN DE DESARROLLO MUNICIPAL FLORIDABLANCA, 2008 – 2011. Pág. 116.

1.2. CARACTERÍSTICAS DEL MUNICIPIO DE BUCARAMANGA

1.2.1. Historia de la ciudad de Bucaramanga

Parroquia de Nuestra Señora de Chiquinquirá y San Laureano del Real de Minas de Bucaramanga.

Ese fue el nombre que le otorgaron los habitantes a la parroquia fundada en el año de 1.772, en el mismo lugar donde se hallaba el "Real de Minas de Bucaramanga", pueblo de indios establecido en el año de 1.622 para la explotación del oro.

En una época alcanzó a ser la sede de la Alcaldía Mayor de los Reales de Minas más cercanos, pero cuando el oro comenzó a escasear se fue convirtiendo paulatinamente en un pueblo de criollos y mestizos, desplazando casi por completo a la población indígena.

La actividad minera realizada a orillas del Río de Oro desapareció, aunque sus habitantes siguieron disfrutando de las facilidades económicas brindadas por el Rey de España a los pueblos que tributaran con oro -cuando en realidad se dedicaban a diversas actividades agrícolas-, lo cual se convertía en una estafa a la Corona Española debido a que ni eran indios, ni mineros.

Esta situación fue denunciada ante la Real Audiencia por el cabildo de la ciudad de San Juan de Girón -quienes siempre habían tenido pretensiones sobre los territorios de Bucaramanga-, obligando así a otorgarle el carácter de Parroquia Independiente. Los pocos indios que aún quedaban en el pueblo de Bucaramanga fueron reubicados en el pueblo de Guane. Posteriormente se procedió a rematar las tierras destinadas a los resguardos de indígenas, proceso que finalizó en 1.795 bajo la administración del segundo alcalde del pueblo, don Juan Buenaventura Ortiz.

No se tiene conocimiento acerca del origen de la palabra "Bucaramanga", pero se presume que tiene una raíz indígena, de cuyo significado tampoco se conoce mucho, ya que no se ha realizado ningún estudio lingüístico sobre los primeros habitantes de esta región. En todo caso, ese es el nombre con que siempre se ha designado a nuestra ciudad, y la retahíla que sirve de título para este artículo, fue sólo un formalismo utilizado para su "segunda fundación", en 1.772.

Este hecho se corrobora cuatro años después de la independencia política de España en 1.823, cuando un decreto que ordenaba otorgarle el carácter de "Villa" a todas las antiguas parroquias, rebautiza a la ciudad con el nombre de "Villa de Bucaramanga".

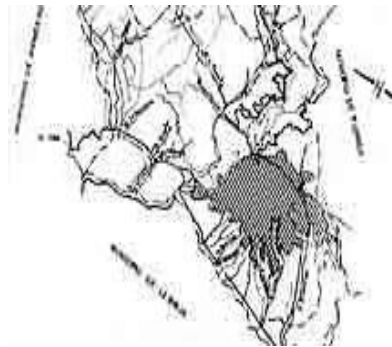
En 1.857, la Villa de Bucaramanga es designada como capital del estado independiente de Santander, título que perdería cuatro años después con la Villa del Socorro, hasta que la Constitución de 1.896 la declarara, definitivamente, como ciudad capital del departamento de Santander.

A finales del siglo XIX, Bucaramanga padeció la crisis económica causada por la Guerra de los Mil Días, pero en la segunda década del siglo XX comenzó a recuperarse, demostrando un gran crecimiento desde el punto de vista poblacional y de infraestructura.

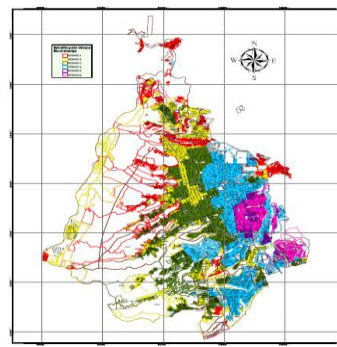
Hoy en día, Bucaramanga es una de las ciudades más importantes de Colombia, con aproximadamente un millón de habitantes. Es uno de los centros universitarios más representativos del país, con más de 10 universidades. Cuenta con un aeropuerto internacional, ubicado a las afueras de la ciudad, una significativa infraestructura hotelera acompañada por un sinnúmero de atractivos turísticos; todo ello, recreado a partir de la conocida hospitalidad de su gente, que le ha otorgado fama internacional como "La Ciudad Bonita".

El actual alcalde de la ciudad de Bucaramanga es el doctor Fernando Vargas Mendoza. Los principales medios masivos de comunicación son el periódico Vanguardia Liberal y la cadena televisión TRO (Televisión Regional del Oriente). Cuenta con un muy buen sistema de servicios públicos y se proyecta hacia el siglo XXI como un gran centro industrial, tecnológico, económico y cultural.⁸

1.2.2. Limites



**Municipio de
Bucaramanga**



**Estratificación de
Bucaramanga**

Fuente: www.bucaramanga.gov.co

Bucaramanga, capital del departamento de Santander limita por el Norte con el municipio de Rionegro; por el Oriente con los municipios de Matanza, Charta y Tona; por el Sur con el municipio de Floridablanca y; por el Occidente con el municipio de Girón.⁹

⁸ <http://www.bucaramanga.gov.co/historia.asp>

⁹ <http://www.bucaramanga.gov.co/datos.asp>

1.2.3. Posición Geográfica

Bucaramanga se encuentra en una terraza inclinada de la Cordillera Oriental a los 7° 08' de latitud norte con respecto al Meridiano de Bogotá y 73° 08' de longitud al Oeste de Greenwich.¹⁰

1.2.4. Características Generales del territorio y Suelos

El área metropolitana formada por Bucaramanga, Piedecuesta, Florida y Girón está ubicada sobre el Valle del Río de Oro. Se distingue en ella dos sectores de diferente conformación física: uno formado por la meseta y otro por el valle. Sus suelos, desde el punto de vista agrologico, se pueden dividir en dos grupos: los primeros, al no tener peligro de erosión, son propicios para el cultivo de gran variedad de productos y el uso para la ganadería. La otra clase de suelos tiene una alta potencialidad erosiva; por esta razón, presenta baja fertilidad y una capa de fertilidad superficial, en algunas situaciones casi nulas.¹¹

1.2.5. Climatología y Superficie

El área municipal es de 165 kilómetros cuadrados, su altura sobre el nivel del mar es de 959m y sus pisos térmicos se distribuyen en: cálido 55 kilómetros cuadrados: medio 100 kilómetros cuadrados y frío 10 kilómetros cuadrados. Su temperatura media es 23°C y su precipitación media anual es de 1.041 mm.¹²

¹⁰ <http://www.bucaramanga.gov.co/datos.asp>

¹¹ <http://www.bucaramanga.gov.co/datos.asp>

¹² <http://www.bucaramanga.gov.co/datos.asp>

1.2.6. Orografía

La topografía de Bucaramanga es en promedio un 15% plana, 30% ondulada y el restante 55% es en quebrada. Tres grandes cerros se destacan a lo largo del territorio: Morro Rico, Alto de San José y El Cacique.¹³

1.2.7. Hidrografía

Los ríos principales son: El Río de Oro y el Río Suratá y las quebradas: La Flora, Tona, La Iglesia, Quebrada Seca, Cacique, El Horno, San Isidro, Las Navas. La Rosita, Bucaramanga.¹⁴

1.2.8. División Político Urbana

Artículo 107º. De la División Urbana en Comunas. El suelo urbano se divide en 17 comunas. Dentro de cada comuna hacen parte: los barrios, asentamientos, urbanizaciones y otros (sectores con población flotante).

1.2.9. Economía de Bucaramanga

Bucaramanga es una ciudad netamente comercial; aunque existen otros renglones representativos tales como la industria del calzado, la confección, la prestación de servicios de salud, finanzas y educación.

Cabe decir que la ciudad se perfila para el siglo XXI como la Tecnópolis de Los Andes; prueba de ello es el creciente número de centros de investigación tecnológica en diversos tópicos, como la energía, el gas, el petróleo, la

¹³ <http://www.bucaramanga.gov.co/datos.asp>

¹⁴ <http://www.bucaramanga.gov.co/datos.asp>

corrosión, los asfaltos, el cuero y las herramientas de desarrollo agroindustrial, entre otros.

Un sector significativo de la economía bumanguesa es el agropecuario, cuyas principales actividades son la agricultura, la ganadería y la avicultura, que se llevan a cabo en zonas aledañas de los departamentos de Santander y Cesar, pero su administración y comercialización se desarrollan aquí en la ciudad.¹⁵

1.2.10. Población

Según el censo de 1993, la zona metropolitana de Bucaramanga tiene 804.618 habitantes, distribuidos de la siguiente forma:

Bucaramanga:	464.583.
Floridablanca:	200.862.
Girón:	75.155. ¹⁶

1.3. CORREGIMIENTO III (SANTA BÁRBARA)

1.3.1. Datos Geográficos

Delimitación:

Limita con el Municipio de Tona por el norte, desde el punto límite del Municipio de Floridablanca hasta el cruce del río Tona; de ese cruce por el río Tona hasta el cruce del río Suratá en el punto del cruce con la vía al mar; por el sur y occidente con la zona urbana oriental de Bucaramanga.¹⁷

¹⁵ <http://www.bucaramanga.gov.co/datos.asp>

¹⁶ <http://www.bucaramanga.gov.co/datos.asp>

¹⁷ Plan de Desarrollo Participativo. Corregimiento III 2004 – 2007. Alcaldía de Bucaramanga.

El corregimiento 3, se encuentra dividido territorialmente en 10 veredas:

Tabla 4. División Territorial Santa Bárbara.

	VEREDA
1	Retiro Grande
2	El Gulalilo
3	Retiro Chiquito
4	San José
5	Santa Bárbara
6	La Malaña
7	Chitota
8	Chimitá
9	Pedregal
10	Bosconia

Fuente: POT Bucaramanga.

1.4. PRECIPITACIÓN DE LA ZONA EN ESTUDIO

En la Tabla 5 observamos los resultados de los Valores Máximos Mensuales de Precipitación (mms), obtenidos por la estación La Galvicia, estudios realizados por el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales IDEAM, y en la Tabla 6, se encuentran los resultados de los Valores Totales Mensuales de Precipitación (mms), mostrando así el comportamiento de precipitaciones en la zona desde 1968 hasta 2009.

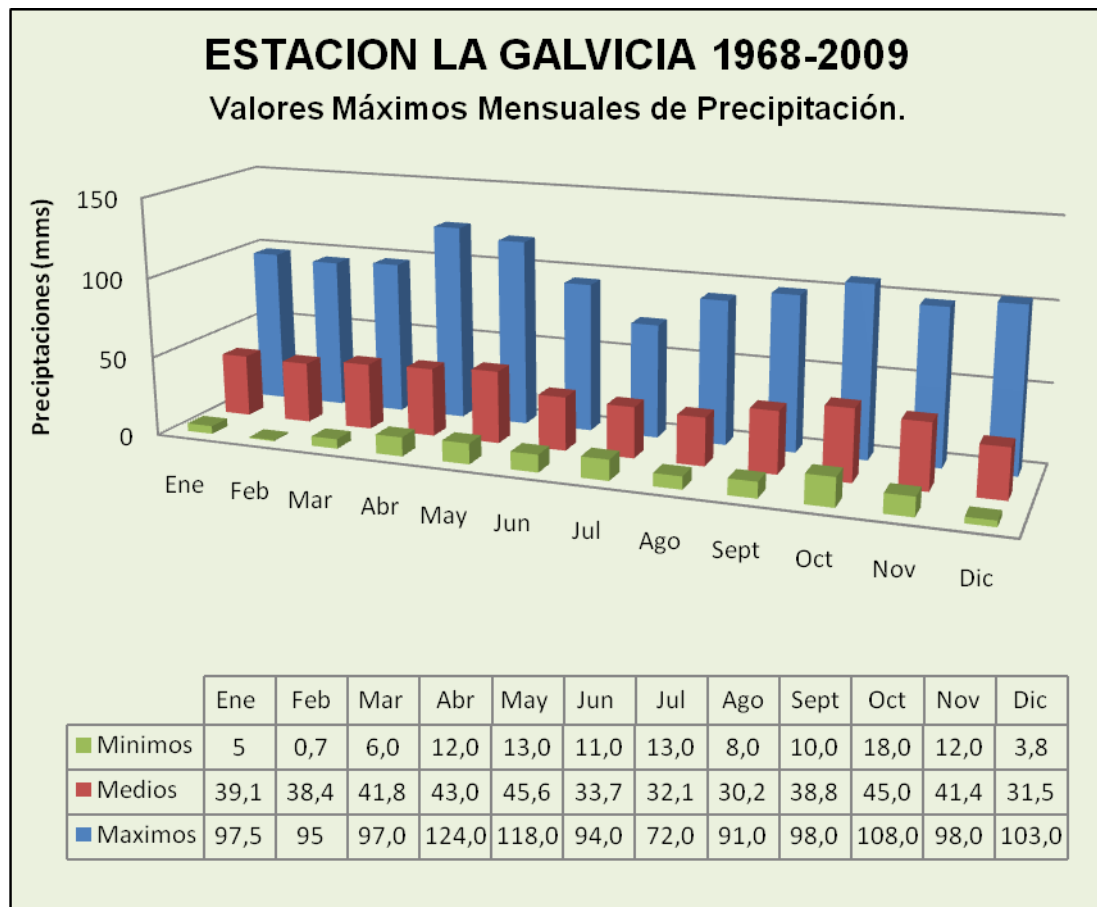
Tabla 5. Valores Máximos Mensuales de Precipitación.

AÑO	EST	ENT	MESES DEL AÑO.												VR ANUAL
			I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
1968	4	9	65,0	88,0	23,0	100,0	58,0	52,0	22,0	21,0	20,0	19,0	23,0	32,0	100,0
1969	2	1	32,0	55,0	13,0	35,0	91,0	28,0	28,0	22,0	42,0	108,0	25,0	9,0	108,0
1970	2	1	23,0	40,0	29,0	25,0	70,0	15,0	45,0	22,0	32,0	46,0	48,0	27,0	70,0
1971	2	1	35,0	25,0	61,0	53,0	82,0	20,0	15,0	33,0	31,0	41,0	35,0	24,0	82,0
1972	2	1	18,0	29,0	47,0	35,0	37,0	52,0	27,0	24,0	25,0	30,0	15,0	25,0	52,0
1973	2	1	5,0	20,0	18,0	12,0	27,0	19,0	25,0	51,0	50,0	66,0	31,0	32,0	66,0
1974	2	1	28,0	15,0	97,0	56,0	18,0	34,0	22,0	19,0	51,0	72,0	15,0	7,0	97,0

1975	2	1	55,0	50,0	35,0	37,0	51,0	11,0	45,0	35,0	21,0	25,0	98,0	100,0	100,0
1976	2	1	45,0	95,0	35,0	35,0	35,0	15,0	38,0	8,0	55,0	56,0	26,0	12,0	95,0
1977	2	1	83,0	2,0	49,0	45,0	60,0	70,0	72,0	26,0	50,0	37,0	72,0	89,0	89,0
1978	2	1	28,0	16,0	59,0	53,0	37,0	36,0	37,0	30,0	10,0	30,0	15,0	30,0	59,0
1979	2	1	28,0	36,0	50,0	64,0	46,0	32,0	32,0	36,0	55,0	63,0	98,0	35,0	98,0
1980	2	1	22,0	95,0	22,0	80,0	17,0								95,0
1981	2	1	97,5	80,4	15,5	58,1	28,6	94,0	22,2	91,0	42,0	50,6	20,6	2,5	97,5
1982	2	1	11,5	60,4	60,5	93,5	25,6	50,6	50,0	10,0	98,0	70,6	37,5	23,0	98,0
1983	2	1	29,0	33,0	25,5	30,7			24,0	34,0	20,0	60,0		15,0	60,0
1984	2	1	30,0	28,0	40,0	27,7	20,7	44,0	17,0	50,7	54,0	29,3	59,4	3,8	59,4
1985	2	1	30,2	25,7	70,0							37,1	35,7	36,0	70,0
1986	2	1	62,1	25,7	15,4	14,3	57,0	38,1	45,1	37,2	45,3	35,7	25,7	4,5	62,1
1987	2	1	7,5	9,7	27,0	60,0	19,0	13,0	13,0	12,0	15,0	332,0	35,0	15,0	60,0
1988	2	1	79,0	40,0	50,0	30,0	40,0	50,0	30,0	50,0	45,0	52,0	65,0	75,0	79,0
1989	2	1	10,0	12,0	52,0	50,0	118,0	22,0	53,0	20,0	53,0	55,0	30,0	52,0	118,0
1990	2	1	30,0	12,0	72,0	33,0	33,0	23,0	50,0	47,0	13,0	45,0	56,0	35,0	72,0
1991	2	1	80,0	20,0	60,0	50,0	41,0	48,0	45,0	37,0	42,0	53,0	51,0	32,0	80,0
1992	2	1	48,0	25,0	10,0	22,0	32,0	18,0	32,0	28,0	22,0	25,0	47,0	14,0	48,0
1993	2	1	18,0	56,0	37,0	15,0	24,0	33,0	22,0	23,0	19,0	64,0	40,0	13,0	64,0
1994	2	1	37,0	45,0	40,0	27,0	50,0	12,0	18,0	27,0	31,0	26,0	50,0	32,0	50,0
1995	2	1	18,0	20,0	32,0	56,0	35,0	36,0	21,0	21,0	22,0	55,0	12,0	49,0	56,0
1996	2	1	22,0	28,0	59,0	32,0	36,0	56,0	32,0	17,0	28,0	38,0	30,0	103,0	103,0
1997	2	1	28,0	27,0	57,0	124,0	13,0	36,0	18,0	10,0	43,0	26,0	32,0	32,0	124,0
1998	2	1	36,0	46,0	26,0	32,0	62,0	46,0	51,0	36,0	52,0	52,0	52,0	58,0	62,0
1999	2	1	35,0	45,0	54,0	32,0	45,0	36,0	47,0	37,0	57,0	57,0	57,0	13,0	57,0
2000	2	1	62,0	57,0	65,0	22,0	36,0	21,0	22,0	60,0	82,0	56,0	56,0	10,0	82,0
2001	2	1	28,0	18,0	64,0	51,0	51,0	14,0	24,0	26,0	19,0	28,0	28,0	33,0	64,0
2002	2	1	33,0	15,0	24,0	31,0	55,0	30,0	28,0	12,0	27,0	28,0	28,0	8,0	55,0
2003	1	1	74,0	68,0	36,0	37,0	46,0	44,0	23,0	22,0	85,0	64,0	64,0	69,0	85,0
2004	1	1	67,0	48,0	33,0	29,0	33,0	24,0	42,0	24,0	35,0	55,0	55,0	14,0	67,0
2005	1	1	50,0	55,0	6,0	28,0	50,0	46,0	39,0	37,0	53,0	30,0	30,0	39,0	55,0
2006	1	1	42,0	72,0	36,0	33,2	66,9	17,3	36,8	45,0	35,4	58,6	58,6	7,2	72,0
2007	1	1	32,4	0,7	61,4	53,3	39,2	14,6	13,4	20,5	16,2	25,6	25,6	14,4	61,4
2008	1	1	40,3	52,3	47,6	18,5	91,0	30,4	27,0	17,7	15,4	34,0	34,0	12,0	91,0
2009	1	1	38,9	21,8											38,9
Medios			39,1	38,4	41,8	43,0	45,6	33,7	32,1	30,2	38,8	45,0	41,4	31,5	38,4
Máximos			97,5	95	97,0	124,0	118,0	94,0	72,0	91,0	98,0	108,0	98,0	103,0	124,0
Mínimos			5	0,7	6,0	12,0	13,0	11,0	13,0	8,0	10,0	18,0	12,0	3,8	0,7

Fuente: Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales IDEAM

Gráfica 1. Valores Máximos Mensuales de Precipitación.



Fuente: Elaborado por Los Autores. Basado en Datos del IDEAM.

Tabla 6. Valores Totales Mensuales de Precipitación.

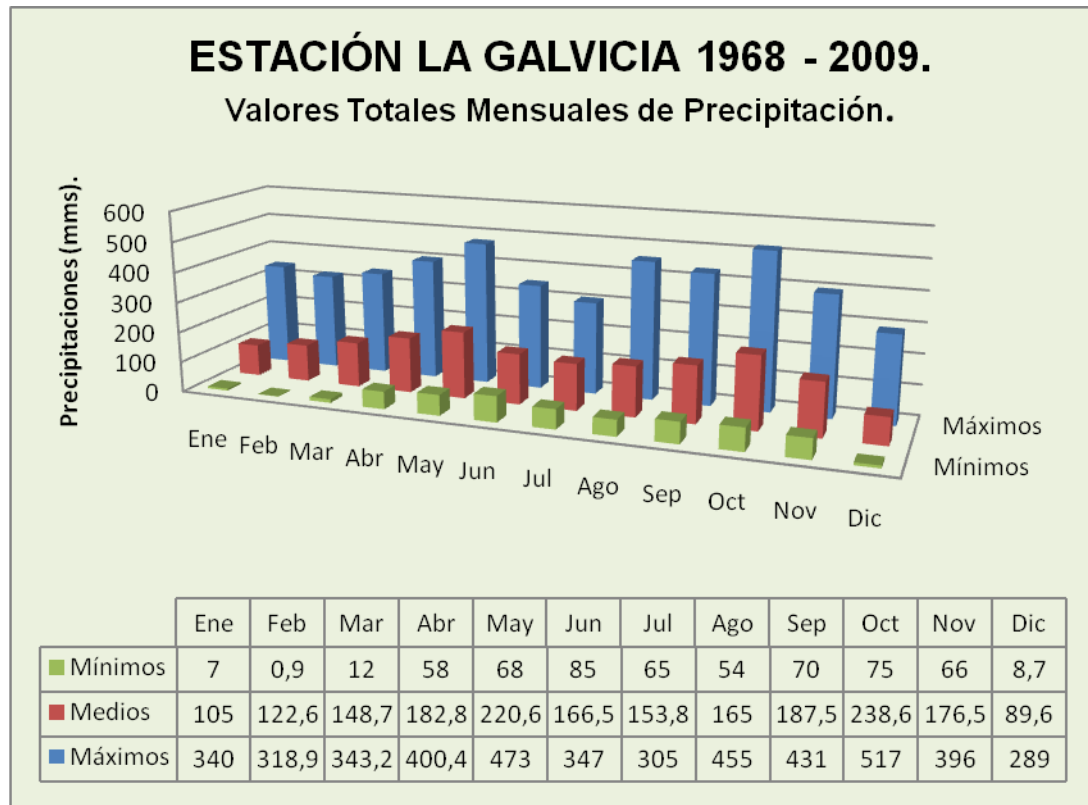
AÑO	EST	ENT	MESES DEL AÑO.												VR ANUAL
			I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
1968	4	9	122,0	244,0	73,0	337,0	287,0	219,0	97,0	189,0	153,0	166,0	191,0	77,0	2155,0
1969	2	1	114,0	179,0	32,0	233,0	239,0	245,0	159,0	216,0	243,0	506,0	203,0	29,0	2398,0
1970	2	1	83,0	129,0	81,0	148,0	357,0	124,0	305,0	177,0	225,0	370,0	270,0	170,0	2439,0
1971	2	1	237,0	154,0	268,0	329,0	473,0	94,0	85,0	229,0	185,0	289,0	198,0	132,0	2673,0
1972	2	1	82,0	128,0	224,0	250,0	315,0	220,0	102,0	137,0	138,0	209,0	66,0	76,0	1947,0
1973	2	1	7,0	48,0	58,0	58,0	145,0	126,0	108,0	197,0	363,0	182,0	125,0	144,0	1561,0
1974	2	1	88,0	82,0	276,0	238,0	138,0	94,0	108,0	216,0	234,0	294,0	155,0	15,0	1938,0
1975	2	1	65,0	102,0	81,0	125,0	248,0	94,0	159,0	129,0	157,0	140,0	390,0	289,0	1979,0
1976	2	1	94,0	233,0	183,0	76,0	243,0	129,0	154,0	70,0	139,0	305,0	98,0	46,0	1770,0
1977	2	1	201,0	4,0	111,0	242,0	213,0	196,0	152,0	84,0	108,0	179,0	234,0	141,0	1865,0

1978	2	1	60,0	62,0	262,0	194,0	221,0	206,0	65,0	136,0	72,0	176,0	90,0	125,0	1669,0
1979	2	1	96,0	123,0	129,0	223,0	177,0	216,0	224,0	257,0	210,0	388,0	269,0	121,0	2433,0
1980	2	1	93,0	240,0	76,0	237,0	136,0	174,9	152,9	165,9	193,9	266,1	184,6	108,7	2029,0
1981	2	1	179,8	318,9	102,3	274,4	236,1	258,1	161,6	355,0	263,4	291,7	95,1	86,7	2623,1
1982	2	1	56,7	216,5	262,9	400,4	213,3	162,2	172,2	54,0	307,6	207,2	94,5	74,5	2222,0
1983	2	1	58,0	87,8	93,5	188,8	*	*	143,6	119,5	107,5	231,9	140,5	64,2	1234,7
1984	2	1	103,0	121,0	126,0	79,7	143,1	169,5	78,8	191,2	256,7	189,3	212,1	12,7	1683,1
1985	2	1	207,0	63,3	150,8	174,4	197,2	145,3	132,4	133,0	161,9	101,0	142,4	55,5	1664,2
1986	2	1	117,8	121,7	75,4	91,9	122,3	189,9	193,2	94,9	152,7	337,0	72,0	19,7	1588,5
1987	2	1	25,9	10,7	139,4	139,0	207,0	104,0	123,4	97,0	164,0	226,0	149,0	55,0	1440,4
1988	2	1	104,0	216,0	108,0	174,0	158,0	347,0	194,0	455,0	274,0	517,0	396,0	208,0	3151,0
1989	2	1	32,0	71,0	326,0	123,0	444,0	88,0	148,0	117,0	206,0	409,0	134,0	127,0	2225,0
1990	2	1	67,0	66,0	215,0	236,0	221,0	117,0	133,0	190,0	70,0	283,0	213,0	120,0	1931,0
1991	2	1	130,0	49,0	243,0	201,0	235,0	137,0	252,0	177,0	204,0	217,0	192,0	66,0	2103,0
1992	2	1	108,0	53,0	12,0	154,0	199,0	117,0	168,0	125,0	100,0	75,0	167,0	82,0	1360,0
1993	2	1	50,0	119,0	105,0	160,0	184,0	126,0	108,0	137,0	140,0	180,0	160,0	47,0	1516,0
1994	2	1	98,0	132,0	119,0	119,0	238,0	97,0	123,0	161,0	149,0	143,0	249,0	61,0	1689,0
1995	2	1	32,0	75,0	107,0	174,0	166,0	187,0	170,0	242,8	177,0	338,0	74,0	105,0	1847,8
1996	2	1	104,0	105,0	266,0	188,0	200,0	338,0	222,0	138,0	145,0	244,0	77,0	171,0	2198,0
1997	2	1	103,0	49,0	170,0	272,0	68,0	146,0	133,0	55,0	238,0	120,0	151,0	65,0	1570,0
1998	2	1	91,0	131,0	93,0	140,0	330,0	320,0	240,0	176,0	215,0	233,0	177,0	226,0	2372,0
1999	2	1	107,0	178,0	224,0	143,0	217,0	227,0	284,0	243,0	431,0	266,0	293,0	47,0	2660,0
2000	2	1	340,0	162,0	145,0	107,0	185,0	102,0	130,0	201,0	267,0	186,0	131,0	38,0	1994,0
2001	2	1	34,0	53,0	141,0	109,0	157,0	87,0	93,0	107,0	124,0	163,0	182,0	139,0	1389,0
2002	2	1	67,0	39,0	137,0	175,0	186,0	269,2	92,0	84,0	157,0	132,0	71,0	29,0	1438,2
2003	1	1	92,0	255,0	95,0	161,0	188,0	165,0	157,0	135,0	242,0	213,0	208,0	128,0	2039,0
2004	1	1	143,0	93,0	102,0	195,0	198,0	96,0	197,0	91,0	175,0	220,0	263,0	51,0	1824,0
2005	1	1	161,0	219,0	15,0	167,0	191,0	196,0	184,0	211,0	233,0	217,0	204,0	55,0	2053,0
2006	1	1	123,0	147,0	162,2	208,9	216,8	118,5	140,3	151,9	113,4	160,9	212,0	8,7	1763,6
2007	1	1	77,6	0,9	163,7	168,6	227,3	85,0	101,0	185,4	88,8	254,4	120,8	40,2	1513,7
2008	1	1	102,1	215,1	343,2	79,9	305,1	125,9	160,3	134,3	103,8	157,3	182,0	18,7	1927,7
2009	1	1	155,7	51,4											207,1

Medios		105	122,6	148,7	182,8	220,6	166,5	153,8	165	187,5	238,6	176,5	89,6	1957,2
Máximos		340	318,9	343,2	400,4	473	347	305	455	431	517	396	289	517
Mínimos		7	0,9	12	58	68	85	65	54	70	75	66	8,7	0,9

Fuente: Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales IDEAM

Gráfica 2. Valores Totales Mensuales de Precipitación.



Fuente: Elaborado por Los Autores. Basado en Datos del IDEAM.

2. SISTEMA DE ACUEDUCTO

2.1. Metodología para la revisión del estado de la estructura que compone el acueducto

Realizar una visita al acueducto y a la zona de influencia que abarca, para localizar las estructuras principales como lo son: la Bocatoma, el Desarenador, los Tanques de Almacenamiento y la Red de Conducción, para identificar las posibles fallas hidráulicas que se presentan.

Realizar encuestas a los usuarios del acueducto CORPOBLANCA para encontrar las zonas en las que más falla el abastecimiento del acueducto y saber la población real a la cual se le distribuye éste recurso hídrico.

Realizarle los estudios pertinentes al agua para conocer su calidad.

Con la ayuda de la comunidad y la Alcaldía de Floridablanca, realizar el levantamiento topográfico planimétrico a lo largo de la línea de Conducción, para poder tomar las mejores decisiones de diseño y revisar la estructura a lo largo de esta.

Realizar aforos antes y después de la Bocatoma para revisar con que caudal se cuenta y que caudal se está captando.

Realizar aforos volumétricos en cada tanque de almacenamiento para revisar si el sistema está trabajando con las perdidas necesarias debido a la tubería.

Calcular el gasto que necesita la población con el fin de revisar si se está suministrando la dotación necesaria teniendo en cuenta que se quiere ampliar el acueducto para 100 familias más.

2.2. Diagnostico de la calidad del servicio, el funcionamiento hidráulico y el estado de la infraestructura con la que cuenta el acueducto CORPOBLANCA.

2.2.1. Calidad en el servicio

Teniendo en cuenta las encuestas realizadas a los usuarios del acueducto, se llego a la conclusión que el acueducto presta un buen servicio y presenta gran aceptación en la comunidad.

En ciertas zonas, el abastecimiento no es el deseado por la comunidad, debido a ciertas falencias que presenta el acueducto, ya que el suministro de este recurso tan preciado no es constante y llega pocos días a la semana.

2.2.2. Estado de la infraestructura

El acueducto CORPOBLANCA fue fundado el 22 de Noviembre de 1989, en su inicio el acueducto se creó para abastecer 120 familias, donde con el pasar de los años el número a aumentado de forma considerable pasando a tener 320 usuarios y con el estudio que se realiza se pretende aumentar la capacidad del Sistema de Acueducto para logra una cobertura total de 410 usuarios.

Durante el recorrido se observaron algunas deficiencias en algunas estructuras como:

- **Fuente de abastecimiento**

El acueducto CORPOBLANCA tiene ubicada la captación en la Quebrada Milagros, donde de ésta se toman 2.9 Litros por segundo en época de invierno y aproximadamente 6 Litros por segundo en época de verano según estudios

realizados en conjunto con la Corporación Autónoma Regional para la Defensa de la Meseta de Bucaramanga C.D.M.B.

Observaciones:

Según los estudios Bacteriológicos realizados por la Corporación Autónoma Regional para la Defensa de la Meseta de Bucaramanga C.D.M.B., se muestra que el agua que se le distribuye a la comunidad es de Buena Calidad.

- **Captación**

El acueducto cuenta con una captación de fondo, que consta de una presa que cuya función es obligar el paso del agua sobre si, para luego tomar la cantidad necesaria por una rejilla ubicada al fondo del rio y sobre la zona central de la misma, luego es conducida el agua a un Desarenador en concreto y de allí el agua es llevada a un Tanque de Almacenamiento por dos tuberías P.V.C de 3 pulgadas de diámetro.

- **Desarenador**

Un desarenador es una estructura hidráulica que se utiliza como un tratamiento primario en la purificación de las aguas, ya que su función es la remoción de partículas de cierto tamaño que tenga el agua después de la captación, y evitar su acumulación en las tuberías.

Observaciones:

Según los estudios realizados ésta estructura no cuenta con las dimensiones necesarias para cumplir con cabalidad su principal función, y debido a esto, en época de invierno no tiene la suficiente capacidad de desarenar toda el agua que le llega y por esto presenta perdidas de agua por excesos.

- **Tanque de Almacenamiento Principal**

Éste Tanque tiene una capacidad de almacenamiento de 180 m³ y está construido en concreto reforzado.

Observaciones:

No se encontró problema alguno.

- **Tanque de Almacenamiento Kilometro 16**

Este tanque tiene una capacidad de 60 m³.

Observaciones:

Este tanque presenta problemas en el diseño hidráulico ya que la tubería de llegada no soporta de manera adecuada fuertes presiones haciendo que constantemente algunos sectores que abastece el acueducto queden sin agua.

Teniendo en cuenta datos suministrados por el Acueducto Corpoblanca, éste Tanque fue construido desde que se creó el Sistema de Acueducto y en su construcción se utilizó Ladrillo Temosa, por lo cual se realizará un diseño en concreto reforzado para que preste un mejor servicio a la comunidad.

- **Conducción Tanque de Almacenamiento Principal - Tanque de Almacenamiento Kilometro 16**

Ésta conducción utiliza tubería de P.V.C 13.5 R.D.E y arranca con un diámetro de 3 pulgadas durante 20 metros y de allí se conecta con una tubería de 2 pulgadas hasta llegar al tanque de almacenamiento.

Por la dificultad del terreno esta conducción cuenta con 7 aéreos de 3 pulgadas de diámetro cada uno y tubería P.V.C RDE 21 y 3 Tanquillas Rompe Carga.

- **Tanque de Almacenamiento de Vericute**

Éste Tanque tiene una capacidad de almacenamiento de 70 m³ y fue construido para darles abastecimiento a 100 usuarios del sector.

Observaciones:

No se encontró problema alguno.

3. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO

3.1. AFORO DE LA FUENTE

En el transcurso del estudio se realizaron 2 aforos al río, en compañía del Ingeniero Enrique Santos y el señor Alcides Rivera Hernández empleados de la Corporación Autónoma Regional para la Defensa de la Meseta de Bucaramanga C.D.M.B.

El primero se realizó en época de lluvia, el 23 de Noviembre del 2009, y el segundo se realizó en época de verano, el 5 de Febrero del 2010 para poder establecer su comportamiento.

Los tipos de aforos que se realizaron fueron de Tipo Vadeo y Volumétrico. Ya que la fuente es pequeña y poco profunda se tendió una cinta transversalmente a la corriente desde el punto inicial. Luego se hicieron sondeos con el medidor de corriente o Molinete, cada 0.15 metros, para determinar las profundidades y velocidades medias verticales que pasan por los puntos elegidos a lo largo de la sección transversal del canal, y los Aforos Volumétricos se realizaron en el Tanque de Almacenamiento Principal y Aguas Abajo de la Bocatoma, se elaboraron midiendo el tiempo que gasta el agua en llenar un recipiente de Volumen conocido para lo cual, el caudal es fácilmente calculables con la siguiente Ecuación: $Q = \frac{\text{Volumen}}{\text{Tiempo}}$.

Los resultados de estos Aforos se observan en los Anexos A al E.

Ilustración 1. Medición de la Fuente.



Fuente: Autores.

Ilustración 2. Sondeo del punto inicial



Fuente: Autores.

Ilustración 3. Molinete



Fuente: Autores.

Como se puede apreciar en las Anexos A, B y C hay tres aforos en tres sitios diferentes. El Primer aforo se realizó aguas arriba antes de la Bocatoma, el Segundo se realizó despues del Tanque de Almacenamiento y por último el Tercer aforo se realizó en medio de este trayecto, ya que en este sitio se encontraba una fuente mas pequeña, pero que afectaba el resultado, ya que alimentaba la fuente de abastecimiento aumentando una pequeña fracción el caudal del rio aguas abajo.

Obteniendo así el Caudal captado por la Bocatoma en epoca de lluvia, el cual fue calculado de la siguiente manera:

$$0.0183 \left[\frac{m^3}{s.} \right] - \left(0.0148 \left[\frac{m^3}{s.} \right] + 0.0006 \left[\frac{m^3}{s.} \right] \right) = 0.0029 \left[\frac{m^3}{s.} \right]$$

Y pasando este resultado a Litros/Segundos:

$$0.0029 \left[\frac{m^3}{s.} \right] * \left(\frac{100^3 cm^3}{1m^3} \right) * \left(\frac{1L}{1000cm^3} \right) = 2.9 \frac{L}{s}$$

En los Anexos D y E se observan los resultados del segundo Aforo.

Ilustración 4. Tanque de almacenamiento principal.



Fuente: Autores.

Según los resultados de éstos Anexos se puede apreciar que el caudal que está entrando al Tanque de Almacenamiento Principal es de 10,232 Litros por Segundo.

Como se puede apreciar en el Anexo D el caudal en época de verano de la fuente de estudio se disminuye un 46% del caudal en invierno, quedando un caudal de $9,9\left(\frac{L}{s.}\right)$.


3.2. CALIDAD DEL AGUA

Con ayuda de la Corporación Autónoma Regional para la Defensa de la Meseta de Bucaramanga C.D.M.B. se realizó el análisis Físicoquímico y Bacteriológico de la Fuente en estudio.

Las muestras se tomaron del Tanque de Almacenamiento Ubicado en el Kilometro 16 de la Vía que comunica Bucaramanga – Cúcuta.

Los resultados de estos análisis se observan en la Tabla 12.

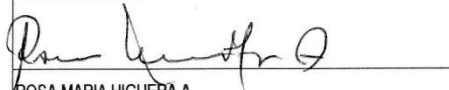
Tabla 7. Resultados Fisicoquímicos y Bacteriológicos del agua de la fuente.

	LABORATORIO DE AGUAS Y SUELOS		
	Finca La Esperanza, Vereda Helechales, Floridablanca, Santander		
	Teléfono: 6484898		
Emitido a:	Coordinación Grupo Información e Investigación Ambiental	Informe No.	648
Muestreo realizado por:	Leandro Muñoz Caballero	Fecha de emisión:	15/12/2009
Municipio	Floridablanca (Vereda San Ignacio)	Fecha de toma de la muestra	02/12/2009
Departamento	Santander	Fecha recepción:	02/12/2009
Sitio de muestreo:	Quebrada Agua Blanca	Fecha de realización de los análisis	Diciembre 2 al 15 de 2009
Punto:	Tanque de almacenamiento KM 16	Tipo de muestra	Puntual
N° muestra Lab.	913	Clase de muestra	Superficial

RESULTADOS DE ANÁLISIS FISICO-QUÍMICOS

PARÁMETRO	RESULTADO	UNIDADES	MÉTODO USADO
pH	6,92	Unid de pH	STANDARD METHODS 4500 H+ B, Potenciométrico
Conductividad	25,4	µS/cm	STANDARD METHODS 2510 B Conductimétrico
Turbidez	<1,0	NTU	STANDARD METHODS 2130 B Nefelométrico
DQO	16,0	mg O ₂ /L	STANDARD METHODS 5220 C Reflujo cerrado- titulación
DBO ₅	<1,3	mg DBO ₅ /L	STANDARD METHODS 5210 B DBO 5 días
Nitrógeno total Kjeldahl	<0,74	mg N/L	STANDARD METHODS 4500-org C, Semi-micro- Kjeldahl
Nitritos	<0,003	mg N/L	RODIER. Análisis de aguas. 1981 p. 180 Sulfilato de sodio
Nitratos	0,43	mgP/L	STANDARD METHODS 4500 P, B,E Digestión (ácido Sulfúrico -ácido nítrico) -ácido ascorbico
Fósforo Total	<0,06	mgP/L	STANDARD METHODS 4500 P, B,E Digestión (ácido Sulfúrico -ácido nítrico) -ácido ascorbico
Sólidos totales	54	mg/L	STANDARD METHODS 2540 B Secado 103-105 °C
Sólidos suspendidos	<4,0	mg/L	STANDARD METHODS 2540 D Secado 103-105 °C
Coliformes Totales	330	NMP/100 mL	STANDARD METHODS 9221 B Fermentación de los tubos multiples
Coliformes Fecales	110	NMP/100 mL	STANDARD METHODS 9221 E Fermentación de los tubos multiples

OBSERVACIONES.



ROSA MARIA HIGUERA A.
Quim. Profesional Especializado

Nota: Los resultados reportados corresponden a la muestra recibida y analizada en este laboratorio

Fuente: Laboratorio de Aguas C.D.M.B.

Para verificar los resultados obtenidos en los análisis realizados, se compararon con los parámetros que se estipulan en el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS – 2000 Capítulo B sobre la calidad del agua de la fuente.

Tabla 8. Calidad del agua de la fuente.

Parámetros	Análisis Según		Nivel de calidad de acuerdo al grado de Polución			
	Norma Técnica NTC	Standard Method ASTM	1. Fuente Aceptable	2. Fuente Regular	3. Fuente Deficiente	4. Fuente Muy Deficiente.
DBO 5 Días	3630					
Promedio Mensal mg/L		≤	≤ 1.5	1.5 - 2.5	2.5 - 4	> 4
Máximo diario mg/L		≥	1.0 - 3.0	3.0 - 4.0	4.0 - 6.0	> 6
Coliformes Totales (NMP/100mL)						
Promedio Mensual		D-3670	0 - 50	50 - 500	500 - 5000	> 5000
Oxígeno disuelto mg/L	4705	D-888	≥ 4	≥ 4	≥ 4	< 4
PH Promedio	3651	D-1293	6.0 - 8.5	5.0 - 9.0	3.8 - 10.5	
Turbiedad (UNT)	4707	D-1889	< 2	2.0 - 40	40 - 150	≥ 150
Color verdadero (UPC)			< 10	10 - 20.	20 - 40	≥ 40
Gusto y Olor		D-1292	Inofensivo	Inofensivo	Inofensivo	Inaceptable
Cloruros (mg/L - Cl)		D-512	< 50	50 - 150	150 - 200	300
Fluoruros (mg/L - F)		D-1179	< 1.2	< 1.2	< 1.2	> 1.7
GRADO DE TRATAMIENTO.						
<ul style="list-style-type: none"> Necesita un tratamiento convencional 			NO	NO	SI, hay veces (ver requisitos para uso FLDE: literal C.7.4.3.3)	SI
<ul style="list-style-type: none"> Necesita unos tratamientos específicos. 			NO	NO	NO	SI
<ul style="list-style-type: none"> Procesos de Tratamientos Utilizados 			(1) = Desinfección + estabilización	(2) = Filtración Lenta o Filtración Directa + (1)	(3) = Pretratamiento + (Coagulación + Sedimentación + Filtración Rápida) o (Filtración Lenta Diversas Etapas) + (1)	(4) = (3) + Tratamientos Específicos

Fuente: Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS – 2000 Capítulo B

Según los resultados se puede concluir que el Nivel de calidad de acuerdo al grado de polución del agua de la Fuente es Aceptable, aunque se requiere de un tratamiento de Desinfección que elimine los coliformes fecales, para purificar

el agua y de esta manera lograr agua potable para la distribución a la comunidad.

3.3. ESTUDIO DE LA DEMANDA.

3.3.1. Nivel de Complejidad del Sistema

Según el Capítulo A.3.1 del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS – 2000, tratándose de un acueducto Rural y teniendo en cuenta que la población es de 2.583 habitantes se define el Nivel de Complejidad del Sistema en la Siguiete Tabla.

Tabla 9. Asignación del Nivel de complejidad del Sistema.

Nivel de complejidad	Población en la Zona urbana (Habitantes)	Capacidad económica de los usuarios
Bajo	< 2500	Baja
Medio	2501 a 12500	Baja
Medio Alto	12501 a 60000	Media
Alto	> 60000	Alta

Fuente: Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS – 2000, Capítulo A.

Como se puede apreciar en la Tabla 14 se considerara un Nivel de Complejidad MEDIO.

Para este nivel de complejidad los diferentes tipos de elementos que se diseñaran para el Sistema de Acueducto, se elaboraran para un periodo de 20 años.

3.3.2. Proyección de la Población

Población actual

Según los resultados de las Encuestas realizadas por los Autores, se encontró que la población de estudio es de 2583 Habitantes.

Población Futura

Según el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS – 2000 Capítulo B, para el cálculo de la población futura, dependiendo del Nivel de Complejidad del Sistema, existen diferentes métodos como se observa en la Tabla 15.

Tabla 10. Métodos de cálculo permitidos según el Nivel de Complejidad del Sistema.

Método para emplear	Nivel de Complejidad del Sistema			
	Bajo	Medio	Medio Alto	Alto
Aritmético, Geométrico y Exponencial	x	X		
Aritmético + Geométrico + Exponencial + otros			x	X
Por componentes (demográfico)			x	X
Detallar por zonas y detalla densidades.			x	X

Fuente: Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS – 2000, Capítulo B

Ya que el Nivel de complejidad del Sistema de Acueducto en estudio es MEDIO, se pueden utilizar los métodos Aritmético, Geométrico o Exponencial, de los cuales se trabajara con el Método Aritmético, el cual supone un crecimiento vegetativo balanceado por la mortalidad y la emigración. La Ecuación para calcular la población futura es la siguiente:

$$P_f = P_{uc} + \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_c} \times (f - T_{uc})$$

Donde:

P_f = Población Futura

P_{uc} = Población correspondiente al Último Año censado con información

- Pci = Población correspondiente al censo inicial con información
- Tuc = Año correspondiente al Último Año censado con información
- Tci = Es el año correspondiente al censo inicial con información
- Tf = Es el año al cual se quiere proyectar la información

- **Calculo de la Población Futura (Pf)**

Según datos obtenidos en el Acueducto Corpoblanca y por las encuestas realizadas:

- Pci = 960 Habitantes.
- Puc = 2583 Habitantes.
- Tuc = 2010.
- Tci = 1993.
- Tf = 2030.

$$Pf = 2583 + \left(\frac{2583 - 960}{2010 - 1993} \right) * (2030 - 2010)$$

$$Pf = 4.493.Habitantes.$$

- **Población de Diseño (Pd)**

$$Pd = P_{futura} + P_{flotante}$$

En éstas Veredas la Población Flotante es despreciable y se puede considerar nula.

$$Pd = 4.493 Habitantes.$$

3.4. DOTACIÓN NETA

La Dotación Neta corresponde a la cantidad mínima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante.¹⁸

En la siguiente Tabla se determina la Dotación Neta Mínima:

Tabla 11. Dotación Neta según el Nivel de Complejidad del Sistema.

Nivel de Complejidad del sistema	Dotación Neta Mínima (L/hab*día)	Dotación Neta Máxima (L/hab*día)
Bajo	100	150
Medio	120	175
Medio Alto	130	-
Alto	150	-

Fuente: Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS – 2000, Capítulo B

De acuerdo con la Tabla 17 la Dotación Neta con la que se trabajara es de 120 L/hab*día.

3.4.1. Correcciones a la Dotación Neta

Ya que se trabajara en un Nivel de Complejidad Medio esta corrección no puede superar el 20% del valor de la dotación neta establecida anteriormente, y teniendo en cuenta también el clima en la zona de estudio, se puede variar la dotación neta establecida anteriormente de acuerdo a la Tabla 12.

¹⁸ Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS - 2000
CAPÍTULO B. Página B.33

Tabla 12. Variación a la dotación neta según el clima y el Nivel de Complejidad del Sistema.

Nivel de Complejidad del sistema	Clima Cálido (Más de 28°C)	Clima Templado (Entre 20°C y 28°C)	Clima Frío (Menos de 20°C)
Bajo	15%	10%	No se admite Corrección por Clima
Medio	15%	10%	
Medio Alto	20%	15%	
Alto	20%	15%	

Fuente: Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS – 2000, Capítulo B

Por lo tanto tenemos que:

$$\text{Dotación Neta} = 120 + (120 \cdot 0,1)$$

$$\text{Dotación Neta} = 132 \text{ (L/hab} \cdot \text{día)}.$$

3.4.2. Pérdidas

Como las veredas en estudio no tienen registros sobre las pérdidas de agua en el sistema de acueducto, el porcentaje de pérdidas admisibles depende del Nivel de Complejidad del Sistema, como se aprecia en la Tabla 13.

Tabla 13. Porcentajes máximos admisibles de Pérdidas Técnicas.

Nivel de Complejidad del Sistema	Porcentajes máximos admisibles de pérdidas técnicas para el cálculo de la dotación bruta
Bajo	40%
Medio	30%
Medio Alto	25%
Alto	20%

Fuente: Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS – 2000, Capítulo B

Como se aprecia en la Tabla 18, se establece un Porcentaje de Pérdidas (%P) igual al 30%.

3.4.3. Dotación Bruta

Ésta dotación se establece de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$d_{bruta} = \frac{d_{neta}}{1 - \%P}$$

Por lo tanto tenemos que:

$$\text{Dotación Bruta} = \frac{132}{1 - 0.3} = 188,571$$

$$\text{Dotación Bruta} = 188,571 \text{ (L/hab*día)}$$

3.5. DEMANDA

3.5.1. Caudal Medio Diario (Qmd)

Éste caudal es el que corresponde al promedio de los consumos diarios en un periodo de un año y se calcula mediante la siguiente ecuación:¹⁹

Entonces:

¹⁹ Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS – 2000, Capítulo B

$$Q_{md} = \frac{P_{futura} * D_{bruta}}{86400}$$

$$Q_{md} = \frac{4493 * 188,571}{86400}$$

$$Q_{md} = 9,806(L/s.)$$

3.5.2. Caudal Máximo Diario (QMD)

Éste caudal es el que corresponde al consumo máximo registrado durante 24 horas durante un periodo de un año y se calcula multiplicando Qmd por el coeficiente de consumo máximo diario, K1.

Éste coeficiente depende del Nivel de Complejidad del Sistema como se muestra en la Tabla 14.²⁰

Tabla 14. Coeficiente de consumo máximo diario, K1, según el Nivel de Complejidad del Sistema.

Nivel de Complejidad del Sistema	Coeficiente de Consumo máximo diario - K1
Bajo	1,30
Medio	1,30
Medio Alto	1,20
Alto	1,20

Fuente: Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS – 2000, Capítulo B

Por lo tanto se tiene que:

²⁰ Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS – 2000, Capítulo B

$$QMD = Qmd * K_1$$

$$QMD = 9,806 * 1,30$$

$$QMD = 12,75 \frac{L}{s}$$

3.5.3. Caudal Máximo Horario (QMH)

Éste caudal es el que corresponde al consumo máximo registrado durante una hora en un periodo de un año y se calcula como el QMD multiplicado por el coeficiente de consumo máximo horario, K2.

Éste coeficiente depende del Nivel de Complejidad del Sistema como se muestra en la Tabla 15.²¹

Tabla 15. Coeficiente de consumo máximo horario, K2, según el Nivel de Complejidad del Sistema y el tipo de Red de Distribución.

Nivel de Complejidad del Sistema	Red Menor de Distribución	Red secundaria	Red Matriz
Bajo	1,60	-	-
Medio	1,60	1,50	-
Medio Alto	1,50	1,45	1,40
Alto	1,50	1,45	1,40

Fuente: Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS – 2000, Capítulo B

Entonces:

²¹ Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS – 2000, Capítulo B

$$QMH = QMD * K_2$$

$$QMH = 12,75 * 1,60$$

$$QMH = 20,40 \frac{L}{s.}$$

Como se puede apreciar el caudal que se necesita para suministrar a 4.993 habitantes es mayor al caudal que suministra la fuente de donde se capta el agua, por lo cual se realizaron diferentes estudios a diferentes años, para tener una aproximación de la capacidad de suministro de la fuente.

Con el método utilizado anteriormente, se realizaron los estudios a 5, 10 y 15 años y los resultados se pueden observar en la siguiente tabla:

Tabla 16. Estudio de la población Futura, para diferentes periodos de diseño.

Tf (años)	Pf (hab)	Dot. Neta	Dot. Bruta	Qmd (Lps)	QMD (Lps)	QMH (Lps)
5	3061	132	188,571	6,681	8,685	13,896
10	3538	132	188,571	7,722	10,04	16,061
15	4015	132	188,571	8,763	11,392	18,227

Como se puede observar en la Tabla 16, el suministro máximo de la fuente de abastecimiento no alcanza a 15 años, por lo que se diseñaran las diferentes estructuras del sistema de acueducto a un tiempo futuro de 10 años.

Después de pasado este periodo, se recomienda buscar una nueva fuente de abastecimiento para aumentar la capacidad de suministro del acueducto, para de esta forma poder cumplir con las necesidades básicas de la comunidad.

4. DISEÑO DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS

4.1. DISEÑO DEL DESARENADOR PARA LA POBLACIÓN ACTUAL

4.1.1. Parámetros de Diseño

- **El caudal de diseño para el desarenador.**

Se debe diseñar con el QMD (caudal máximo diario). Este caudal se obtuvo teniendo en cuenta la cantidad de personas que necesitaba abastecer el acueducto.

$$QMD = 7.34 \text{ (L / s.)}$$

- **Diámetro de la partícula a remover**

Norma: para el caso de acueductos que no traten al agua después de desarenador. Deben removerse las partículas con diámetros mayores que o iguales a 0.1 milímetros.

Se diseño el desarenador para remover partículas con diámetros mayores que o iguales a 0.1 mm (arenas muy finas).

- **Eficiencia del desarenador.**

Norma: para el caso de acueductos que no traten al agua después de desarenador. La eficiencia de este no debe ser menor al 75%.

Se diseño el desarenador con una eficiencia de 87.5%.

- **Pantalla deflectora.**

Se diseñara una pantalla con muy buenos deflectores.

- **Temperatura del agua.**

Teniendo en cuenta la zona, se diseñara para un clima frio con temperaturas menores a 20°C.

Temperatura promedio de 18 °C

4.1.2. Cálculo de Velocidad de Sedimentación

Velocidad de sedimentación por Stokes

Calculo de la viscosidad del agua a 18°C.

$$\mu_{18^{\circ}\text{C}} = \mu_{18^{\circ}\text{C}} \times \frac{33.3}{T^{\circ}\text{C} + 23.3}$$

$$\mu_{18^{\circ}\text{C}} = 0.0131 \times \frac{33.3}{18 + 23.3} = 0.01056$$

DATOS:

T=18°C.

$$\mu_{18^{\circ}\text{C}} = 0.01056$$

Ss. =2.65

Sw = 1

$$V_s = \frac{980}{T^{\circ}\text{C}} \left(\frac{S_s - S_w}{\mu_{18^{\circ}\text{C}}} \right) (d_{cm})^2$$

$$V_s = \frac{980}{18} \left(\frac{2.65 - 1}{0.01056} \right) (0.01)^2 = 0.852 \text{ (cm/seg)}$$

- **Cálculo de Velocidad de Sedimentación por Allen-Hazen**

Como se puede apreciar en el Anexo F, para diámetros de Partículas Límite = 0,005 cm y a una Temperatura igual a 10°C, tenemos que $V = 0.3 \text{ cm / seg}$.

Se calcula Velocidad de Sedimentación a una Temperatura de 18°C.

$$V_{s18^\circ\text{C}} = V_{10^\circ\text{C}} \times \left(\frac{T_{18^\circ\text{C}} + 23.3}{33.3} \right)$$

$$V_{s18^\circ\text{C}} = 0.3 \times \left(\frac{18 + 23.3}{33.3} \right) = 0.372 \text{ (cm/seg)}$$

Para encontrar la velocidad de sedimentación se debe sacar un promedio entre la velocidad de sedimentación calculada por Hazen y la velocidad de sedimentación calculada por Stokes.

- **Velocidad de sedimentación de Diseño:**

$$V_{SD} = \frac{0.852 + 0.372}{2} = 0.612 \text{ (cm/seg)}$$

- **Se asume una profundidad útil H (m)**

$$H = 1.5 \text{ m}$$

4.1.3. Tiempo de sedimentación

$$t_s = \frac{H}{V_{sD}}$$

$$t_s = \frac{150}{0.612} = 71.835 \text{ (seg)}$$

4.1.4. Definición del Factor de Seguridad

Se diseñara un desarenador con buenos deflectores, con un porcentaje de remoción del 87.5%.

Factor de seguridad = 2.75

4.1.5. Cálculo del tiempo de remoción

$$\frac{t_r}{t_s} = 2.75$$

$$t_r = 2.75 \times 71.835$$

$$t_r = 197.546 \text{ (seg)}$$

$$t_r = 3.2924 \text{ (min)}$$

4.1.6. Cálculos de la Capacidad del Desarenador

Para calcular la capacidad del desarenador se utiliza la siguiente ecuación:

$$V = Q \times t_r$$

Donde:

V = Volumen

$$Q = \text{Caudal de Diseño en } \left(\frac{m^3}{Seg} \right)$$

$$Tr = \text{Tiempo de Remoción } (Seg)$$

Revisar regla.

Tener en cuenta que el tiempo de remoción debe estar en el intervalo de:

$$0.5 \text{ horas} < tr < 4 \text{ horas.}$$

Como $tr = 0.055$ horas, no cumple con la regla, por lo cual se toma el Tiempo de Remoción $tr = 0.5$ horas = 1800 segundos.

Datos:

$$Q = 0.00734 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$tr = 1800 \text{ seg}$$

$$Vol = 0.00724 \left(\frac{m^3}{seg} \right) \times 1800 (seg)$$

$$Vol = 13.21728 \text{ m}^3$$

- **Cálculos del Área superficial del Desarenador Disponible.**

$$V = A \times H$$

$$A = V/H$$

$$A = \frac{13.2173}{1.5}$$

$$A = 7.96 \text{ m}^2$$

- **Cálculos del Área Superficial Requerida.**

$$A_r = Q/V_{SD}$$

$$A_r = 0.007343/0.00612$$

$$A_r = 1.1997 \text{ (m}^2\text{)}$$

Se debe cumplir que $A > A_r$

$$A = 7.96\text{m}^2 > A_r = 1.1997 \text{ (m}^2\text{)}$$

- **Dimensiones de la Zona de Sedimentación**

$$L = 3b$$

$$A = L \times b$$

$$A = 3b^2$$

$$b = \sqrt{\frac{7.96}{3}}$$

$$b = 1.7138 \approx 1.75 \text{ mt}$$

$$L = 3 \times 1.7138 = 5.20$$

$$L = 5.20 \text{ mt}$$

Se adopta:

$L = 5.20 \text{ m}$ (largo de la zona de sedimentación.)

$b = 1.75 \text{ m}$ (ancho de la zona de sedimentación.)

- **Diseño pantalla deflectora.**

Velocidad máxima de paso a través de los orificios:

$$V = 0.2 \text{ m/s}$$

Área efectiva de los orificios en m^2 :

$$A_e = \frac{0.00734 \left(\frac{m^3}{s} \right)}{0.2 \left(\frac{m}{s} \right)}$$

$$A_e = 0.037 m^2$$

Área de un orificio:

Se tomaran orificios circulares de 2" de diámetro.

$$A_o = \pi \times \frac{d^2}{4}$$

$$A_o = \pi \times \frac{(0.0254 \times 2)^2}{4}$$

$$A_o = 0.002 m^2$$

Número de orificios.

$$\#_{orificios} = \frac{0.0367}{0.002} = 18.114 \approx 18 \text{ orificios.}$$

$$\#_{orificios} = 18.114 \approx 18 \text{ orificios}$$

Observación:

Teniendo en cuenta las dimensiones obtenidas en la revisión del diseño del desarenador existente, encontramos que las dimensiones actuales no son las necesarias para que el desarenador cumpla satisfactoriamente con su función.

4.2. DISEÑO DEL DESARENADOR PARA LA POBLACIÓN FUTURA 10 AÑOS.

4.2.1. Parámetros de Diseño

- **El caudal de diseño para el desarenador.**

Se debe diseñar con el QMD (caudal máximo diario). Este caudal se obtuvo teniendo en cuenta la cantidad de personas que necesitaba abastecer el acueducto

$$QMD = 10,04 \text{ (L/s.)}$$

- **Diámetro de la partícula a remover**

Norma: para el caso de acueductos que no traten al agua después de desarenador. Deben removerse las partículas con diámetros mayores que o iguales a 0.1 milímetros.

Se diseñó el desarenador para remover partículas con diámetros mayores que o iguales a 0.1 mm (arenas muy finas).

- **Eficiencia del desarenador.**

Norma: para el caso de acueductos que no traten al agua después de desarenador. La eficiencia de este no debe ser menor al 75%..

Se diseñó el desarenador con una eficiencia de 87.5%.

- **Pantalla deflectora.**

Se diseñara una pantalla con muy buenos deflectores.

- **Temperatura del agua.**

Teniendo en cuenta la zona, se diseñara para un clima frio con temperaturas menores a 20°C.

Temperatura promedio de 20 °C

4.2.2. Calculo de velocidad de sedimentación.

- **Calculo de la viscosidad del agua a 20°C.**

$$\mu_{20^{\circ}\text{C}} = \mu_{10^{\circ}\text{C}} \times \frac{33.3}{T^{\circ}\text{C} + 23.3}$$

$$\mu_{20^{\circ}\text{C}} = 0.0131 \times \frac{33.3}{20 + 23.3} = 0.0101$$

- **Cálculo de velocidad de sedimentación por Stokes**

DATOS:

T=20°C.

$$\mu_{20^{\circ}\text{C}} = 0.0101$$

Ss. =2.65

$$S_w = 1$$

$$V_s = \frac{980}{T^{\circ}\text{C}} \left(\frac{S_s - S_w}{\mu_{20^{\circ}\text{C}}} \right) (d_{cm})^2$$

$$V_s = \frac{980}{20} \left(\frac{2.65 - 1}{0.0101} \right) (0.01)^2 = 0.8933 (\text{cm}/\text{seg})$$

- **Cálculo de velocidad de sedimentación por Allen-Hazen**

Como se puede apreciar en el Anexo F, para Diámetros de Partículas Límite = 0,1 cm y a una Temperatura igual a 10°C, tenemos que $V = 0.8 \text{ cm/seg}$

Calculamos velocidad de sedimentación a una $T = 20^{\circ}\text{C}$

$$V_{s20^{\circ}\text{C}} = V_{10^{\circ}\text{C}} \times \left(\frac{T_{20^{\circ}\text{C}} + 23.3}{33.3} \right)$$

$$V_{s20^{\circ}\text{C}} = 0.8 \times \left(\frac{20 + 23.3}{33.3} \right) = 1.0402 (\text{cm}/\text{seg})$$

Para encontrar la velocidad de sedimentación se debe sacar un promedio entre la velocidad de sedimentación calculada por Hazen y la velocidad de sedimentación calculada por Stokes.

- **Velocidad de sedimentación de Diseño:**

$$V_{SD} = \frac{0.8933 + 1.0402}{2} = 0.9668 (\text{cm}/\text{seg})$$

- **Se asume una profundidad útil H (m)**
H = 1.6 m

4.2.3. Tiempo de sedimentación

$$t_s = \frac{H}{V_{sD}}$$

$$t_s = \frac{150}{0.9668} = 165.502 \text{ (seg)}$$

4.2.4. Definición del factor de seguridad

Se diseñara un desarenador con buenos deflectores, con un porcentaje de remoción del 87.5%.

Factor de seguridad = 2.75

4.2.5. Cálculo del tiempo de remoción

$$\frac{t_r}{t_s} = 2.75$$

$$t_r = 2.75 \times 165.502$$

$$t_r = 455.129 \text{ (seg)}$$

$$t_r = 7.5855 \text{ (min)}$$

4.2.6. Cálculos de la capacidad del desarenador

Para calcular la capacidad del desarenador utilizamos la ecuación $Vol. = Q \times tr$
Revisar regla.

Tener en cuenta que el tiempo de remoción debe estar en el intervalo de:

$$0.5 \text{ horas} < tr < 4 \text{ horas}$$

Como $tr = 7,5855 \text{ minutos} = 0,126 \text{ horas}$, no cumple con la regla, por lo cual se toma el Tiempo de Remoción $tr = 0,5 \text{ horas} = 1800 \text{ segundos}$.

Datos:

$$Q = 0.01004 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$tr = 1800 \text{ seg}$$

$$Vol = 0.01004 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{seg}} \right) \times 1800(\text{seg})$$

$$Vol = 18,072 \text{ m}^3$$

- **Cálculo de Área superficial del desarenador Disponible**

$$Vol = A \times H$$

$$A = Vol/H$$

$$A = \frac{18,072}{1.6}$$

$$A = 11,295 \text{ m}^2$$

- **Cálculos área superficial requerida**

$$A_r = Q/V_{SD}$$

$$A_r = \frac{0.01004}{0.009668}$$

$$A_r = 1.0385 \text{ (m}^2\text{)}$$

Debe cumplir que $A > A_r$

$$A = 11,295 \text{ m}^2 > A_r = 1.0385 \text{ (m}^2\text{)}$$

- **Dimensiones de la zona de sedimentación**

$$L = 3b$$

$$A = L \times b$$

$$A = 3b^2$$

$$b = \sqrt{\frac{11,295}{3}}$$

$$b = 1,94 \text{ mt} \approx 1,95 \text{ mt}$$

$$L = 3 \times 1,94 = 5,82 \text{ mt.}$$

$$L \approx 5,85 \text{ mt}$$

Se adopta:

$L = 5,85 \text{ m}$ (largo de la zona de sedimentación.)

$b = 1,95 \text{ m}$ (ancho de la zona de sedimentación.)

- **Diseño pantalla deflectora.**

Con este mecanismo lo que se busca es obtener un flujo uniforme y mantener las velocidades bajas y uniformes en la sección transversal del desarenador.

Velocidad máxima de paso a través de los orificios:

$$V = 0.2 \text{ m/s}$$

Área efectiva de orificios.

$$A_e = \frac{0.01004 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right)}{0.2 \left(\frac{\text{m}}{\text{s}} \right)}$$

$$A_e = 0.0502 \text{ m}^2$$

Área de un orificio.

Se tomaran orificios circulares de 2" de diámetro.

$$A_o = \pi \times \frac{d^2}{4}$$

$$A_o = \pi \times \frac{(0.0254 \times 2)^2}{4}$$

$$A_o = 0.002 \text{ m}^2$$

Número de orificios.

$$\#_{\text{orificios}} = \frac{0.0502}{0.002} = 25,1 \approx 25 \text{ orificios.}$$

$$\#_{\text{orificios}} = 25 \text{ orificios}$$

- **Diseño vertedero de salida.**

Se utilizara un vertedero a todo lo ancho del desarenador, cuyo objetivo principal es la disminución en la entrada de partículas y mantener velocidades bajas y constantes para evitar la re-suspensión de partículas ya sedimentadas. El diseñado se hará a partir de la formula de Francis.

$$b = 1,95 \text{ m.}$$

$$Q = C \times b \times H^{3/2}$$

$$H = \left(\frac{Q}{C \times b} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H = \left(\frac{0.01004}{1.84 \times 1,95} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H = 0.0199 \text{ m} \approx 0,02 \text{ m}$$

- **Diseño de la zona de entrada**

Longitud del vertedero de excesos (m)

$$L = \frac{Q}{1.84 \times H^{3/2}}$$

$$L = \frac{0.01004}{1.84 \times 0.1^{3/2}}$$

$$L = 0.1725 \text{ (m)} \approx 0.20 \text{ (m)}$$

Ancho de la entrada del canal $b/3 \leq \text{ancho} \leq b/2$

$$b/2 = 0.975 \text{ m}$$

$$\longrightarrow b = 0.80 \text{ m}$$

$$b/3 = 0.650 \text{ m}$$

Altura de la entrada del canal H/3

$$H/3 = 0.533(m)$$

Longitud de la zona de entrada (m)

$$L = l + 2 \times 0.2$$

$$L = 0.20 + 2 \times 0.2$$

$$L = 0.60 (m)$$

- **Diseño de la zona de salida**

Volumen requerido de la zona de lodos.

El volumen requerido de la zona de lodos debe ser el 20% de la zona de sedimentación.

Datos:

$$H (m) = 1.60 m$$

$$b (m) = 1.95 m$$

$$L (m) = 5.85 m$$

$$Vol = 0.2 \times (1.6 \times 1.95 \times 5.85)$$

$$Vol = 3.65 (m^3)$$

- **Pendiente de la zona de lodos.**

Se debe tomar una pendiente que varía entre el 5% - 8%.

Para este caso se tomara una pendiente del 8%

- **Altura de la zona de lodos.**

$$H_{ZL} = \%p \times \frac{L}{2} \times b(m)$$

$$H_{ZL} = 0.08 \times \frac{5.85}{2} \times 1.95$$

$$H_{ZL} = 0.46 (m)$$

- **Volumen de la zona de lodos**

$$V_{ZL} = H_{ZL} \times \frac{L}{2} \times b(m)$$

$$V_{ZL} = 0.46 \times \frac{5.85}{2} \times 1.95 (m)$$

$$V_{ZL} = 2.62 (m^3)$$

- **Corrección de la zona de lodos**

Se adicionara un volumen igual a la diferencia entre el volumen requerido en la zona de lodos con el volumen de la zona de lodos calculado.

$$V - V_{ZL} = 1.03 m^3$$

$$H_{ad} = \frac{V_{ad}}{b \times L}$$

$$H_{ad} = \frac{1.03}{1.95 \times 5.85}$$

$$H_{ad} = 0.09 (m)$$

4.3. DISEÑO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO DEL KM 16

Este tanque está ubicado sobre el Km 16 vía Cúcuta. Su función es la de almacenar y distribuir el agua a los usuarios del acueducto CORPOBLANCA.

Capacidad

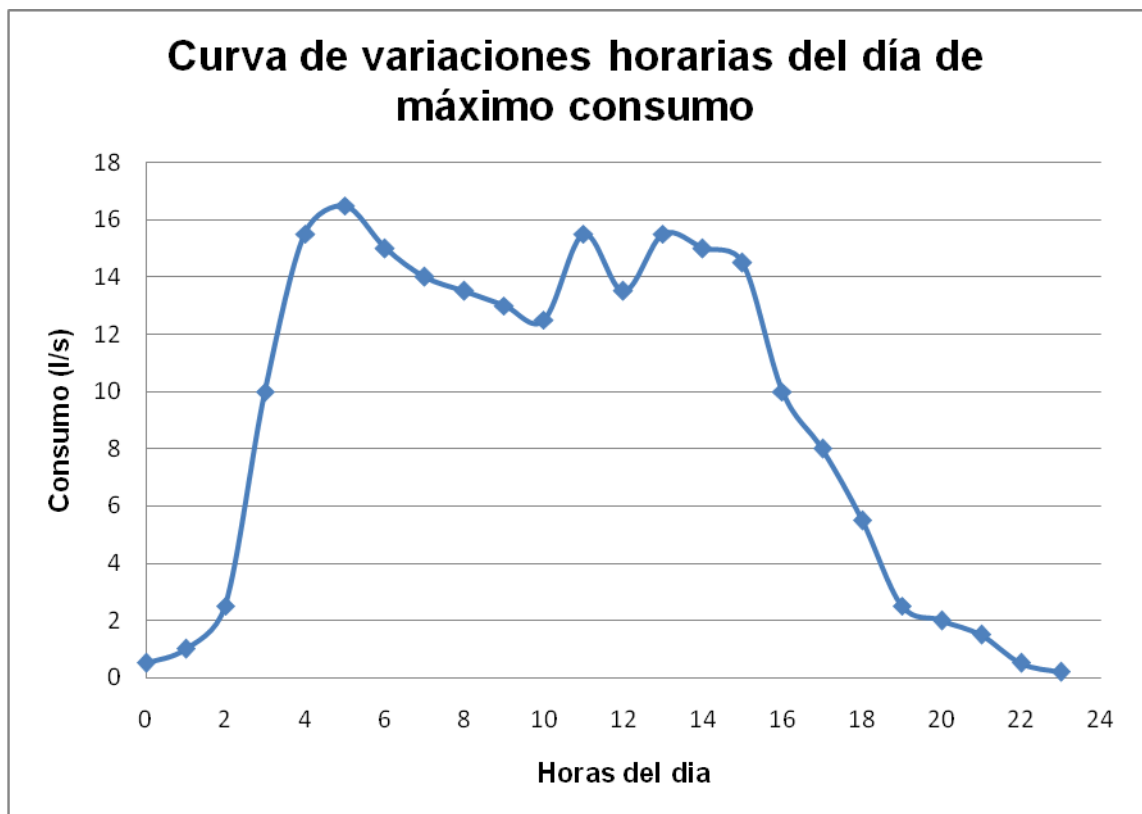
La manera más exacta de calcular la capacidad de un tanque de almacenamiento y distribución, es teniendo datos estadísticos de consumo de la zona que abastece el acueducto de las diversas horas del día. Ya que el acueducto no cuenta con esta información diaria si no mensual se tomaron los datos del usuario con más consumo en el mes y se distribuyó durante el día teniendo en cuenta ratas de consumo diario de una población semejante.

Tabla 17. Diseño Tanque de Almacenamiento.

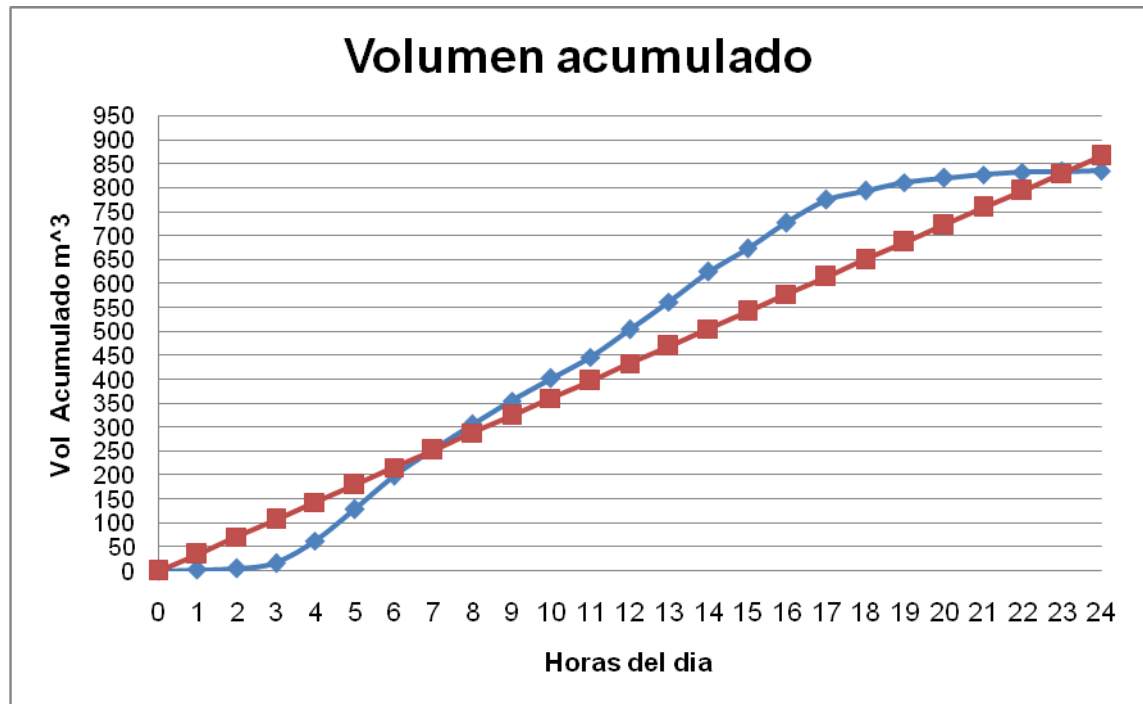
Horas	Q Consumido (L/s)	Q Suministrado (l/s)	Vol. Consumido (m ³)	Vol. Suministrado (m ³)	Vol. Consumido acumulado m ³	Vol. Suministrado acumulado m ³	Vol C - Vol S (m ³)
			0	0	0	0	0
0 - 1.	0.5	10.04	2.8	36.144	2.8	36.144	-33.344
1 - 2.	1	10.04	3.8	36.144	6.6	72.288	-65.688
2 - 3.	2.5	10.04	11	36.144	17.6	108.432	-90.832
3 - 4.	10	10.04	46	36.144	63.6	144.576	-80.976
4 - 5.	15.5	10.04	65.8	36.144	129.4	180.72	-51.32
5 - 6.	16.5	10.04	69.4	36.144	198.8	216.864	-18.064
6 - 7.	15	10.04	55	36.144	253.8	253.008	0.792
7 - 8.	14	10.04	52	36.144	305.8	289.152	16.648
8 - 9.	13.5	10.04	50	36.144	355.8	325.296	30.504
9 - 10.	13	10.04	46.8	36.144	402.6	361.44	41.16
10 - 11.	12.5	10.04	45	36.144	447.6	397.584	50.016
11 - 12.	15.5	10.04	57	36.144	504.6	433.728	70.872
12 - 13.	13.5	10.04	58.6	36.144	563.2	469.872	93.328
13 - 14.	15.5	10.04	62	36.144	625.2	506.016	119.184
14 - 15.	15	10.04	49	36.144	674.2	542.16	132.04
15 - 16.	14.5	10.04	54	36.144	728.2	578.304	149.896
16 - 17.	10	10.04	47	36.144	775.2	614.448	160.752
17 - 18.	8	10.04	18.8	36.144	794	650.592	143.408
18 - 19.	5.5	10.04	17.8	36.144	811.8	686.736	125.064
19 - 20.	2.5	10.04	9	36.144	820.8	722.88	97.92

20 - 21.	2	10.04	7.2	36.144	828	759.024	68.976
21 - 22.	1.5	10.04	5.4	36.144	833.4	795.168	38.232
22 - 23.	0.5	10.04	1.8	36.144	835.2	831.312	3.888
23 - 24.	0.2	10.04	0.72	36.144	835.92	867.456	-31.536

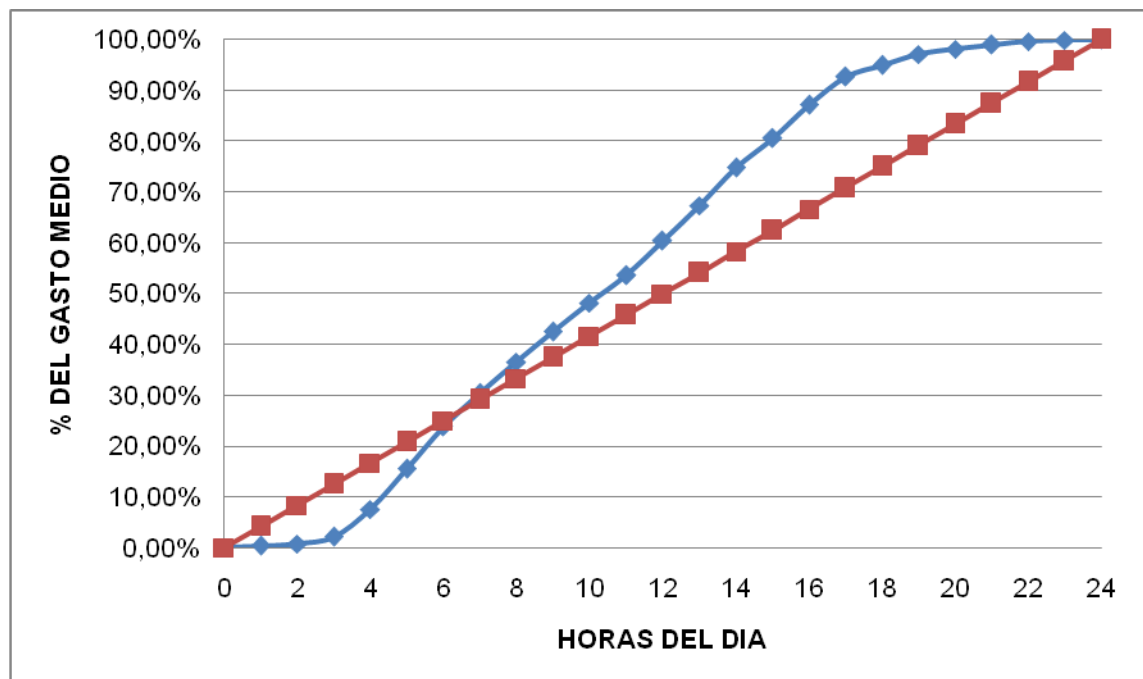
Gráfica 3. Curva de variación horaria del día de máximo consumo.



Gráfica 4. Volumen acumulado.



Gráfica 5. Porcentaje de Consumo Vs Suministro.



Teniendo en cuenta los caudales de consumo se debe calcular un volumen de almacenamiento que sea capaz de cumplir con las exigencias en las horas de máximo consumo.

Mín.	-90.832
Máx.	160.752
Vol. Reg. m ³	251.584
Vol. Reg. Dis. m ³	301.9008

Ya que el consumo promedio diario de la comunidad es de 301,9 m³, y el Tanque de almacenamiento principal tiene una capacidad de 180 m³, se decidió hacer un tanque en el Km 16 con una capacidad de 120 m³, para cumplir con el almacenamiento Total de un día.

4.4. DISEÑO DE LA LINEA DE ADUCCIÓN

Para el cálculo de la Línea de Aducción se trabajo con el Caudal Máximo Diario (QMD) igual a 10,04 L/s.

Para diseñar éste sistema de aducción se tienen en cuenta parámetros tales como diámetros mínimos de tuberías, pérdidas, presiones admisibles para el material de la tubería que se va a utilizar y las velocidades.

$$QMD = 10,04 \text{ (L/s.)} = 0,01004 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$\text{Diámetro } \Phi = 6'' = 0,1524 \text{ m}$$

$$\text{Longitud} = 1 \text{ m}$$

$$\text{El rango de Velocidades permitidas es de: } 0,6 \frac{\text{m}}{\text{seg}} \leq V \leq 4,0 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$

El diseño hidráulico se realizo con la Ecuación de Hazen – Williams

$$(Q = 0,2785 * C * D^{2,63} * J^{0,54}), \text{ donde:}$$

$$Q = \text{Caudal (m}^3 / \text{s.)}$$

$$C = \text{Coeficiente de rugosidad del material P.V.C} = 150$$

$$D = \text{Diámetro de la tubería (m)}$$

$$J = \text{Pérdida de carga por unidad de longitud del conducto.}$$

De ésta ecuación se despejó J así:

$$J = \left(\frac{Q}{0,2785 * C * D^{2,63}} \right)^{\frac{1}{0,54}}$$

Y conociendo el valor de J se hallaron las pérdidas por fricción de cada tramo de la siguiente manera:

$$J = \frac{H_f}{L} \rightarrow H_f = J * L$$

Buscando siempre que la tubería fuera la más económica posible, pero que cumpliera con todos los requisitos de diseño mencionados anteriormente.

Las condiciones difíciles del terreno implicaron la utilización de tubería de alta densidad en ciertos tramos, ya que la presión que tiene que soportar la tubería era mayor de 300 Psi, por lo cual se consulto con PAVCO, y ofrecen tubería de PVC de RDE 13,5 que soporta una presión de 315 Psi y la RDE 11 que soporta una presión de 400 Psi, cumpliendo a satisfacción con las presiones máximas a soportar en el trayecto de conducción.

Para el trayecto que va desde la bocatoma hasta el tanque de almacenamiento principal se estudia la velocidad de éste tramo con la Ecuación de Manning.

Con $n = 0,013$, se despeja la pendiente S

$$Q = \frac{\phi^{\frac{8}{3}} * \pi * S^{\frac{1}{2}}}{4^{\frac{5}{3}} * n} \rightarrow S = \left(\frac{Q * 4^{\frac{5}{3}} * n}{\phi^{\frac{8}{3}} * \pi} \right)^2$$

$$S = \left(\frac{0,01004 * 4^{\frac{5}{3}} * 0,0133}{0,1524^{\frac{8}{3}} * \pi} \right)^2 = 0,00418$$

$$S = 0,418\%$$

Con esta pendiente calculada se verifica que la velocidad se encuentre dentro de lo permitido.

$$V = \frac{\left(\frac{\phi}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n}$$

$$V = \frac{\left(\frac{0,1524}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * (0,00418)^{\frac{1}{2}}}{0,0133}$$

$$V = 0,55 \frac{m}{seg}$$

Como $V = 0,55 \frac{m}{seg} < 0,6 \frac{m}{seg}$. Cumple con las condiciones establecidas.

4.4.1. Cota de centro de tubería de aducción y cota clave.

Cota de centro de tubería = 1936,5262 – Hf(coladera) – Hf(normal) – Hf(velocidad)

$$Hf(coladera) = 4,5 * \frac{V^2}{2g} = 4,5 * \frac{0,55^2}{2 * 9,81} = 0,0694 m.$$

$$Hf(por entrada normal) = \frac{V^2}{2g} = \frac{0,55^2}{2 * 9,81} = 0,015 m.$$

$$Hf(por cabeza de velocidad) = \frac{V^2}{2g} = \frac{0,55^2}{2 * 9,81} = 0,015 m.$$

Cota centro de tubería = 1936,5262 – 0,0694 – 0,015 – 0,015 = 1936,4268 m.

Cota clave de tubería en aducción en la cámara de derivación:

$$1936,4268 - \frac{0,1524}{2} = 1936,3506m$$

Tabla 18. Diseño de Conducción.

Coefficiente de Rugosidad = 150
Caudal de Diseño (Lps) = 10.04
Caudal de Diseño (m³) = 0.01004

RED DE CONDUCCION

Profundidad de Excavación (m) = 0.6

$$Q = 0.2785 * C * D^{2.63} * J^{0.54}$$

$$J = \frac{H_f}{L}$$

Vel (Ø 6") = 0.6 m/s
Vel (Ø 4") = 1.2 m/s

DELTA	ABSCISA	LONGITUD (m)	COTA TERRENO (m)	COTA BATEA (m)	COTA TUBERIA (m)	DIAM. (Pulg.)	DIAM. (m)	J	PERDIDAS Hf	COTA PIEZOMETRICA	PRESION m.c.a.	PRESION Psi	RDE DE TUBERIA
1	0.00	-	1940.38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	25.02	25.02	1937.05	1936.45	1936.53	6	0.1524	0.0019	0.0473	1940.33	3.88	5.518690421	26
3	61.28	36.26	1934.87	1934.27	1934.35	6	0.1524	0.0019	0.0686	1940.26	5.99	8.519752889	26
4	86.27	24.99	1933.41	1932.81	1932.89	6	0.1524	0.0019	0.0473	1940.22	7.41	10.52774052	26
5	133.68	47.41	1927.86	1927.06	1927.14	6	0.1524	0.0019	0.0697	1940.13	13.07	18.57310459	26
6	178.20	44.52	1920.81	1920.21	1920.29	6	0.1524	0.0019	0.0842	1940.04	19.83	28.18974832	26
7 Tanque	206.02	27.82	1917.53	1921.03	1917.01	6	0.1524	0.0019	0.0526	1921.03	0.00	0	-
8	233.51	27.49	1911.42	1910.82	1910.90	6	0.1524	0.0019	0.0520	1920.98	10.16	14.43824971	26
9	262.82	29.31	1910.81	1910.01	1910.09	6	0.1524	0.0019	0.0555	1920.92	10.91	15.51072802	26
10	277.19	14.37	1909.03	1908.43	1908.51	6	0.1524	0.0019	0.0272	1920.90	12.47	17.71794325	26
11	291.41	14.22	1909.29	1908.69	1908.77	6	0.1524	0.0019	0.0269	1920.87	12.18	17.31004142	26
12	310.33	18.92	1909.70	1909.10	1909.18	6	0.1524	0.0019	0.0358	1920.83	11.73	16.67639316	26
13	327.97	17.84	1910.09	1909.49	1909.57	6	0.1524	0.0019	0.0334	1920.80	11.31	16.07461493	26
14	364.44	36.47	1911.82	1911.22	1911.30	6	0.1524	0.0019	0.0690	1920.73	9.51	13.51756566	26
15	393.69	29.25	1908.74	1908.14	1908.22	6	0.1524	0.0019	0.0553	1920.67	12.53	17.81670575	26
16	406.48	12.79	1908.53	1907.93	1908.01	6	0.1524	0.0019	0.0242	1920.65	12.72	18.08079383	26
17	426.52	20.04	1909.22	1908.42	1908.50	6	0.1524	0.0019	0.0251	1920.59	12.17	17.29467929	26
18	439.81	13.29	1909.02	1908.42	1908.50	6	0.1524	0.0019	0.0251	1920.59	12.17	17.29467929	26
19	454.63	14.82	1908.88	1908.28	1908.36	6	0.1524	0.0019	0.0280	1920.56	12.28	17.45381166	26
20	476.20	21.57	1906.55	1905.95	1906.03	6	0.1524	0.0019	0.0408	1920.52	14.57	20.70758937	26
21	501.17	14.77	1905.33	1904.73	1904.81	6	0.1524	0.0019	0.0472	1920.47	15.74	22.37450203	26
22	515.94	24.97	1902.42	1901.82	1901.90	6	0.1524	0.0019	0.0279	1920.44	18.62	26.4709633	26
23	535.59	19.65	1897.40	1896.80	1896.88	6	0.1524	0.0019	0.0372	1920.41	23.61	33.55338982	26
24	549.63	14.04	1899.98	1899.38	1899.46	6	0.1524	0.0019	0.0266	1920.38	21.00	29.84849412	26
25	571.78	22.15	1898.36	1897.76	1897.84	6	0.1524	0.0019	0.0419	1920.34	22.58	32.0915393	26
26	592.14	20.36	1895.35	1894.75	1894.83	6	0.1524	0.0019	0.0385	1920.30	25.54	36.31510286	26
27	607.02	14.88	1895.63	1895.03	1895.11	6	0.1524	0.0019	0.0282	1920.27	25.24	35.87709853	26
28	610.65	3.63	1895.73	1895.13	1895.21	6	0.1524	0.0019	0.0069	1920.26	25.13	35.72519841	26
29	630.16	19.51	1894.56	1893.96	1894.04	6	0.1524	0.0019	0.0369	1920.23	26.27	37.33572763	26
30	649.28	19.12	1892.74	1892.14	1892.22	6	0.1524	0.0019	0.0362	1920.19	28.05	39.87119617	26
31	671.87	22.59	1895.16	1894.56	1894.64	6	0.1524	0.0019	0.0427	1920.15	35.59	50.58442212	26
32	681.38	9.51	1878.86	1878.78	1878.86	6	0.1524	0.0019	0.0180	1920.13	41.27	58.66065234	26
33	687.66	6.28	1874.76	1874.62	1874.70	6	0.1524	0.0019	0.0119	1920.12	41.42	58.87118102	26
34	700.00	12.34	1862.47	1878.32	1878.40	6	0.1524	0.0019	0.0234	1920.10	41.70	59.2644027	26
35	720.71	20.71	1869.09	1877.82	1877.90	6	0.1524	0.0019	0.0392	1920.06	42.16	59.91938664	26
36	737.54	16.83	1877.49	1877.41	1877.49	6	0.1524	0.0019	0.0318	1920.02	42.53	60.45688283	26
37	776.34	38.8	1851.57	1877.30	1877.38	6	0.1524	0.0019	0.0734	1919.95	42.57	60.50887825	26

38	795,23	18,89	1845,91	1877,38	1877,46	6	0,1524	0,0019	0,0357	1919,92	42,46	60,34436271	26
39	804,66	9,434	1839,13	1877,40	1877,48	6	0,1524	0,0019	0,0179	1919,90	42,42	60,29056193	26
40	854,15	49,486	1875,39	1877,40	1877,48	6	0,1524	0,0019	0,0936	1919,80	42,32	60,15746593	26
41	877,50	23,35	1877,21	1877,12	1877,20	6	0,1524	0,0019	0,0442	1919,76	42,56	60,48264806	26
42	961,57	84,07	1804,15	1877,29	1877,37	6	0,1524	0,0019	0,1591	1919,60	42,23	60,02490315	26
43	1012,23	50,66	1877,48	1877,40	1877,48	6	0,1524	0,0019	0,0959	1919,50	42,02	59,73229892	26
44 TRC	1026,91	14,68	1875,44	1874,84	-	-	-	-	-	1875,44	0,00	0	-
45	1034,89	7,98	1873,54	1872,94	1872,99	4	0,1016	0,0136	0,1088	1875,33	2,39	3,398786947	26
46	1055,30	20,41	1864,72	1864,12	1864,17	4	0,1016	0,0136	0,2783	1875,05	10,93	15,53976083	26
47	1074,04	18,74	1860,97	1860,42	1860,42	4	0,1016	0,0136	0,2555	1874,80	14,43	20,50675118	26
48	1125,33	51,29	1845,43	1844,83	1844,88	4	0,1016	0,0136	0,6993	1874,10	29,27	41,60093308	26
49	1186,62	61,29	1814,35	1814,05	1814,10	4	0,1016	0,0136	0,8356	1873,26	59,21	84,16300969	26
50	1273,52	86,9	1677,90	1814,72	1814,77	4	0,1016	0,0136	1,1847	1872,08	57,31	81,4556623	13,5
51	1354,87	81,35	1756,96	1818,16	1818,21	4	0,1016	0,0136	1,1091	1870,97	52,76	74,9897377	13,5
52	1450,91	96,04	1741,34	1822,24	1822,29	4	0,1016	0,0136	1,3094	1869,66	47,37	67,3294714	13,5
53	1500,30	49,39	1691,32	1824,33	1824,38	4	0,1016	0,0136	0,6734	1868,99	44,61	63,401217	13,5
54	1549,72	49,42	1749,02	1826,43	1826,48	4	0,1016	0,0136	0,6738	1868,31	41,83	59,45917695	13,5
55	1622,24	72,52	1700,00	1829,50	1829,55	4	0,1016	0,0136	0,9887	1867,32	37,77	53,69026824	13,5
56	1694,76	72,52	1832,62	1832,57	1832,62	4	0,1016	0,0136	0,9887	1866,33	33,71	47,92135953	26
57	1713,87	19,11	1834,96	1834,36	1834,41	4	0,1016	0,0136	0,2805	1866,07	31,71	45,07785961	26
58	1746,99	33,12	1831,30	1830,70	1830,75	4	0,1016	0,0136	0,4515	1865,62	34,92	49,6382689	26
59	1767,96	20,97	1831,11	1830,51	1830,56	4	0,1016	0,0136	0,2859	1865,34	34,23	48,64914749	26
60 TRC	1775,79	7,83	1825,67	-	-	-	-	-	-	1825,67	0,00	0	-
61 TRC	1818,07	42,28	1800,00	-	-	-	-	-	-	1800,00	0,00	0	-
62	1849,58	31,51	1780,39	1779,79	1779,84	4	0,1016	0,0136	0,4296	1799,57	19,78	28,11527878	26
63	1895,73	46,15	1740,54	1739,94	1739,99	4	0,1016	0,0136	0,6292	1798,94	59,00	83,86256491	26
64	1910,59	14,86	1739,02	1738,42	1738,47	4	0,1016	0,0136	0,2026	1798,74	60,32	85,73508776	26
65	1930,44	19,85	1734,92	1734,32	1734,37	4	0,1016	0,0136	0,2206	1798,47	64,15	91,17804781	26
66	1949,23	18,79	1737,23	1736,63	1736,68	4	0,1016	0,0136	0,2562	1798,21	61,58	87,53056809	26
67	1962,10	12,87	1735,67	1735,07	1735,12	4	0,1016	0,0136	0,1755	1798,04	62,97	89,48950825	26
68	1983,91	21,81	1734,83	1734,23	1734,28	4	0,1016	0,0136	0,2973	1797,74	63,51	90,26982149	26
69	1991,84	7,93	1737,00	1736,40	1736,45	4	0,1016	0,0136	0,1081	1797,63	61,23	87,03178024	26
70	2047,18	55,34	1732,60	1732,00	1732,05	4	0,1016	0,0136	0,7545	1796,88	64,88	92,21342074	26
71	2163,36	116,18	1662,22	1661,62	1661,67	4	0,1016	0,0136	1,5839	1795,29	133,67	189,998076	13,5
72	2180,98	17,62	1654,12	1653,52	1653,57	4	0,1016	0,0136	0,2402	1795,05	141,53	201,1697286	13,5
73	2234,74	53,76	1618,60	1618,00	1618,05	4	0,1016	0,0136	0,7329	1794,32	176,32	250,6150157	13,5
74	2248,92	14,18	1607,63	1607,03	1607,08	4	0,1016	0,0136	0,1933	1794,13	187,10	255,9326606	13,5
75	2268,05	19,13	1606,74	1606,14	1606,19	4	0,1016	0,0136	0,2808	1793,87	187,73	266,8269757	13,5
76	2316,38	48,33	1621,82	1621,22	1621,27	4	0,1016	0,0136	0,6589	1793,21	171,99	244,4561728	13,5
77	2407,27	90,89	1649,04	1648,44	1648,49	4	0,1016	0,0136	1,2391	1791,97	143,53	204,0052051	13,5
78	2439,63	32,36	1629,69	1629,09	1629,14	4	0,1016	0,0136	0,4412	1791,53	162,44	230,8816354	13,5
79	2544,39	104,76	1577,23	1620,02	1620,07	4	0,1016	0,0136	1,4282	1790,10	212,87	302,5638199	11
80	2639,91	95,52	1435,34	1615,81	1615,86	4	0,1016	0,0136	1,3023	1788,80	353,46	502,3909842	11
81	2735,44	95,53	1555,68	1611,61	1611,66	4	0,1016	0,0136	1,3024	1787,49	231,81	329,4921444	11
82	2876,06	140,62	1605,46	1605,41	1605,46	4	0,1016	0,0136	1,9171	1785,58	180,12	256,0113991	11
83	3003,00	126,94	1543,24	1613,13	1613,18	4	0,1016	0,0136	1,7306	1783,85	240,61	341,9891677	11

84	3061,76	58,76	1460,48	1616,71	1616,76	4	0,1016	0,0136	0,8011	1783,04	322,56	458,4830747	11
85	3120,53	58,77	1555,22	1620,29	1620,34	4	0,1016	0,0136	0,8012	1782,24	227,02	322,6836433	11
86	3215,64	95,11	1609,45	1626,07	1626,12	4	0,1016	0,0136	1,2967	1780,95	171,50	243,7597018	13,5
87	3233,98	18,34	1623,07	1627,19	1627,24	4	0,1016	0,0136	0,2500	1780,70	157,63	224,0452495	13,5
88	3248,62	14,64	1633,13	1632,53	1632,58	4	0,1016	0,0136	0,1996	1780,50	147,97	210,3153948	13,5
89	3362,47	113,85	1690,57	1689,97	1690,02	4	0,1016	0,0136	1,5522	1778,94	88,97	126,4657096	26
90	3408,94	46,47	1700,24	1699,64	1699,69	4	0,1016	0,0136	0,6335	1778,31	78,67	111,8205608	26
91	3436,39	27,45	1713,65	1713,05	1713,10	4	0,1016	0,0136	0,3742	1777,94	64,89	92,22806118	26
92	3457,43	21,04	1729,20	1728,60	1728,65	4	0,1016	0,0136	0,2868	1777,65	49,05	69,71804409	26
93	3474,82	17,39	1732,27	1731,67	1731,72	4	0,1016	0,0136	0,2371	1777,41	45,74	65,01745271	26
94	3487,38	12,56	1733,74	1733,14	1733,19	4	0,1016	0,0136	0,1712	1777,24	44,10	62,68464952	26
95	3525,07	37,69	1731,88	1731,28	1731,33	4	0,1016	0,0136	0,5138	1776,73	45,45	64,59803498	26
96	3552,03	26,96	1730,45	1729,85	1729,90	4	0,1016	0,0136	0,3676	1776,36	46,51	66,10815895	26
97	3567,02	14,99	1727,70	1727,10	1727,15	4	0,1016	0,0136	0,2044	1776,16	49,06	69,72644753	26
98	3577,67	10,65	1729,95	1729,35	1729,40	4	0,1016	0,0136	0,1452	1776,01	46,66	66,32198813	26
99	3608,18	30,51	1729,04	1728,44	1728,49	4	0,1016	0,0136	0,4160	1775,59	47,15	67,02420736	26
100	3633,85	25,67	1728,62	1728,02	1728,07	4	0,1016	0,0136	0,3500	1775,24	47,22	67,12374561	26
101	3664,58	30,73	1726,87	1726,27	1726,32	4	0,1016	0,0136	0,4190	1774,83	48,56	69,01565231	26
102	3685,64	21,06	1726,70	1726,10	1726,15	4	0,1016	0,0136	0,2871	1774,54	48,44	68,84918137	26
103	3716,82	31,18	1724,29	1723,69	1723,74	4	0,1016	0,0136	0,4251	1774,11	50,42	71,67047198	26
104	3741,81	24,99	1725,20	1724,60	1724,65	4	0,1016	0,0136	0,3407	1773,77	49,17	69,89276551	26
105	3763,32	21,51	1724,18	1723,58	1723,63	4	0,1016	0,0136	0,2933	1773,48	49,90	70,92573876	26
106	3780,51	17,19	1723,87	1723,27	1723,32	4	0,1016	0,0136	0,2344	1773,25	49,98	71,03325303	26
107	3831,78	51,27	1721,93	1721,33	1721,38	4	0,1016	0,0136	0,6990	1772,55	51,22	72,79719282	26
108	3867,12	35,34	1719,46	1718,86	1718,91	4	0,1016	0,0136	0,4818	1772,06	53,20	75,62315252	26
109	3881,55	14,43	1716,85	1716,25	1716,30	4	0,1016	0,0136	0,1967	1771,87	55,62	79,05330109	26
110	3921,21	39,66	1717,20	1716,60	1716,65	4	0,1016	0,0136	0,5407	1771,33	54,73	77,78728428	26
111	3935,68	14,47	1714,90	1714,30	1714,35	4	0,1016	0,0136	0,1973	1771,13	56,83	80,77603308	26
112	3972,72	37,04	1715,61	1715,01	1715,06	4	0,1016	0,0136	0,5050	1770,62	55,61	79,04909387	26
113	4028,34	55,62	1714,18	1713,58	1713,63	4	0,1016	0,0136	0,7583	1769,87	56,29	80,0038401	26
114	4053,23	24,89	1712,14	1711,54	1711,59	4	0,1016	0,0136	0,3393	1769,53	57,99	82,42111243	26
115	4119,07	65,84	1711,73	1711,13	1711,18	4	0,1016	0,0136	0,8976	1768,63	57,50	81,72801676	26
116	4140,38	21,31	1711,83	1711,23	1711,28	4	0,1016	0,0136	0,2905	1768,34	57,11	81,17293143	26
117	4155,45	15,07	1711,77	1711,17	1711,22	4	0,1016	0,0136	0,2055	1768,13	56,96	80,96618492	26
118	4172,10	16,65	1710,52	1709,92	1709,97	4	0,1016	0,0136	0,2270	1767,91	57,99	82,42025103	26
119	4224,42	52,32	1709,96	1709,36	1709,41	4	0,1016	0,0136	0,7133	1767,19	57,83	82,2023534	26
120	4241,93	17,51	1708,12	1707,52	1707,57	4	0,1016	0,0136	0,2387	1766,95	59,43	84,4783625	26
121	4259,94	18,01	1705,50	1704,90	1704,95	4	0,1016	0,0136	0,2455	1766,71	61,81	87,853351	26
122	4273,20	13,26	1707,43	1706,83	1706,88	4	0,1016	0,0136	0,1808	1766,53	59,70	84,85315298	26
123	4307,86	34,66	1705,11	1704,51	1704,56	4	0,1016	0,0136	0,4725	1766,06	61,55	87,47908435	26
124	4324,61	16,75	1705,28	1704,68	1704,73	4	0,1016	0,0136	0,2284	1765,83	61,15	86,91286749	26
125	4342,85	18,24	1704,83	1704,23	1704,28	4	0,1016	0,0136	0,2487	1765,58	61,35	87,19902648	26
126	4355,61	12,76	1702,85	1702,25	1702,30	4	0,1016	0,0136	0,1740	1765,40	63,15	89,76607357	26
127	4373,23	17,62	1702,14	1701,54	1701,59	4	0,1016	0,0136	0,2402	1765,16	63,62	90,43380317	26
T.A.128	4399,06	25,83	1701,81	1705,56	-	-	-	-	-	1705,56	0,00	0	26

Caudal de Diseño lps = **16,061**
Caudal de Diseño m3 = **0,016061**
Coeficiente de Rugosidad = **150**

RED DE DISTRIBUCIÓN

$$Q = 0.2785 * C * D^{2.63} * J^{0.54}$$

$$J = \frac{H_f}{L}$$

Vel (Ø 4") = **1.98** m/s

DELTA	ABSCISA	LONGITUD (m)	COTA TERRENO (m)	COTA BATEA (m)	COTA TUBERIA (m)	DIAM. (Pulg.)	DIAM. (m)	J	PERDIDAS Hf	COTA PIEZOMÉTRICA	PRESIÓN	PRESIÓN Psi	RDE
1	0.00	-	1414.85	1416.65	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	18.26	18.26	1406.69	1406.09	1406.1408	4	0.1016	0.0325	0.5942	1416.06	9.37	13.31222067	26
3	38.45	20.19	1402.35	1401.75	1401.8008	4	0.1016	0.0325	0.6570	1415.40	13.05	18.54707007	26
4	59.47	21.02	1400.27	1399.67	1399.7208	4	0.1016	0.0325	0.6640	1414.71	14.44	20.5312317	26
5	69.20	9.73	1398.47	1397.87	1397.9208	4	0.1016	0.0325	0.3166	1414.40	15.93	22.63963277	26
6	78.63	9.43	1397.64	1397.04	1397.0908	4	0.1016	0.0325	0.3069	1414.09	16.45	23.3831817	26
7	93.52	14.89	1394.03	1393.43	1393.4808	4	0.1016	0.0325	0.4846	1413.61	19.98	27.82558492	26
8	109.53	16.01	1386.12	1384.52	1384.5708	4	0.1016	0.0325	0.5210	1413.09	27.97	39.74944142	26
9	136.31	26.78	1386.40	1387.80	1387.8508	4	0.1016	0.0325	0.8715	1412.21	23.81	33.84862992	26
10	191.85	55.54	1364.49	1363.89	1363.9408	4	0.1016	0.0325	1.8074	1410.41	45.92	65.26455998	26
11	210.30	18.45	1365.55	1364.95	1365.0008	4	0.1016	0.0325	0.6004	1409.81	44.26	62.90449662	26
12	236.52	26.22	1361.70	1361.10	1361.1508	4	0.1016	0.0325	0.8533	1408.95	47.25	67.16395499	26
13 TRC	260.14	23.62	1368.69	-	-	-	-	-	-	1358.69	0.00	0	26
14	278.74	18.60	1352.74	1352.14	1352.1908	4	0.1016	0.0325	0.6053	1358.08	5.34	7.596800837	26
15	326.17	47.43	1333.83	1333.23	1333.2808	4	0.1016	0.0325	1.5435	1356.54	22.71	32.28101271	26
16	390.44	64.27	1311.63	1311.03	1311.0808	4	0.1016	0.0325	2.0915	1354.45	42.82	60.8625911	26
17	421.27	30.83	1305.85	1305.25	1305.3008	4	0.1016	0.0325	1.0033	1353.45	47.60	67.66205604	26
18	440.92	19.65	1297.61	1297.01	1297.0608	4	0.1016	0.0325	0.6395	1352.81	55.20	78.45522566	26
19 TRC	459.79	18.87	1300.40	-	-	-	-	-	-	1300.40	0.00	0	26
20	479.44	19.65	1297.12	1296.52	1296.5708	4	0.1016	0.0325	0.6395	1299.76	2.64	3.753175268	26
21	490.21	10.77	1293.41	1292.81	1292.8608	4	0.1016	0.0325	0.3505	1299.41	6.00	8.528287136	26
22	503.94	13.73	1289.96	1289.36	1289.4108	4	0.1016	0.0325	0.4468	1298.96	9.00	12.79692689	26
23	520.27	16.33	1288.20	1287.60	1287.6508	4	0.1016	0.0325	0.5314	1298.43	10.23	14.5431879	26
24	537.35	17.08	1282.58	1281.98	1282.0308	4	0.1016	0.0325	0.5556	1297.88	15.30	21.74124484	26
25	569.30	31.95	1270.33	1269.73	1269.7808	4	0.1016	0.0325	1.0397	1296.84	26.51	37.67516658	26
26	603.40	34.10	1251.62	1251.02	1251.0708	4	0.1016	0.0325	1.1097	1295.73	44.11	62.6916884	26
27	616.54	13.14	1242.52	1241.92	1241.9708	4	0.1016	0.0325	0.4276	1295.30	50.26	71.43650648	26
28	644.59	28.05	1242.52	1241.92	1241.9708	4	0.1016	0.0325	0.9128	1294.39	51.87	73.72089667	26
29	671.16	26.57	1240.99	1240.39	1240.4408	4	0.1016	0.0325	0.8647	1293.52	52.53	74.66658667	26
30	686.01	14.85	1239.22	1238.62	1238.6708	4	0.1016	0.0325	0.4833	1293.04	53.82	76.49551921	26
31	703.15	17.14	1235.65	1235.05	1235.1008	4	0.1016	0.0325	0.5578	1292.48	56.83	80.77699268	26
32 TRC	721.41	18.26	1231.21	-	-	-	-	-	-	1231.21	0.00	0	26
33	763.75	42.34	1220.88	1220.28	1220.3308	4	0.1016	0.0325	1.3779	1229.83	8.95	12.72429851	26
34	787.09	23.34	1211.53	1210.93	1210.9808	4	0.1016	0.0325	0.7595	1229.07	17.54	24.93450637	26
35	800.98	13.89	1206.60	1206.00	1206.0508	4	0.1016	0.0325	0.4520	1228.62	22.02	31.29937271	26
36	813.76	12.78	1201.55	1200.95	1201.0008	4	0.1016	0.0325	0.4159	1228.20	26.65	37.88614688	26
37	860.12	46.36	1197.82	1197.22	1197.2708	4	0.1016	0.0325	1.5087	1226.70	28.88	41.04345798	26
38	899.34	39.22	1202.84	1202.04	1202.0908	4	0.1016	0.0325	1.2763	1225.42	22.78	32.87832029	26

39	912,51	13,17	1204,16	1203,56	1203,6108	4	0,1016	0,0325	0,4286	1224,99	20,83	29,60865509	26
40	957,67	45,16	1205,21	1204,61	1204,6608	4	0,1016	0,0325	1,4696	1223,52	18,31	26,02732484	26
41	970,26	12,59	1204,67	1204,07	1204,1208	4	0,1016	0,0325	0,4097	1222,78	18,44	26,2125096	26
42	980,46	10,20	1204,36	1203,76	1203,8108	4	0,1016	0,0325	0,3319	1222,11	18,42	26,1813296	26
43	1003,32	22,86	1206,43	1205,83	1205,8808	4	0,1016	0,0325	0,7439	1222,04	15,61	22,18169659	26
44	1054,07	50,75	1207,98	1207,38	1207,4308	4	0,1016	0,0325	1,6515	1220,38	12,40	17,63111397	26
45	1082,84	28,77	1206,96	1206,36	1206,4108	4	0,1016	0,0325	0,9363	1219,45	12,49	17,75014456	26
46 TRC	1126,53	43,69	1200,80	-	-	-	-	-	-	1200,80	0,00	0	-
47	1295,73	169,20	1160,72	1160,12	1160,1708	4	0,1016	0,0325	5,5062	1195,29	34,57	49,14209629	26
48	1305,73	10,00	1156,49	1155,89	1155,9408	4	0,1016	0,0325	0,3254	1194,97	38,48	54,69193709	26
49	1327,56	21,83	1152,01	1151,41	1151,4608	4	0,1016	0,0325	0,7104	1194,26	44,25	60,04991948	26
50	1336,39	8,83	1149,32	1148,72	1148,7708	4	0,1016	0,0325	0,2874	1193,97	44,65	63,46498951	26
51	1366,10	28,71	1141,81	1141,21	1141,2608	4	0,1016	0,0325	0,9343	1193,04	51,23	72,81146562	26
52 TRC	1387,78	22,68	1135,89	-	-	-	-	-	-	1135,89	0,00	0	-
53	1413,35	25,57	1128,30	1127,70	1127,7508	4	0,1016	0,0325	0,8321	1135,06	6,76	9,605447516	26
54	1425,52	12,17	1124,44	1123,84	1123,8908	4	0,1016	0,0325	0,3960	1134,66	10,22	14,52900736	26
55	1440,42	14,90	1120,46	1119,86	1119,9108	4	0,1016	0,0325	0,4849	1134,18	13,72	19,49685445	26
56	1467,63	27,21	1113,74	1113,14	1113,1908	4	0,1016	0,0325	0,8855	1133,29	19,55	27,78985143	26
57	1501,26	33,63	1105,38	1104,78	1104,8308	4	0,1016	0,0325	1,0944	1132,20	26,82	38,16935554	26
58	1511,62	10,36	1104,07	1103,47	1103,5208	4	0,1016	0,0325	0,3371	1131,86	27,79	39,49972451	26
59	1520,58	8,96	1103,05	1102,45	1102,5008	4	0,1016	0,0325	0,2916	1131,57	28,52	40,5307373	26
60	1570,14	48,56	1096,85	1096,25	1096,3008	4	0,1016	0,0325	1,6128	1129,96	33,11	47,05515117	26
61	1594,70	24,56	1091,33	1090,73	1090,7808	4	0,1016	0,0325	0,7993	1129,16	37,83	53,76508105	26
62	1600,91	6,21	1089,97	1089,37	1089,4208	4	0,1016	0,0325	0,2021	1128,95	38,98	55,41089825	26
63	1611,11	10,20	1086,10	1085,50	1085,5508	4	0,1016	0,0325	0,3319	1128,62	42,52	60,43979484	26
64	1621,70	10,59	1083,61	1083,01	1083,0608	4	0,1016	0,0325	0,3446	1128,28	44,67	63,48916148	26
65	1631,46	9,76	1081,96	1081,35	1081,4008	4	0,1016	0,0325	0,3176	1127,96	46,01	65,39718311	26
66	1642,01	10,55	1079,89	1079,39	1079,4408	4	0,1016	0,0325	0,3433	1127,62	47,63	67,69507395	26
67 TRC	1664,44	22,43	1074,39	-	-	-	-	-	-	1074,39	0,00	0	-
68	1720,18	56,74	1059,88	1059,28	1059,3308	4	0,1016	0,0325	1,8139	1072,58	12,70	18,0458026	26
69	1733,54	13,36	1054,55	1053,95	1054,0008	4	0,1016	0,0325	0,4348	1072,14	17,59	25,00373222	26
70 TRC	1744,66	11,12	1052,83	-	-	-	-	-	-	1052,83	0,00	0	-
71	1779,13	34,47	1036,81	1036,21	1036,2608	4	0,1016	0,0325	1,1218	1051,41	14,60	20,74951155	26
72	1794,92	15,79	1026,97	1026,37	1026,4208	4	0,1016	0,0325	0,5139	1050,89	23,92	34,00541857	26
73	1812,89	17,97	1014,65	1014,05	1014,1008	4	0,1016	0,0325	0,5848	1050,31	35,66	50,688548609	26
74 TRC	1866,60	53,71	992,29	-	-	-	-	-	-	992,29	0,00	0	-
75	1932,11	65,51	959,41	958,81	958,8608	4	0,1016	0,0325	2,1319	990,16	30,75	43,70445152	26
76	1999,12	67,01	950,31	949,71	949,7608	4	0,1016	0,0325	2,1807	987,98	37,67	53,53934547	26
77	2080,58	81,46	940,98	940,38	940,4308	4	0,1016	0,0325	2,6509	985,33	44,35	63,03276457	26
78	2120,68	40,10	932,81	932,21	932,2608	4	0,1016	0,0325	1,3050	984,02	51,21	72,79051625	26
79 TRC	2138,22	17,54	929,92	-	-	-	-	-	-	929,92	0,00	0	-
80	2167,00	28,78	922,53	921,93	921,9808	4	0,1016	0,0325	0,9366	928,98	6,45	9,172693853	26
81	2196,87	29,87	914,53	913,93	913,9808	4	0,1016	0,0325	0,9721	928,01	13,48	19,16200496	26
82	2235,94	39,07	903,19	902,59	902,6408	4	0,1016	0,0325	1,2714	926,74	23,55	33,47314201	26
83	2280,69	44,75	885,66	885,06	885,1108	4	0,1016	0,0325	1,4563	925,28	39,62	56,31982788	26
84	2355,73	75,04	877,65	877,05	877,1008	4	0,1016	0,0325	2,4420	922,84	45,79	65,08682009	26

4.5. TRATAMIENTO DEL AGUA POR MEDIO DE LA CLORACIÓN

El objetivo principal de éste tipo de tratamiento consiste en la eliminación de organismos patógenos que se encuentran presentes en el agua, mediante el empleo de cloro o compuestos clorados. Se puede emplear gas cloro, pero normalmente se emplea hipoclorito de sodio debido a su mayor facilidad de almacenamiento y a su dosificación. En algunos otros casos se emplean otros compuestos clorados, como dióxido de cloro, hipoclorito de calcio ácido cloroisocianúrico, en éste caso se utilizara cloro líquido a base de hipoclorito de sodio.

$$\text{Demanda de cloro liquido} = 15 \left(\frac{ml}{m^3} \right)$$

$$\text{Caudal} = 12,75 \left(\frac{L}{s.} \right)$$

Cantidad de cloro liquido por día =

$$12,75 \left(\frac{L}{s.} \right) * 15 \left(\frac{ml}{m^3} \right) * \frac{86400 \left(\frac{C}{día} \right)}{1 \left(\frac{C}{día} \right)} * \frac{1 \left(m^3 \right)}{1000 \left(\frac{C}{C} \right)} = 16524 \left(\frac{ml}{día} \right)$$

Se recomienda realizar la cloración en un tanque de capacidad de 250 - 500 litros, anterior al tanque de almacenamiento, para obtener una adecuada desinfección. El agua debe estar en contacto con la solución durante 30 minutos, ya que es el tiempo que se estima para la eliminación de la mayoría de agentes patógenos presentes, luego se pasara al tanque principal.

4.5.1. Caseta de cloración

Ésta caseta se construirá a una distancia de 14 metros y una diferencia de cotas de 0,57 metros del tanque de almacenamiento ubicado sobre la vía a Cúcuta en el kilómetro 16.

4.5.2. Canaleta Parshall

Para trabajar la cloración se utilizara el salto hidráulico que se produce en la garanta de la canaleta ya que ésta turbiedad que se produce, ayuda a que se mezcle el cloro con el agua de una manera rápida y eficiente.

La canaleta Parshall consiste en un segmento de canal con cambio rápido de pendiente y constricción en el punto llamado garganta. Al comienzo de ella el agua pasa por la profundidad critica ($F=1$) y debido al cambio de pendiente se acelera hasta crear un régimen súper-crítico que se convierte en un salto hidráulico al encontrar la sección G de salida en la que el régimen es sub critico. Este salto hidráulico es el que se usa para la mezcla rápida. A fin de que se pueda utilizarse con tal propósito debe cumplir con los siguientes requisitos:

1. que no trabaje ahogada, o sea que la relación H_o no exceda los siguientes valores:

Ancho de Garganta	$H_f >$	Máxima sumergencia H_b/H_a
7.5 (3") a 22.9 (9")	0.4 H_o	0.6
30.5 (1') a 244 (8')	0.3 H_o	0.7
305 (1') a 1525 (50')	0.2 H_o	0.8

W	(cm)	A	B	C	D	E	F	G	K	N
3"	7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7

Rectificación de condiciones:

$$h_o = (Q/k)^{1/n}$$

$$h_o = 0.156(m)$$

$$D' = \frac{2}{3}(D - W) + W$$

$$D' = \frac{2}{3}(0.178 - 0.076) + 0.076 = 0.144 (m)$$

$$V_o = \frac{Q}{h_o \times D'}$$

$$V_o = \frac{0.01}{0.156 \times 0.144} = 0.445(m/seg)$$

$$E_o = \frac{V_o^2}{2g} + h_o + N$$

$$E_o = \frac{0.445^2}{2 \times 9.81} + 0.156 + 0.057$$

$$E_o = 0.223$$

$$h_1 = \frac{Q}{V_1 \times W} = \frac{0.01}{0.445 \times 0.076} = 0.29(m)$$

$$V_1^3 + 2 \times g \times E_o \times V_1 = \frac{-2 \times Q \times g}{W}$$

$$V_1^3 - 2 \times 9.81 \times 0.223 \times V_1 = \frac{-2 \times 0.0104 \times 9.81}{0.076}$$

$$V_1 = -2.349 (m/seg)$$

$$V_1 = 0.688 (m/seg)$$

$$V_1 = 1.661 (m/seg)$$

Tomamos la mayor de los positivos.

$$h_1 = \frac{Q}{V_1 \times W} = \frac{0.01}{1.661 \times 0.076} = 0.079(m)$$

$$\#froude = \frac{V_1}{\sqrt{g \times h_1}} = \frac{1.661}{\sqrt{9.81 \times 0.079}} = 1.886$$

Como el número de Froude Debe evitarse que este entre 2.5 y 4.5 el número de Froude encontrado cumple.

Revisamos que la relación H_o/W este entre 0.4 y 0.8

$$\frac{H_o}{W} = \frac{0.156}{0.229} = 0.68$$

Como $0.4 < 0.68 < 0.8$ cumple con la condición.

Que no trabaje ahogada, o sea que la relación $\#H_o$ no exceda la sumergencia máxima para este caso 0.6

$$0.4 \times h_o < 0.6$$

$$0.4 \times 0.15 = 0.059 < 0.6 \text{ Cumple.}$$

Como se cumplieron con todas las condiciones podemos decir que se trabajara con una canaleta parshall con las siguientes dimensiones.

W	(cm)	A	B	C	D	E	F	G	K	N
3"	7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7

5. DISEÑO ESTRUCTURAL

Para el diseño de las diferentes estructuras del sistema de acueducto se utilizó la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98.

ESPECIFICACIONES:

Concreto: $F'c = 3000 \text{ PSI} (210 \text{ Kg} / \text{cm}^2)$

Cemento: Norma NTC 121 y NTC 321

Agregados: Norma NTC 174

Acero de Refuerzo: $\Phi > 3/8'' \text{ PDR} - 60 (Fy = 4200 \text{ Kg} / \text{cm}^2)$

$\Phi \leq 3/8'' \text{ A} - 37 (Fy = 2600 \text{ Kg} / \text{cm}^2)$

SISTEMAS ESTRUCTURALES

Muros de concreto reforzado.

Mampostería Confinada (H-10).

DATOS

Peso del concreto reforzado γ_c : $2400 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \right)$

Peso específico del Agua γ_w : $1000 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \right)$

Peso específico de sedimentos secos γ_{ss} : $1800 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \right)$

5.1. DESARENADOR

Para su diseño estructural se tuvieron en cuenta las dimensiones establecidas en el capítulo anterior.

5.1.1. Diseño de las Tapas de Acceso

$$\text{Área de la placa} = (0,60 \times 0,60) = 0,36 \text{ m}^2.$$

$$\text{Espesor (e)} = 0,10 \text{ m}$$

La Carga Muerta (W_d) será el peso propio

$$W_d = 0,10 \text{ m} \times \left(2,4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \right)$$

$$W_d = 0,24 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right)$$

La Carga Viva que soportará la Tapa de acceso, según la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98, será:

$$W_l = 1,8 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * \frac{0,1 \text{Ton}}{1 \text{KN}}$$

$$W_l = 0,18 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right)$$

La carga de diseño será la Carga Mayorada:

$$W_u = 1,4 * W_d + 1,7 * W_l$$

$$W_u = 1,4 * 0,24 + (1,7 * 0,18)$$

$$W_u = 0,642 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right)$$

El diseño se hará por metro de ancho

$$W_u = 0,642 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) * 1 \text{ m}$$

$$W_u = W_u = 0,642 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}} \right)$$

El Momento es: $M = \frac{W * L^2}{8}$

$$M = \frac{0,642 * 0,6^2}{8}$$

$$M = 0,02889 \text{ (Ton - m)} \approx 2,889 \text{ (Ton - cm)}$$

Cuantía ρ : $\rho^2 - (0,08475 * \rho) - \left(\frac{Mu(Ton - cm)}{44.604 * b * d^2} \right)$

$$\rho^2 - 0,08475 * \rho - \left(\frac{2,889(Ton - cm)}{44.604 * 100 * 5^2} \right) = 0$$

$$\rho = 0,00031$$

$$\rho_{\min} = 0,0033$$

$$As1 = \rho * b * d = (0,0033) * (100) * (5)$$

$$As1 = 1,65 \text{ cm}^2. \longrightarrow 1 \Phi \text{ N}^\circ 3 \text{ cada } 0,2\text{m en las dos direcciones.}$$

$$As \text{ real} = 2,13 \text{ cm}^2.$$

5.1.2. Cubierta zona de sedimentación

Para la cubierta de la zona de sedimentación del desarenador, se colocará teja de zinc entrelazada.

5.1.3. Diseño de las paredes del desarenador

Momento en la Base: $M = \frac{\gamma_w * H^3}{6} * b$

Donde:

$$\gamma_w = \text{Peso específico del Agua} = 1,0 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$$

$$H = \text{Nivel Máximo del Agua} = 1,60 \text{ m}$$

b = Ancho del muro

Para efectos de diseño se trabajara con b = 1.0 m.

$$M = \frac{1.0 * 1,60^3}{6} * 1.0$$

$$M = 0,683 \text{Ton} - m$$

$$M = 68,30 \text{Ton} - cm$$

$$\text{Cuantía } \rho: \rho^2 - (0.08475 * \rho) - \left(\frac{Mu(\text{Ton} - cm)}{44.604 * b * d^2} \right)$$

Cuantía mínima = ρ mín. = 0.0033

$$\rho^2 - (0.08475 * \rho) + \left(\frac{68,30}{44.604 * 100 * 25^2} \right) = 0$$

$$\rho = 0.0003$$

Como la cuantía obtenida es menor a la cuantía mínima trabajamos con la cuantía mínima.

$$As = \rho * b * d = (0,0033) * (100) * (25)$$

$$As = 8,25 \text{ cm}^2. \quad \longrightarrow \quad 1 \Phi \text{ N}^\circ 8 \text{ cada } 0,50 \text{ m en sentido longitudinal}$$

$$1 \Phi \text{ N}^\circ 8 \text{ cada } 0,50 \text{ m en sentido transversal}$$

5.1.4. Placa de Fondo

$$\text{Área de la Placa} = (6,45 * 1,95) = 12,58 \text{ m}^2.$$

$$e = 0,30 \text{ m}$$

La Carga Muerta W_d de la placa será la sumatoria del peso propio más el peso específico del agua.

$$\text{Peso Propio} = W_d = (0,30m) * \left(2,4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \right)$$

$$W_d = 0,72 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right)$$

$$Wd = (1.60m) * \left(1,0 \frac{Ton}{m^3}\right)$$

Peso específico del agua =

$$Wd = 1.60 \left(\frac{Ton}{m^2}\right)$$

$$\text{Peso de los muros} = \frac{1,0 * 1,95 * 0,3 * 2 + 1,0 * 6,45 * 0,30 * 2 * 2,4}{1,95 * 6,45}$$

$$\text{Peso de muros} = 1,92 \left(\frac{Ton}{m^2}\right)$$

$$\text{Carga muerta} = 0,72 + 1,60 + 1,92 = 4,24 \left(\frac{Ton}{m^2}\right)$$

La Carga Viva (Wl) por la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98:

$$Wl = 1,8 \left(\frac{KN}{m^2}\right) = 0,18 \left(\frac{Ton}{m^2}\right)$$

La carga de diseño será la carga mayorada: $Wu = (4 * Wd) + (7 * Wl)$

$$Wu = 4,24 * 1,4 + 0,18 * 1,7$$

$$Wu = 7,51 \left(\frac{Ton}{m^2}\right) * 1m$$

$$Wu = 7,51 \left(\frac{Ton}{m}\right)$$

Diseño por Flexión

$$Wu = 7,51 \left(\frac{Ton}{m}\right)$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

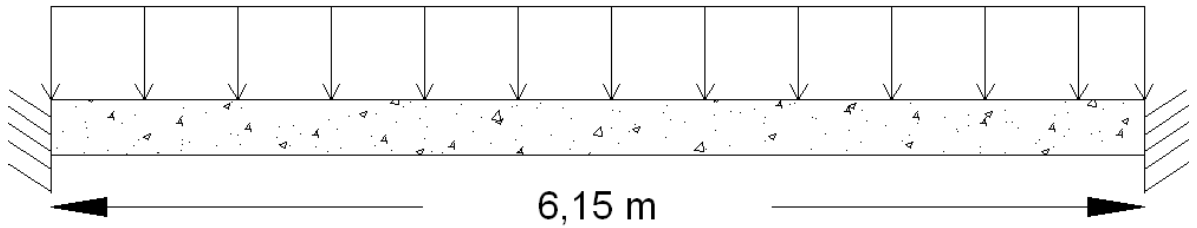
$$d' = 5 \text{ cm}$$

$$d = 25 \text{ cm}$$

$$L = 6,15 \text{ m} = 615 \text{ cm}$$

$$K = \frac{Mu \text{ (Ton-cm)}}{b * d^2}$$

$$W_u = 7,51 \text{ (Ton / m)}$$



Fuente: Autores

$$M_u = \frac{WL^2}{24}$$

$$M_u = 11,835$$

$$K = 0,0189$$

$$\rho = 0,00535$$

$$A_s = 13,375 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$1 \Phi \text{ N}^\circ 8 \text{ c / 0,33}$$

$$M_u = \frac{WL^2}{10}$$

$$28,405$$

$$0,0454$$

$$0,0145$$

$$36,25 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$1 \Phi \text{ N}^\circ 8 \text{ c / 0,15}$$

$$M_u = \frac{WL^2}{24}$$

$$11,835$$

$$0,0189$$

$$0,00535$$

$$13,375 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$1 \Phi \text{ N}^\circ 8 \text{ c / 0,33}$$

Refuerzo por Retracción por Fraguado = $A_s = 0,0033 * 100 * 25 = 8,25 \text{ cm}^2$.

$$1 \Phi \text{ N}^\circ 8 \text{ c / 0,50}$$

Diseño por Cortante

$$V_{u \max} = \frac{W * L}{2}$$

$$V_{u \max} = \frac{7,51 * 6,15}{2} = 23,09 \text{ (Ton)}$$

$$v_u = \frac{V_{u \max}}{0,85 * b * d}$$

$$v_u = \frac{23,09}{0,85 * 100 * 25} = 0,0109 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$v_c = \frac{\sqrt{f'c}}{6}$$

$$v_c = \frac{\sqrt{21}}{6} = 0,76 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} \right)$$

Como $v_u > v_c$, no se requiere refuerzo por cortante.

Esfuerzo sobre el terreno del Desarenador.

$$\text{Peso del agua} = 1,6 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right)$$

$$\text{Peso propio} = 0,72 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right)$$

$$\text{Peso de muros} = 1,92 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right)$$

$$\text{Esfuerzo sobre el terreno} = 1,6 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) + 0,72 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) + 1,92 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = 4,24 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Como $4,24 \text{ Ton/m}^2 < \text{capacidad portante del suelo}$

Por lo tanto se puede asegurar que el terreno soportara las cargas de manera satisfactoria.

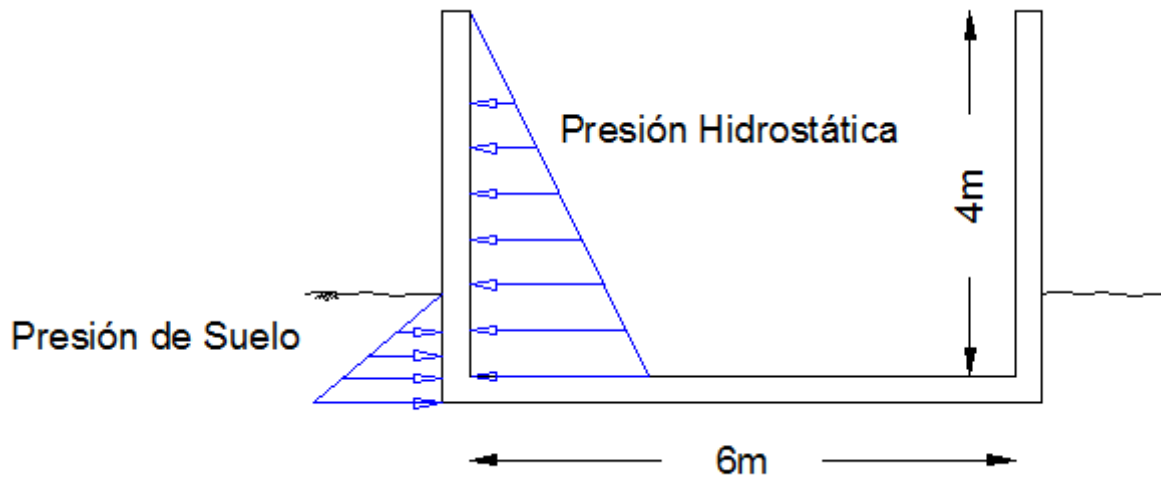
5.2. TANQUE DE ALMACENAMIENTO KM 16

Teniendo en cuenta que el tanque de almacenamiento debe ser diseñado para el consumo de la población beneficiada a lo largo de un día, entonces, se plantea la construcción de un tanque con las siguientes dimensiones internas: 6 m de ancho por 5m de largo y por 4m de alto, con un borde libre de 15 cm.

El espesor de la placa de fondo, generalmente está dado por: $e = \frac{LuzMayor}{20}$ y

como el Tanque va apoyado en su totalidad sobre el terreno se debe comprobar que la capacidad portante del suelo sea mayor que la carga total por unidad de área producida por el peso del tanque de almacenamiento.

Ilustración 6. Perfil Tanque de almacenamiento.



Fuente: Autores

Paredes Internas:	H = 4.0m	L = 6.0m	b = 5.0m
Paredes Externas:	H = 4.35m	L = 6.60m	b = 5.60m
Área Total:	(6.60 * 5.60)		= 36.96 m ² .
Espesor de la Placa de Fondo:			= 0.30 m
Espesor Placa Superior:			= 0.15 m
Altura de la Lamina de Agua:			= 3.75 m
Altura Borde Libre:			= 0.15 m
Altura Total de la Estructura:			= 4.35 m
Espesor de Muros (e):			= 0.30 m

5.2.1. Diseño de las paredes del Tanque

Como se puede apreciar en la figura anterior las fuerzas actuantes en las paredes del tanque son debido a la presión hidrostática por el agua, actuante en las paredes interna y la presión ejercida por el suelo en las paredes externas.

Ya que el tanque estará enterrado 1.20 metros de profundidad, se considerará para el diseño la condición más desfavorable, que es cuando el tanque está totalmente lleno de agua y la carga aplicada en las paredes del tanque será la Presión Hidrostática.

Momento en la Base:
$$M = \frac{\gamma_w * H^3}{6} * b$$

Donde:

$$\gamma_w = \text{Peso específico del Agua} = 1.0 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$$

$$H = \text{Nivel Máximo del Agua} = 3.75 \text{ m}$$

$$b = \text{Ancho del muro}$$

Para efectos de diseño se trabajara con $b = 1.0 \text{ m}$.

$$M = \frac{1.0 * 3.75^3}{6} * 1.0$$

$$M = 8.789 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M = 878.9 \text{ Ton} - \text{cm}$$

Cuantía ρ :
$$\rho^2 - (0.08475 * \rho) - \left(\frac{Mu(\text{Ton} - \text{cm})}{44.604 * b * d^2} \right)$$

$$\text{Cuantía mínima} = \rho \text{ mín.} = 0.0033$$

$$\rho^2 - (0.08475 * \rho) + \left(\frac{878.9}{44.604 * 100 * 17^2} \right) = 0$$

$$\rho = 0.009001$$

$$A_s = \rho * b * d = (0.009001) * (100) * (17)$$

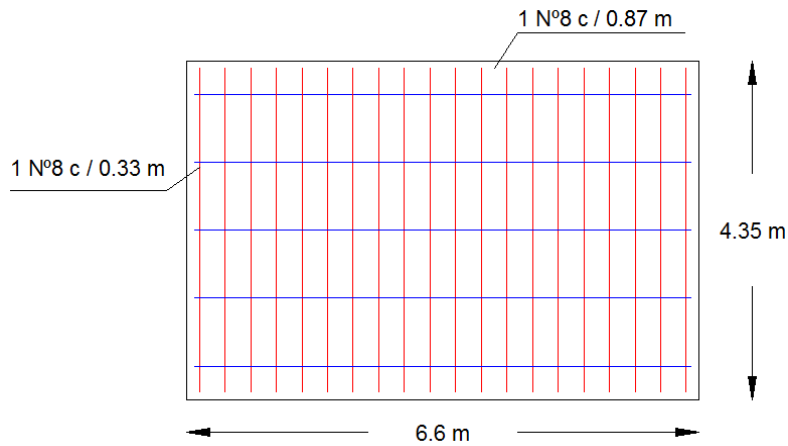
$$A_s = 15,302 \text{ cm}^2. \quad \longrightarrow \quad \begin{array}{l} 1 \Phi \text{N}^\circ 8 \text{ cada } 0,33 \text{ m en sentido longitudinal} \\ 1 \Phi \text{N}^\circ 8 \text{ cada } 0,33 \text{ m en sentido transversal} \end{array}$$

$$\text{Refuerzo de Retracción por Fraguado: } A_s = \rho \text{ min} * b * d$$

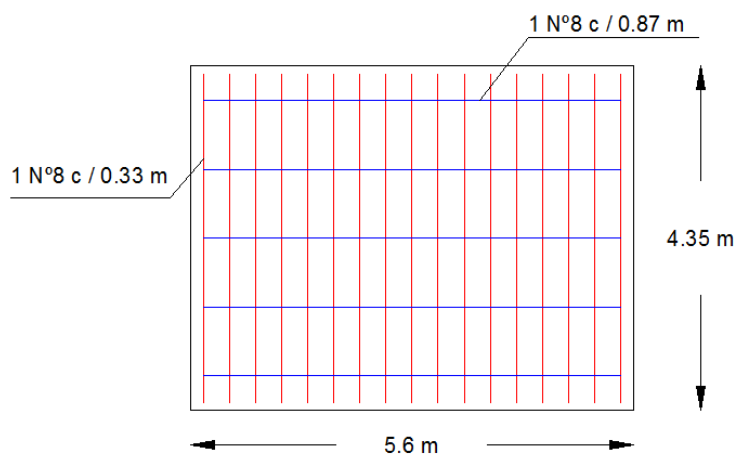
$$A_s = (0,0033) \cdot (100) \cdot (17)$$

$$A_s = 5,61 \text{ cm}^2. \quad \longrightarrow \quad 1 \Phi \text{ N}^\circ 8 \text{ cada } 0,87 \text{ m en sentido longitudinal}$$

$$1 \Phi \text{ N}^\circ 8 \text{ cada } 0,87 \text{ m en sentido transversal}$$



Fuente: Autores



Fuente: Autores

5.2.2. Diseño de la Cubierta

$$\text{Área de la Placa} = (6,60 * 5,60) = 36,96 \text{ m}^2.$$

$$e = 0,15 \text{ m}$$

La Carga Muerta (W_d) de la placa será el peso propio:

$$W_d = 0,15m \cdot \left(2,4 \frac{Ton}{m^3} \right)$$

$$W_d = 0,36 \left(\frac{Ton}{m^2} \right)$$

La Carga Viva que soportará la placa superior del tanque, según la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98, será:

$$W_l = 1,8 \frac{KN}{m^2} * \frac{0,1Ton}{1KN}$$

$$W_l = 0,18 \left(\frac{Ton}{m^2} \right)$$

La carga de diseño será la Carga Mayorada:

$$W_u = (1,4 * W_d) + (1,7 * W_l)$$

$$W_u = (1,4 * 0,36) + (1,7 * 0,18)$$

$$W_u = 0,81 \left(\frac{Ton}{m^2} \right)$$

El diseño se hará por metro de ancho.

$$W_u = 0,81 \left(\frac{Ton}{m^2} \right) * 1m$$

$$W_u = 0,81 \left(\frac{Ton}{m} \right)$$

$$M = \frac{W * L^2}{8}$$

El Momento es:

$$M_1 = \frac{0,81 * 6,60^2}{8} = 4,410 \text{ (Ton} \cdot \text{m)}$$

$$M_2 = \frac{0,81 * 5,60^2}{8} = 3,175 \text{ (Ton - m)}$$

Cuantía ρ :

$$\rho^2 - (0,08475 * \rho) \left(\frac{Mu(\text{Ton - cm})}{44.604 * b * d^2} \right)$$

$$\rho^2 - 0,08475 * \rho + \left(\frac{441(\text{Ton - cm})}{44.604 * 100 * 12^2} \right) = 0$$

$$\rho = 0,00907$$

$$As_1 = \rho * b * d = (0,00907) * (100) * (12)$$

$$As_1 = 10,884 \text{ cm}^2. \longrightarrow 1 \Phi \text{ N}^\circ 7 \text{ cada } 0,33 \text{ m}$$

$$As \text{ real} = 11,61 \text{ cm}^2.$$

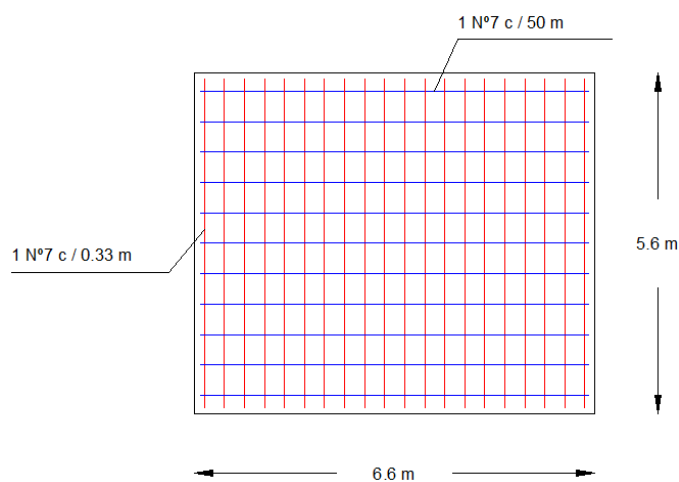
$$\rho^2 - 0,08475 * \rho + \left(\frac{317,5(\text{Ton - cm})}{44.604 * 100 * 12^2} \right) = 0$$

$$\rho = 0,0063$$

$$As_2 = \rho * b * d = (0,0063) * (100) * (12)$$

$$As_2 = 7,56 \text{ cm}^2. \longrightarrow 1 \Phi \text{ N}^\circ 7 \text{ cada } 0,50 \text{ m}$$

$$As \text{ real} = 7,74 \text{ cm}^2.$$



Fuente: Autores

5.2.3. Diseño de la Placa de Fondo

La placa de fondo se diseñara como una placa semi-empotrada en sus cuatro extremos con una carga uniformemente distribuida en toda su área. Para facilidad de cálculo se tomara una profundidad de diseño “b”

$$\text{Área de la Placa} = (6,60 * 5,60) = 36,96 \text{ m}^2.$$

$$e = 0,30 \text{ m}$$

La Carga Muerta W_d de la placa será la sumatoria del peso propio más el peso específico del agua.

$$W_d = (0,3\text{m}) * \left(2,4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}\right)$$

$$\text{Peso Propio} = W_d = 0,72 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right)$$

$$W_d = (4,0\text{m}) * \left(1,0 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}\right)$$

Peso específico del agua =

$$W_d = 4,0 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right)$$

Peso de muros =

$$\frac{((4,15\text{m} \times 5,60 \text{ m} \times 0,30 \text{ m}) \times 2 + (4,15 \text{ m} \times 6,60 \text{ m} \times 0,30 \text{ m}) \times 2) \times 2,4\text{Ton}/\text{m}^3}{(5,60 \text{ m} \times 6,60 \text{ m})}$$

$$= 1,972 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right)$$

$$\text{Peso de Placa Superior} = 0,30 * 2,4 \text{ Ton} / \text{m}^3. = 0,72 \text{ (Ton (m}^2\text{))}$$

Por lo tanto la carga muerta será:

$$W_d = 0,72 + 4,0 + 1,972 + 0,72$$

$$W_d = 7,412 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right)$$

La Carga Viva (Wl) por la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98:

$$Wl = 1,8 \left(\frac{KN}{m^2} \right) = 0,18 \left(\frac{Ton}{m^2} \right)$$

La carga de diseño será la carga mayorada: $Wu = \{ 4 * Wd \} \} \{ 7 * Wl \}$

$$Wu = \{ 4,412 * 1,4 \} + \{ 0,18 * 1,7 \}$$

$$Wu = 10.683 \left(\frac{Ton}{m^2} \right) * 1m$$

$$Wu = 10.683 \left(\frac{Ton}{m} \right)$$

Diseño por Flexión

$$Wu = 10.683 \left(\frac{Ton}{m} \right)$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

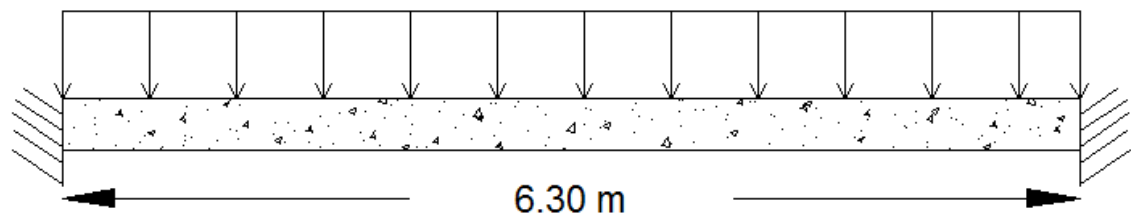
$$d' = 5 \text{ cm}$$

$$d = 25 \text{ cm}$$

$$L = 6.60 \text{ m} = 660 \text{ cm}$$

$$K = \frac{Mu \text{ (Ton-cm)}}{b * d^2}$$

$$Wu = 10.683 \text{ (Ton / m)}$$



Fuente: Autores

$$Mu = \frac{WL^2}{24}$$

$$Mu = 17.668$$

$$K = 0,0283$$

$$\rho = 0,0083$$

$$As = 20,75 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$1 \Phi \text{ N}^\circ 8 \text{ c} / 0,25$$

$$Mu = \frac{WL^2}{10}$$

$$42.403$$

$$0,0678$$

$$0,0258$$

$$64,51 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$1 \Phi \text{ N}^\circ 8 \text{ c} / 0,08$$

$$Mu = \frac{WL^2}{24}$$

$$17.668$$

$$0,0283$$

$$0,0083$$

$$20,75 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$1\Phi\text{N}^\circ 8\text{c} / 0,25$$

Refuerzo por Retracción por Fraguado = $As = 0,0033 * 100 * 25 = 8,25 \text{ cm}^2$.

1 Φ N° 8 c / 50 cm.

Diseño por Cortante

$$Vu \text{ max} = \frac{W * L}{2}$$

$$Vu \text{ max} = \frac{10.683 * 6.3}{2} = 33.651 \text{ (Ton)}$$

$$v_u = \frac{Vu \text{ max}}{0.85 * b * d}$$

$$v_u = \frac{33.651}{0.85 * 100 * 25} = 0,0158 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} \right) = 15,80 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$v_c = \frac{\sqrt{f'c}}{6}$$

$$v_c = \frac{\sqrt{21}}{6} = 0,76 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right)$$

$$v_c = \frac{\sqrt{210}}{6} = 2,415 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

Como $v_u > v_c$, no se requiere refuerzo por cortante.

Esfuerzo sobre el terreno

$$\text{Peso del agua} = 4,0 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right)$$

$$\text{Peso propio} = 0,72 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right)$$

$$\text{Peso de muros} = 1,972 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right)$$

$$\text{Placa superior} = 0,72 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right)$$

Esfuerzo sobre el terreno =

$$4,0 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) + 0,72 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) + 1,972 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) + 0,72 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = 7,412 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right)$$

Como $7,412 \text{ (Ton / m}^2\text{)} < \text{capacidad portante del suelo}$

Por lo tanto se puede asegurar que el terreno soportara las cargas de manera satisfactoria.

5.3. TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE AGUAS LLUVIAS.

Ya que ésta investigación se hace con el fin de mejorar la calidad de vida de las personas ubicadas en la zona de estudio, el diseño que se presenta es sólo para CONSUMO HUMANO, y viendo las particularidades que se presentan, como la falta de agua en algunos sectores, son debidas a que en ciertas fincas destinan el uso del agua a regar los cultivos y en algunos casos la utilizan para los animales que poseen.

Para tratar de solucionar esta clase de problemas se le brinda a los propietarios de galpones, ganado o cultivos, la posibilidad de construir Tanques de Almacenamiento de Aguas Lluvias, para que tengan un volumen de agua almacenado destinado a cumplir con éste tipo de tareas.

Paredes Internas:	H = 2.0m	L = 3.0m	b = 2.0m
Paredes Externas:	H = 2,30m	L = 3,30m	b = 2,30m
Área Total:	(3,30 * 2,30)		= 7,59 m ² .
Espesor de la Placa de Fondo:			= 0.15 m
Altura de la Lamina de Agua:			= 2,0 m
Altura Borde Libre:			= 0.15 m
Altura Total de la Estructura:			= 2,30 m
Espesor de Muros (e):			= 0.15 m

5.3.1. Diseño de las paredes del Tanque

Éste Tanque se analizara igual que el tanque de almacenamiento del Km 16.

Momento en la Base:
$$M = \frac{\gamma_w * H^3}{6} * b$$

Donde:

$\gamma_w = \text{Peso específico del Agua} = 1.0 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$

H = Nivel Máximo del Agua = 2,0 m

b = Ancho del muro

Para efectos de diseño se trabajara con b = 1.0 m.

$$M = \frac{1.0 * 2,0^3}{6} * 1.0$$

$$M = 1,333 \text{Ton} - m$$

$$M = 133,3 \text{Ton} - cm$$

Cuantía ρ :

$$\rho^2 - \{0.08475 * \rho\} \left(\frac{Mu(\text{Ton} - cm)}{44.604 * b * d^2} \right)$$

Cuantía mínima = ρ mín. = 0.0033

$$\rho^2 - (0.08475 * \rho) + \left(\frac{133,33}{44.604 * 100 * 10^2} \right) = 0$$

$$\rho = 0.00368$$

$$A_s = \rho * b * d = (0,00368) * (100) * (10)$$

$$A_s = 3,68 \text{ cm}^2. \quad \longrightarrow \quad \begin{array}{l} 1 \Phi \text{ N}^\circ 6 \text{ cada } 0,50 \text{ m en sentido longitudinal} \\ 1 \Phi \text{ N}^\circ 6 \text{ cada } 0,50 \text{ m en sentido transversal} \end{array}$$

Refuerzo de Retracción por Fraguado: $A_s = \rho_{\min} * b * d$

$$A_s = (0,0033) * (100) * (10)$$

$$A_s = 3,30 \text{ cm}^2. \quad \longrightarrow \quad \begin{array}{l} 1 \Phi \text{ N}^\circ 5 \text{ cada } 0,50 \text{ m en sentido longitudinal} \\ 1 \Phi \text{ N}^\circ 5 \text{ cada } 0,50 \text{ m en sentido transversal} \end{array}$$

5.3.2. Diseño de la Placa de Fondo

$$\text{Área de la Placa} = (3,30 * 2,30) = 7,59 \text{ m}^2.$$

$$e = 0,15 \text{ m}$$

La Carga Muerta W_d de la placa será la sumatoria del peso propio más el peso específico del agua.

$$W_d = (0,15 \text{ m}) * \left(2,4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \right)$$

$$\text{Peso Propio} = W_d = 0,36 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right)$$

$$W_d = (2,0 \text{ m}) * \left(1,0 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \right)$$

Peso específico del agua =

$$W_d = 2,0 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right)$$

Peso de muros =

$$\frac{((2,0 \text{ m} \times 3,60 \text{ m} \times 0,15 \text{ m}) \times 2 + (2,0 \text{ m} \times 2,60 \text{ m} \times 0,150 \text{ m}) \times 2) \times 2,4 \text{ Ton/m}^3}{(3,60 \text{ m} \times 2,60 \text{ m})}$$

$$= 0,954 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right)$$

Peso de Placa Superior = $0,15 * 2,4 \text{ Ton} / \text{m}^3 = 0,36 \text{ (Ton} / \text{m}^2)$

Por lo tanto la carga muerta será:

$$0,36 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) + 2,0 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) + 0,954 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) + 0,36 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right)$$

$$Wd = 3,674 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right)$$

La Carga Viva (Wl) por la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98:

$$Wl = 1,8 \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right) = 0,18 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right)$$

La carga de diseño será la carga mayorada: $Wu = \{ 4 * Wd \} \cup \{ 7 * Wl \}$

$$Wu = \{ 3,674 * 1,4 \} \cup \{ 0,18 * 1,7 \}$$

$$Wu = 5,45 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) * 1\text{m}$$

$$Wu = 5,45 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}} \right)$$

Diseño por Flexión

$$Wu = 5,45 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}} \right)$$

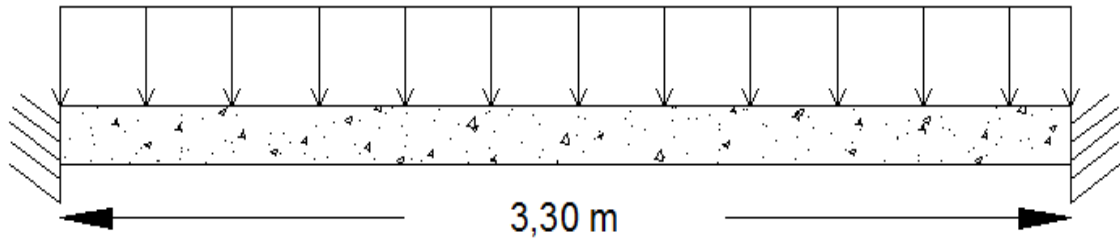
$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 10 \text{ cm}$$

$$L = 3,30 \text{ m} = 330 \text{ cm}$$

$$K = \frac{Mu \text{ (Ton-cm)}}{b * d^2}$$

$$W_u = 5,45 \text{ (Ton / m)}$$



Fuente: Autores

$$M_u = \frac{WL^2}{24}$$

$$M_u = 2,9410$$

$$K = 0,0294$$

$$\rho = 0,0087$$

$$A_s = 8,70 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$1 \Phi \text{ N}^\circ 6 \text{ c / 33}$$

$$M_u = \frac{WL^2}{10}$$

$$7,0580$$

$$0,0706$$

$$0,0277$$

$$27,70 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$1 \Phi \text{ N}^\circ 6 \text{ c / 10}$$

$$M_u = \frac{WL^2}{24}$$

$$2,9410$$

$$0,0294$$

$$0,0087$$

$$8,70 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$1\Phi \text{ N}^\circ 6 \text{ c / 33}$$

Refuerzo por Retracción por Fraguado $A_s = (0,0033 \cdot 10 \cdot 100) = 3,30 \text{ cm}^2$.

1 Φ N^o 4 c / 33 cm

Diseño por Cortante

$$V_{u \max} = \frac{W \cdot L}{2}$$

$$V_{u \max} = \frac{5,45 \cdot 3,30}{2} = 8,99 \text{ (Ton)}$$

$$v_u = \frac{V_{u \max}}{0,85 \cdot b \cdot d}$$

$$v_u = \frac{8,99}{0,85 \cdot 100 \cdot 10} = 0,01057 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} \right) = 10,57 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$v_c = \frac{\sqrt{f'c}}{6}$$

$$v_c = \frac{\sqrt{21}}{6} = 0,76 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right)$$

$$v_c = \frac{\sqrt{210}}{6} = 2,415 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

Como $v_u > v_c$, no se requiere refuerzo por cortante.

Esfuerzo sobre el terreno

$$\text{Peso del agua} = 2,0 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right)$$

$$\text{Peso propio} = 0,36 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right)$$

$$\text{Peso de muros} = 0,954 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right)$$

$$\text{Placa superior} = 0,36 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right)$$

Esfuerzo sobre el terreno =

$$2,0 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) + 0,36 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) + 0,954 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) + 0,36 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = 3,674 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right)$$

Como $3,674 \text{ (Ton / m}^2\text{)} < \text{capacidad portante del suelo}$

Por lo tanto se puede asegurar que el terreno soportara las cargas de manera satisfactoria.

6. PRESUPUESTO

El análisis del presupuesto se realizó de la siguiente manera:

- Análisis y obtención de cantidades de obra, calculadas con base en los planos de diseño con sus detalles respectivo.
- Para la realización de éste estudio, se creó una hoja de cálculo de Microsoft Office Excel, para evaluar los precios unitarios de cada uno de los ítems, teniendo en cuenta el Equipo u herramienta, Materiales y Mano de Obra.
- Se evaluaron los precios comerciales, en Marzo de 2010, de los diferentes materiales necesarios para la construcción de las estructuras hidráulicas, para el mejoramiento del Sistema de Acueducto.
- A continuación se muestra el presupuesto total del proyecto, teniendo en cuenta que en el valor unitario de cada producto utilizado, se incluyen sus precios, la mano de obra y los equipos que se utilizaran para la construcción de las diferentes estructuras hidráulicas.

**CONSTRUCCION ACUEDUCTO VEREDAL CORPOBLANCA MUNICIPIOS DE BUCARAMANGA Y
FLORIDABLANCA, DEPARTAMENTO DE SANTANDER**

PRESUPUESTO **MARZO DE 2010**

ITEM	DESCRIPCION	UND.	V/UNIT	CANT.	V/TOTAL
1	Preliminares				
1,1	Desmonte y Limpieza	m2	2.200,00	7.107,27	\$ 15.635.994,00
1,2	Localización y Replanteo	ml	510,00	7.000,00	\$ 3.570.000,00
2	Movimientos de tierra				
2,1	Excavación manual en tierra	m3	19.800,00	980,52	\$ 19.414.201,00
2,2	Excavación manual en conglomerado	m3	22.000,00	735,39	\$ 16.178.501,00
2,3	Excavación manual en roca	m3	66.000,00	245,00	\$ 16.170.000,00
2,4	Sobre acarreo para acarreo totales mayores a 10 m. (Cuando no exista vía de acceso vehicular).	m3	1.920,00	1.000,00	\$ 1.920.000,00
2,5	Relleno compactado	m3	22.629,00	2.328,72	\$ 52.696.686,00
3	Tuberías				
3,1	Suministro e instalación de tubería P.V.C RDE 11 4" presión	ml	54.302,00	680,90	\$ 36.974.232,00
3,2	Suministro e instalación de tubería P.V.C RDE 13,5 4" presión	ml	68.109,00	520,55	\$ 35.454.140,00
3,3	Suministro e instalación de tubería P.V.C RDE 26 4" presión	ml	37.209,00	4.526,44	\$ 168.424.306,00
3,4	Suministro e instalación de tubería P.V.C RDE 26 6" presión	ml	52.431,00	1.026,91	\$ 53.841.918,00
3,5	Suministro e instalación de Válvula Ventosa 2"	Un	273.928,00	5,00	\$ 1.369.640,00
3,6	Suministro e instalación de Válvula Ventosa 1"	Un	183.712,00	8,00	\$ 1.469.696,00
3,7	Suministro e instalación de Válvula Purga 6"	Un	605.952,00	1,00	\$ 605.952,00
3,8	Suministro e instalación de Válvula Purga 4"	Un	363.164,00	1,00	\$ 363.164,00
4	Estructuras				
4,1	Acero estructural	Kg	4.668,00	9.208,00	\$ 42.982.944,00
4,2	Concreto 3000 psi	m3	423.929,00	63,00	\$ 26.707.527,00
5	Varios				
5,1	Teja Zinc entrelazada	m2	70.765,00	12,00	\$ 849.180,00
TOTAL COSTOS DIRECTOS					\$ 494.628.081,00

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La materialización de este proyecto aumentara considerablemente la calidad de vida de la comunidad, dando un mayor cubrimiento y una mejor calidad de agua, debido al pertinente tratamiento que se le dará.
- Debido a los resultados obtenidos en ésta investigación, los diseños realizados en las diferentes estructuras hidráulicas, se realizaron a un tiempo de 10 años, debido a que la fuente de abastecimiento utilizada en este momento no posee la suficiente capacidad para suplir a todos los habitantes después de este periodo de diseño.
- Se recomienda que pasado éste tiempo se busque una segunda fuente de abastecimiento, para que se logre la capacidad deseada para suplir las necesidades básicas de la comunidad.
- Durante la investigación se encontró que el tanque de almacenamiento del kilometro 16 está construido a base de ladrillos y no cumple con las especificaciones técnicas de la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR 98, por esto se diseñó teniendo en cuenta ésta norma y se hizo con una mayor capacidad, para que junto con el tanque principal se posea un almacenamiento total del consumo diario de toda la comunidad.
- Los diseños realizados en la conducción obedecen tanto a criterios de diseño y tratando de buscar la economía para que la realización del proyecto sea viable.
- Ya que según los estudios realizados por la Corporación Autónoma Regional para la Defensa de la Meseta de Bucaramanga, la calidad de agua es muy buena y no se hizo necesaria la construcción de un filtro lento, por el

contrario se propuso un sistema de tratamiento por cloración, en un tanque de 250 a 500 litros ubicado antes del almacenamiento.

BIBLIOGRAFIA

- CORCHO ROMERO, Freddy Hernán. “ACUEDUCTOS: TEORÍA Y DISEÑO”.
- DELGADO DÍAZ, Maria Elena. PÉREZ GARCÍA, Johann Jair. “MACROPROYECTO PARA EL DISEÑO DEL MODELO DE REASENTAMIENTO SOSTENIBLE PARA EL MUNICIPIO DE HERRÁN, NORTE DE SANTANDER. DISEÑO DEL ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL”. Proyecto de Grado. Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga, Santander. 2004.
- BARRERA NAVARRO, Marco Antonio. RANGEL MENESES, Cristian Mauricio. “DISEÑO DE UN ACUEDUCTO TIPO GRAVEDAD Y ORGANIZACIÓN COMUNITARIA DE LA ASOCIACIÓN ACUABUENAVISTA EN LA VEREDA AGUABLANCA DEL MUNICIPIO DE FLORIDABLANCA SANTANDER”. Proyecto de Grado. Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga, Santander. 2005.
- DEL RIO BELTRAN, Alexander. GARCÍA NAVAS, Guillermo Iván. “DIAGNOSTICO Y OPTIMIZACIÓN DE LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTO, ALCANTARILLADO Y ASEO DEL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE PUERTO PARRA, SANTANDER”. Proyecto de Grado. Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga, Santander. 2005.
- TORRES CAMARGO, Julio Cesar. “MATERIAL DIDÁCTICO PARA LA ASIGNATURA DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS”. Proyecto de Grado. Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga, Santander. 2008.

ANEXOS

Anexo A. Resultados Primer Aforo (Aguas arriba de la Bocatoma)

SUBDIRECCION DE ORDENAMIENTO Y PLANEACION INTEGRAL DEL TERRITORIO												
RED HIDROMETRICA												
FUENTE: Q. MILAGROS Cod 7920			CUENCA: Lebrija			MOLINETE No: 141901			TIPO: UNIVERSAL			
ESTACION: Vereda Agua Blanca o Milagros						ROTOR: 4-142051						
FECHA: 23/ Noviembre /2009		HORA INICIAL: 11:55 am		FINAL: 12:07 m		No. DEL AFORO DESDE LA ULTIMA CALIBRACION:						
NIVEL INICIAL: m		FINAL: m		MEDIO: m		ECUACION O No. DE LA TABLA DE CALIBRACION: $V=0,1328^*N+0,0230$ - $N<18,65$ - $N>18,65$ - $V=0$						
VELOCIDAD MEDIA 0.137 m/seg		ANCHO 0.88 mts		TIPO DE AFORO: VADEO			METODO: S - 0.6					
AREA DE SECCION 0.122 m ²		→ CAUDAL 0.0183 m ³ /seg		AFORADOR: Jairo Enrique Mantilla								
OPERADOR : Tecn. Mario Fernando Socha Paez.						CALCULO: Ing. Elver Gregorio Castro Lopez			FC Estación	0.85	FC Aforo	0.75

DISTANCIAS DESDE EL PR (m)	PROFUNDIDADES (m)		REVOLUCIONES			VELOCIDADES (m/s)			SECCION				CAUDAL (m ³ /s)		
	Derecha	PT	METODO	No N	segundos T	N/T	VP	VMV	VM	D X	PrM	PM	Ai	Qi	
0.00	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
0.15	0.15	Super	38	50	0.760	0.124	0.105	0.070	0.150	0.075	0.212	0.011	0.001		
		0.2	50	0.000	0.023										
		0.6	50	0.000	0.023										
		0.8	50	0.000	0.023										
		Fondo	50	0.000	0.023										
0.30	0.18	Super	74	50	1.480	0.220	0.187	0.146	0.150	0.165	0.153	0.025	0.004		
		0.2	50	0.000	0.023										
		0.6	50	0.000	0.023										
		0.8	50	0.000	0.023										
		Fondo	50	0.000	0.023										
0.45	0.17	Super	79	50	1.580	0.233	0.198	0.192	0.150	0.175	0.150	0.026	0.005		
		0.2	50	0.000	0.023										
		0.6	50	0.000	0.023										
		0.8	50	0.000	0.023										
		Fondo	50	0.000	0.023										
0.60	0.17	Super	59	50	1.180	0.180	0.153	0.175	0.150	0.170	0.150	0.026	0.004		
		0.2	50	0.000	0.023										
		0.6	50	0.000	0.023										
		0.8	50	0.000	0.023										
		Fondo	50	0.000	0.023										
0.75	0.15	Super	53	50	1.060	0.164	0.139	0.146	0.150	0.160	0.151	0.024	0.004		
		0.2	50	0.000	0.023										
		0.6	50	0.000	0.023										
		0.8	50	0.000	0.023										
		Fondo	50	0.000	0.023										
0.88	0.00	-	-	-	-	-	-	0.083	0.130	0.075	0.198	0.010	0.001		
0.88					Σ			0.184		0.137		0.137	1.02	0.122	0.0183

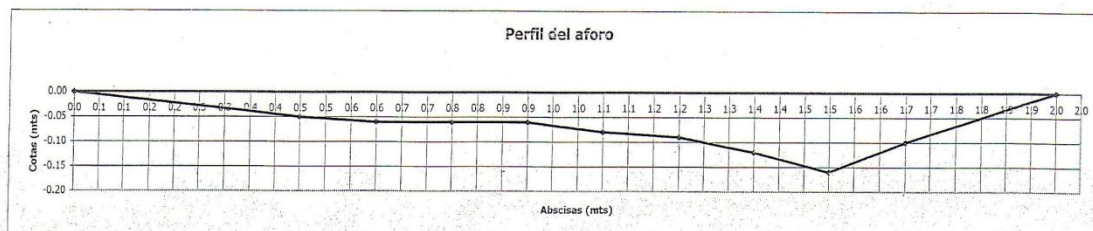


Anexo B. Resultados Primer Aforo (Aguas abajo del tanque de almacenamiento)

SUBDIRECCION DE ORDENAMIENTO Y PLANEACION INTEGRAL DEL TERRITORIO.											
RED HIDROMETRICA											
FUENTE: Q. AGUA BLANCA O MILAGROS	CUENCA: Lebrija			MOLINETE No: 141901			TIPO: UNIVERSAL				
ESTACIÓN: <i>V. Agua Blanca FORTE ATA.</i>					ROTOR: 4-142051						
FECHA: 23/ Noviembre /2009		HORA INICIAL: 12:29 am			FINAL: 12:45 m			No. DEL AFORO DESDE LA ULTIMA CALIBRACION:			
NIVEL INICIAL: m	FINAL: m	MEDIO: m			Ecuacion o No. DE LA TABLA DE CALIBRACION: $V=0,1328*N+0,0230$ - $N < 18,65$ - $N > 18,65$ - $V=0$						
VELOCIDAD MEDIA	0.102 m/seg	ANCHO			1.95 mts		TIPO DE AFORO: VADEO		METODO: S - 0.6		
AREA DE SECCION	0.132 m ²	→ CAUDAL			0.0148 m ³ /seg		AFORADOR: Jairo Enrique Mantilla				
OPERADOR : Tecn. Mario Fernando Socha Paez.					CALCULO: Ing. Elver Gregorio Castro Lopez			FC Estación	0.85	FC Aforo	0.78

DISTANCIAS DESDE EL PR (m)	PROFUNDIDADES (m)			REVOLUCIONES			VELOCIDADES (m/s)			SECCION				CAUDAL (m ³ /s)	
	PT	METODO		No N	segundos T	N/T	VP	VMV	VM	D X	PrM	PM	Ai		Qi
0.00	0.00														
0.45	0.05	Super	25	50	0.500	0.089	0.076	0.051	0.450	0.025	0.453	0.011	0.001		
		0.2	50	0.000	0.023										
		0.6	50	0.000	0.023										
		0.8	50	0.000	0.023										
		Fondo	50	0.000	0.023										
0.60	0.06	Super	56	50	1.120	0.172	0.146	0.111	0.150	0.055	0.150	0.008	0.001		
		0.2	50	0.000	0.023										
		0.6	50	0.000	0.023										
		0.8	50	0.000	0.023										
		Fondo	50	0.000	0.023										
0.75	0.06	Super	31	50	0.620	0.105	0.090	0.118	0.150	0.060	0.150	0.009	0.001		
		0.2	50	0.000	0.023										
		0.6	50	0.000	0.023										
		0.8	50	0.000	0.023										
		Fondo	50	0.000	0.023										
0.90	0.06	Super	25	50	0.500	0.089	0.076	0.083	0.150	0.060	0.150	0.009	0.001		
		0.2	50	0.000	0.023										
		0.6	50	0.000	0.023										
		0.8	50	0.000	0.023										
		Fondo	50	0.000	0.023										
1.05	0.08	Super	1	50	0.020	0.026	0.022	0.049	0.150	0.070	0.151	0.011	0.001		
		0.2	50	0.000	0.023										
		0.6	50	0.000	0.023										
		0.8	50	0.000	0.023										
		Fondo	50	0.000	0.023										
1.20	0.09	Super	38	50	0.760	0.124	0.105	0.064	0.150	0.085	0.150	0.013	0.001		
		0.2	50	0.000	0.023										
		0.6	50	0.000	0.023										
		0.8	50	0.000	0.023										
		Fondo	50	0.000	0.023										
1.35	0.12	Super	63	50	1.260	0.190	0.162	0.134	0.150	0.105	0.153	0.016	0.002		
		0.2	50	0.000	0.023										
		0.6	50	0.000	0.023										
		0.8	50	0.000	0.023										
		Fondo	50	0.000	0.023										
1.50	0.16	Super	99	50	1.980	0.286	0.243	0.202	0.150	0.140	0.155	0.021	0.004		
		0.2	50	0.000	0.023										
		0.6	50	0.000	0.023										
		0.8	50	0.000	0.023										
		Fondo	50	0.000	0.023										
1.65	0.10	Super	25	50	0.500	0.089	0.076	0.160	0.150	0.130	0.162	0.020	0.003		
		0.2	50	0.000	0.023										
		0.6	50	0.000	0.023										
		0.8	50	0.000	0.023										
		Fondo	50	0.000	0.023										
1.95	0.00							0.051	0.300	0.050	0.316	0.015	0.001		
1.95				Σ			0.130	0.102	0.078	1.99	0.132	0.0148			

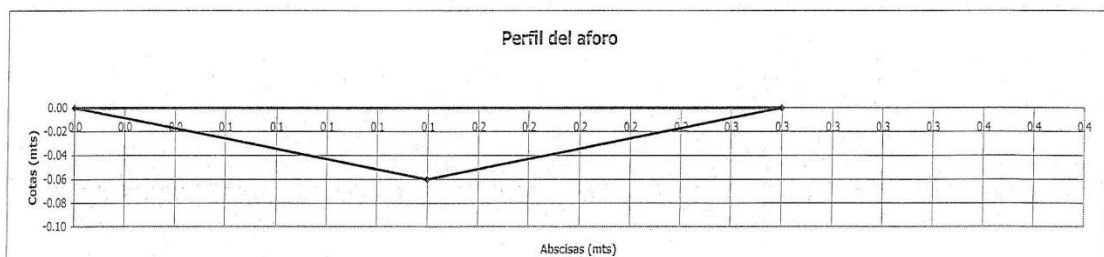
x	y
0.00	0.00
0.45	-0.05
0.60	-0.06
0.75	-0.06
0.90	-0.06
1.05	-0.08
1.20	-0.09
1.35	-0.12
1.50	-0.16
1.65	-0.10
1.95	0.00



Anexo C. Resultados Primer Aforo (Fuente intermedia)

SUBDIRECCION DE ORDENAMIENTO Y PLANEACION INTEGRAL DEL TERRITORIO		RED HIDROMETRICA	
FUENTE: Q. INNOMINADA	CUENCA: Lebrija	MOLINETE No: 141901	TIPO: UNIVERSAL
ESTACION: Entre Quebrada Agua Blanca		ROTOR: 4-142051	
FECHA: 23/ Noviembre /2009	HORA INICIAL: 12:53 am FINAL: 12:55 m	No. DEL AFORO DESDE LA ULTIMA CALIBRACION:	
NIVEL INICIAL: m FINAL: m MEDIO: m	ECUACION O No. DE LA TABLA DE CALIBRACION: $V=0,1328^N+0,0230$ - $N<18,65$ $N>18,65$ - $V=0$		
VELOCIDAD MEDIA 0.069 m/seg	ANCHO 0.28 mts	TIPO DE AFORO: VADEO	METODO: S - 0.6
AREA DE SECCION 0.008 m ²	CAUDAL 0.0006 m ³ /seg	AFORADOR: Jairo Enrique Mantilla	
OPERADOR: Tecn. Mario Fernando Socha Paez.		CALCULO: Ing. Elver Gregorio Castro Lopez	FC Estación 0.85 FC Aforo 1.13

DISTANCIAS DESDE EL PR (m) Derecha	PROFUNDIDADES (m)		REVOLUCIONES			VELOCIDADES (m/s)			SECCION				CAUDAL (m ³ /s)		
	PT	METODO	No N	segundos T	N/T	VP	VMV	VM	D X	PrM	PM	Ai	Qi	x	y
0.00	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.14	0.06	Super	37	50	0.740	0.121	0.103	0.069	0.140	0.030	0.152	0.004	0.000	0.00	0.00
		0.2	50	0.000	0.023	0.14								-0.06	
		0.6	50	0.000	0.023	0.28								0.00	
		0.8	50	0.000	0.023	0.00								0.00	
0.28	0.00	Fondo	50	0.000	0.023	-	-	0.140	0.030	0.152	0.004	0.000	0.28	0.00	
0.28			Σ			0.061		0.069		0.030	0.30	0.008	0.0006		

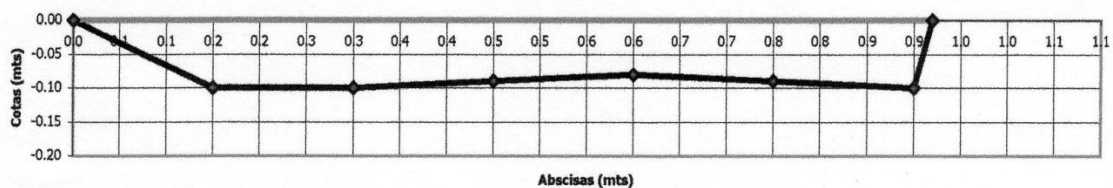


Anexo D. Resultados Segundo Aforo (Aguas arriba de la Bocatoma)

FUENTE: Q. AGUA BLANCA O MILAGROS		CUENCA: Lebrija	MOLINETE No: 141901	TIPO: UNIVERSAL
ESTACIÓN: Vereda Agua Blanca			ROTOR: 4-142051	
FECHA: 05/ Febrero /2010	HORA INICIAL: 11:13 am	FINAL: 11: 20 m	No. DEL AFORO DESDE LA ULTIMA CALIBRACION:	
NIVEL INICIAL: m	FINAL: m	MEDIO: m	ECUACION O No. DE LA TABLA DE CALIBRACION: $V=0,1328*N+0,0230$ $N<18,65$. $N>18,65 - V=0$	
VELOCIDAD MEDIA 0.120 m/seg	ANCHO 0.92 mts	TIPO DE AFORO: VADEO		METODO: S - 0.6
AREA DE SECCION 0.078 m ²	CAUDAL 0.0099 m ³ /seg	AFORADOR: Alcides Rivera		
OPERADOR : Tecn. Mario Fernando Socha Paez.			CALCULO: Ing. Elver Gregorio Castro Lopez	FC Estación 0.85
			FC Aforo 0.77	

DISTANCIAS DESDE EL PR (m) Derecha	PROFUNDIDADES (m)		REVOLUCIONES			VELOCIDADES (m/s)			SECCION				CAUDAL (m ³ /s)
	PT	METODO	No N	segundos T	N/T	VP	VMV	VM	D X	PrM	PM	Al	Qi
0.00	0.00	-	-	-	-	-	-	-					
0.15	0.10	Super	50	50	1.000	0.156	0.132	0.088	0.150	0.050	0.180	0.008	0.001
		0.2	50	0.000	0.023								
		0.6	50	0.000	0.023								
		0.8	50	0.000	0.023								
		Fondo	50	0.000	0.023								
0.30	0.10	Super	50	50	1.000	0.156	0.132	0.132	0.150	0.100	0.150	0.015	0.002
		0.2	50	0.000	0.023								
		0.6	50	0.000	0.023								
		0.8	50	0.000	0.023								
		Fondo	50	0.000	0.023								
0.45	0.09	Super	50	50	1.000	0.156	0.132	0.132	0.150	0.095	0.150	0.014	0.002
		0.2	50	0.000	0.023								
		0.6	50	0.000	0.023								
		0.8	50	0.000	0.023								
		Fondo	50	0.000	0.023								
0.60	0.08	Super	50	50	1.000	0.156	0.132	0.132	0.150	0.085	0.150	0.013	0.002
		0.2	50	0.000	0.023								
		0.6	50	0.000	0.023								
		0.8	50	0.000	0.023								
		Fondo	50	0.000	0.023								
0.75	0.09	Super	50	50	1.000	0.156	0.132	0.132	0.150	0.085	0.150	0.013	0.002
		0.2	50	0.000	0.023								
		0.6	50	0.000	0.023								
		0.8	50	0.000	0.023								
		Fondo	50	0.000	0.023								
0.90	0.10	Super	50	50	1.000	0.156	0.132	0.132	0.150	0.095	0.150	0.014	0.002
		0.2	50	0.000	0.023								
		0.6	50	0.000	0.023								
		0.8	50	0.000	0.023								
		Fondo	50	0.000	0.023								
0.92	0.00	-	-	-	-	-	0.088	0.020	0.050	0.102	0.001	0.000	
0.92				Σ		0.156		0.120	0.080	1.03	0.078	0.0099	

Perfil del aforo




Anexo E. Aforo Volumétrico Tanque Principal

Aforo Volumétrico Tanque Principal.				
	Tiempo (Seg)	Litros	Caudal Q (Lt/seg)	Caudal Promedio (Lt/seg)
I (Tubería I)	1,730	5,500	3,179	3,049
	2,050	6,850	3,341	
	2,500	6,000	2,400	
	2,230	7,300	3,274	
II (Tubería II)	0,730	5,000	6,849	7,183
	0,650	4,500	6,923	
	0,900	7,000	7,778	

Anexo F. Velocidad de sedimentación por Allen – Hazen

Material	Ø Partículas Límite	Número de Reynolds	Velocidad Sedimentación	Régimen	Ley Aplicada
Grava	1 cm	> 10.000	≈ 100 cm / s	Turbulento	Newton
Arena gruesa y media	0,10 cm	≈ 1.000	10 cm / s	Transición	Allen
	0,08 cm	≈ 660	8,3 cm / s	Transición	
	0,05 cm	≈ 380	6,3 cm / s	Transición	
	0,05 cm	≈ 27	5,3 cm / s	Transición	
	0,04 cm	≈ 17	4,2 cm / s	Transición	
	0,03 cm	≈ 10	3,2 cm / s	Transición	
	0,02 cm	≈ 4	2,1 cm / s	Transición	
Arena fina	0,015 cm	≈ 2	1,5 cm / s	Transición	Stokes
	0,01 cm	≈ 0,8	0,8	Laminar	
	0,008 cm	≈ 0,5	0,6	Laminar	
	0,006 cm	≈ 0,24	0,4	Laminar	
	0,005 cm	< 1,0	0,3	Laminar	
	0,004 cm	< 1,0	0,2	Laminar	
	0,003 cm	< 1,0	0,13	Laminar	
	0,002 cm	< 1,0	0,06	Laminar	
0,001 cm	< 1,0	0,015	Laminar		

Anexo G. Compactación para CBR. Unidades (gr – cm)

 UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL COMPACTACIÓN PARA CBR			
FECHA	Mar-10		
PROYECTO	OPTIMIZACIÓN ACUEDUCTO CORPOBLANCA		
LOCALIZACIÓN	KM 16 VIA CUCUTA		
SONDEO			
MUESTRA			
DESCRIPCIÓN			
MOLDE N°	1	2	3
DIAMETRO (cm)	15,24	15,24	15,24
ALTURA (cm)	12,70	12,70	12,70
VOLUMEN (cm³)	2316,67	2316,67	2316,67
N° DE GOLPES	12	26	56
HUMEDAD DE COMPACTACIÓN			
PESO TARA (gr)	9,8	9,8	9,8
PESO DE TARA + SUELO HUMEDO (gr)	714,8	814,1	635,9
PESO DE TARA + SUELO SECO (gr)	640,5	727,8	570,5
HUMEDAD EN %	11,8	12,0	11,7
CONTENIDO DE HUMEDAD VERDADERO %			
PESO DE MOLDE + SUELO HUMEDO (gr)	9340,9	9698,1	9990,4
PESO MOLDE (gr)	4938,5	4938,5	5036,4
W DEL SUELO QUE ESTA EN MOLDE (gr)	4402,4	4759,6	4954,0
DENSIDAD HUMEDA (gr/cm³)	1,90	2,05	2,14
DENSIDAD SECA (gr/cm³)	1,70	1,83	1,92
HUMEDAD DE PENETRACIÓN			
PESO TARA (gr)	9,8	9,8	9,8
PESO DE TARA + SUELO HUMEDO (gr)	501,9	723,1	619,3
PESO DE TARA + SUELO SECO (gr)	425,3	623,1	544,5
HUMEDAD EN %	18,4	16,3	14,0

Anexo H. Penetración



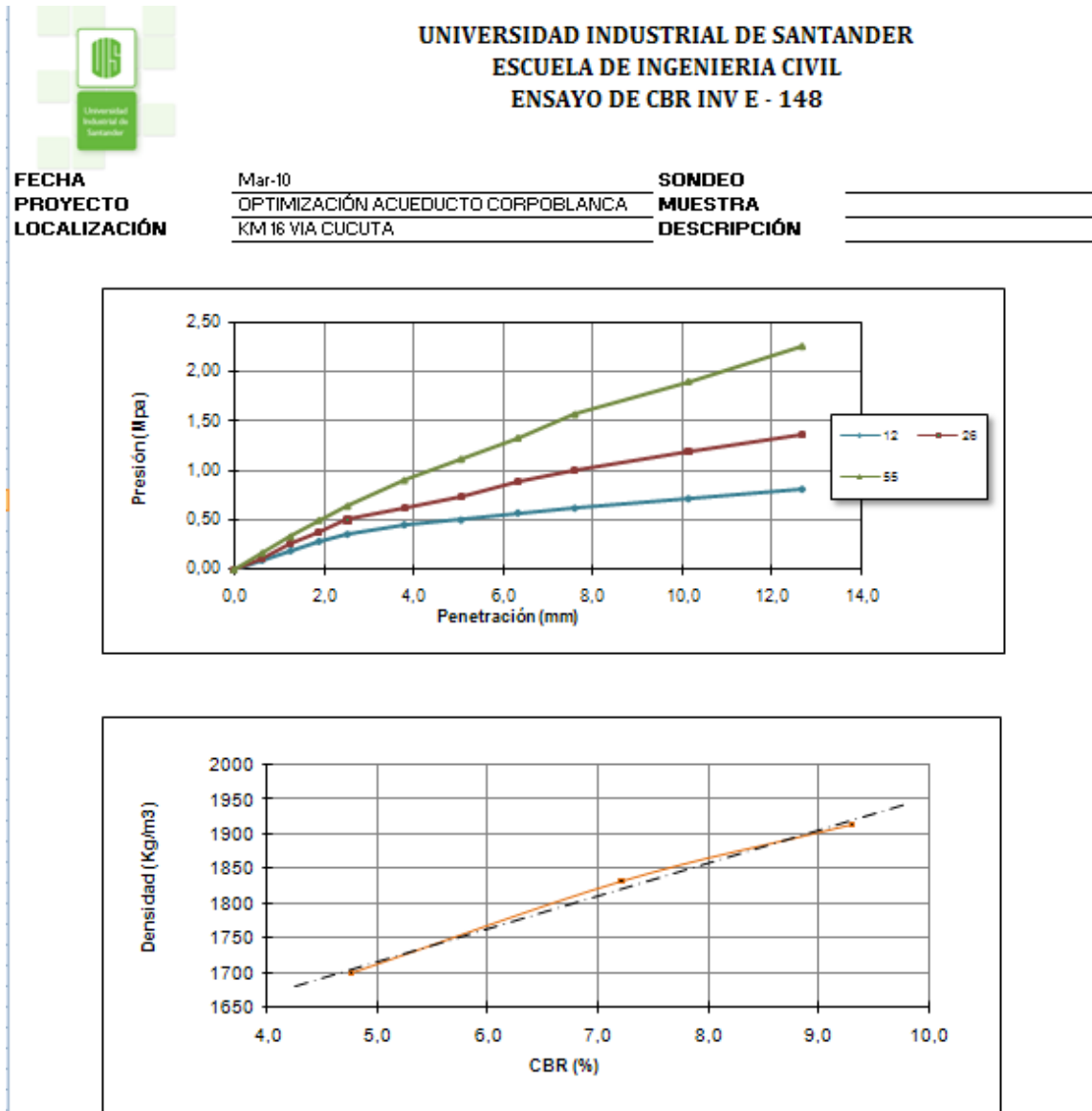
UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
ENSAYO DE CBR INV E - 148

FECHA	Mar-10
PROYECTO	OPTIMIZACIÓN ACUEDUCTO CORPOBLANCA
LOCALIZACIÓN	KM 16 VIA CUCUTA
SONDEO	
MUESTRA	
DESCRIPCIÓN	

MOLDE No	1			2			3		
No DE GOLPES	12			26			56		
DIAS DE INMERSION	6			6			6		
PENETRACIÓN (mm)	LEC	CARGA A (KN)	PRESIÓN (MP-a)	LEC	CARGA (KN)	PRESIÓN (MP-a)	LEC	CARGA A (KN)	PRESIÓN (MP-a)
0,0	0	0	0,00	0	0	0,00	0	0	0,00
0,6	4	0,2	0,10	5	0,2	0,12	7	0,3	0,17
1,3	8	0,4	0,19	11	0,5	0,26	14	0,6	0,33
1,9	12	0,6	0,29	16	0,7	0,38	21	1,0	0,50
2,5	15	0,7	0,36	21	1,0	0,50	27	1,2	0,64
3,8	19	0,9	0,45	26	1,2	0,62	38	1,7	0,90
5,1	21	1,0	0,50	31	1,4	0,74	47	2,2	1,12
6,4	24	1,1	0,57	37	1,7	0,88	56	2,6	1,33
7,6	26	1,2	0,62	42	1,9	1,00	66	3,0	1,57
10,2	30	1,4	0,71	50	2,3	1,19	80	3,7	1,90
12,7	34	1,6	0,81	57	2,6	1,35	95	4,4	2,26
CBR A 0.1"	5,2			7,2			9,3		
CBR A 0.2"	4,8			7,0			10,6		
CBR CORR. 0.1"	5,2			7,2			9,3		
CBR CORR. 0.2"	4,8			7,0			10,6		
EXPANSIÓN (mm)	2,03			2,67			3,76		
EXPANSIÓN (%)	1,60			2,12			2,96		

% Densidad maz	Densidad	CBR	CORRECCIÓN	
			Densidad	CBR
95	1819,29	5,2	1824,00	5,4
98	1876,74	7,2	1881,60	7,4
100	1915,04	9,3	1920	9,5

Anexo I. Grafica Penetración



Anexo J. Compactación para CBR. Unidades En (Kg – m)



UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
COMPACTACIÓN PARA CBR

FECHA	Mar-10
PROYECTO	OPTIMIZACIÓN ACUEDUCTO CORPOBLANCA
LOCALIZACIÓN	KM 16 VIA CUCUTA
SONDEO	
MUESTRA	
DESCRIPCIÓN	

MOLDE N°	1	2	3
DIAMETRO (m)	0,152	0,152	0,152
ALTURA (m)	0,127	0,127	0,127
VOLUMEN (m ³)	0,00232	0,00232	0,00232
N° DE GOLPES	12	26	55

HUMEDAD DE COMPACTACIÓN

PESO TARA (Kg)	0,0098	0,0098	0,0098
PESO DE TARA + SUELO HUMEDO (Kg)	0,7148	0,8141	0,6359
PESO DE TARA + SUELO SECO (Kg)	0,6405	0,7278	0,5705
PESO DE AGUA	0,07	0,09	0,07
PESO SUELO SECO	0,63	0,72	0,56
HUMEDAD EN %	11,78	12,02	11,66

CONTENIDO DE HUMEDAD VERDADERO %	11,8	12,0	11,7
PESO DE MOLDE + SUELO HUMEDO (Kg)	9,3	9,7	10,0
PESO MOLDE (Kg)	4,9	4,9	5,0
W DEL SUELO QUE ESTA EN MOLDE (Kg)	4,4	4,8	5,0
DENSIDAD HUMEDA (Kg/m ³)	1900,3	2054,5	2138,4
DENSIDAD SECA (Kg/m ³)	1700,0	1834,1	1915,0

HUMEDAD DE PENETRACIÓN

PESO TARA (Kg)	0,0098	0,0098	0,0098
PESO DE TARA + SUELO HUMEDO (Kg)	0,5019	0,7231	0,6193
PESO DE TARA + SUELO SECO (Kg)	0,4253	0,6231	0,5445
PESO DE AGUA	0,0766	0,1000	0,0748
PESO SUELO SECO	0,4155	0,6133	0,5347
HUMEDAD EN %	18,4	16,3	14,0

Anexo K. Ensayo de Compactación - Proctor



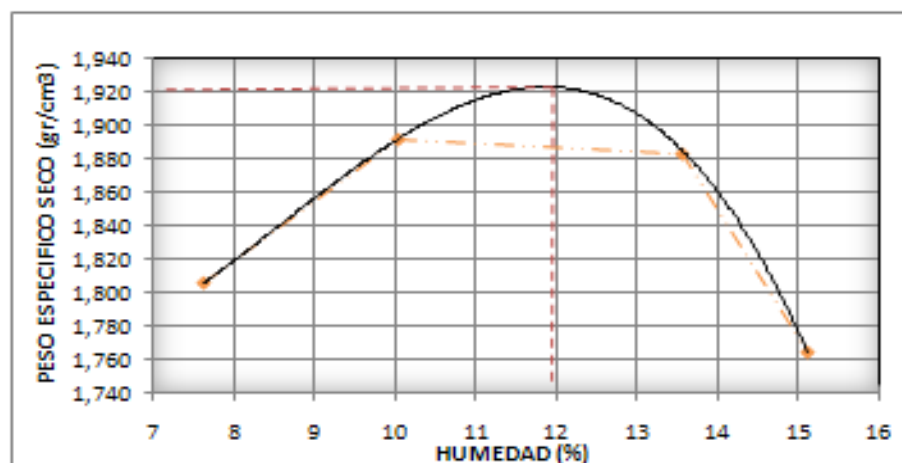
UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
ENSAYO DE COMPACTACIÓN
INV (E - 142)

FECHA Mar-10 **SONDEO** _____
PROYECTO ACUEDUCTO CORPOBLANCA **MUESTRA** _____
LOCALIZACIÓN KM 16 VIA CUCUTA **PROFUNDIDAD** _____

TIPO DE ENSAYO	MODIFICADO
NÚMERO DE CAPAS	5
NÚMERO DE GOLPES POR CARA	56
MOLDE No	24
DIÁMETRO MOLDE (cm)	15,24
ALTURA MOLDE (cm)	11,50
VOLUMEN MOLDE (cm ³)	2037,77

PESO TARA (gr)	3,8	3,8	3,8	3,8
PESO DE TARA + SUELO HÚMEDO (gr)	645,2	835,6	714,4	817,1
PESO DE TARA + SUELO SECO (gr)	600,2	814,7	630,2	711,2
PESO AGUA	45,0	80,3	84,2	105,9
PESO SOLIDO	590,4	804,9	620,4	701,4
HUMEDAD %	7,62	10,05	13,57	15,10

PESO MOLDE (gr)	2841,5	2841,5	2841,5	2841,5
PESO DE MOLDE + SUELO HÚMEDO (gr)	6917,1	7203,9	7328,8	7101,0
PESO DEL SUELO HÚMEDO (gr)	4075,6	4368,4	4487,3	4259,5
DENSIDAD HÚMEDA (gr/cm ³)	1,94	2,08	2,14	2,03
DENSIDAD SECA (gr/cm ³)	1,81	1,89	1,88	1,76



DENSIDAD MÁXIMA	1,92	gr/cm ³
HUMEDAD ÓPTIMA	12,00	%

Anexo L. Corte Directo a una profundidad de 1.0 m



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
GEOMATICA
ENSAYO DE CORTE DIRECTO INV E- 154**

FECHA	5 DE FEBRERO DEL 2010	SONDEO	
PROYECTO	ACUEDUCTO CORPOBLANCA	MUESTRA	APIQUE 2
LOCALIZACION	KN 16 VIA CUCUTA	PROFUNDIDAD	1 m

CARGA Kg 8

DIAMETRO SUPERIOR EN m	0,0598
DIAMETRO CENTRAL EN m	0,0599
DIAMETRO INFERIOR EN m	0,0599
PROMEDIO DIAMETRO EN m	0,0599

AREA EN m ²	0,0028
------------------------	--------

ALTURA MEDIA EN m	0,0232
-------------------	--------

HUMEDAD EN %

PESO DE LA TARA Kg	0,0096
P.TARA + SUELO HUMEDO Kg.	0,1260
P.TARA + SUELO SECO Kg	0,0996

E. NORMAL EN Kg/m² 2842

PESO DEL ANILLO EN Kg		0,1004
W MUESTRA+ANILLO EN Kg		0,2292
PESO MUESTRA Kg		0,1288
VOLUMEN EN m ³		0,0001

DENSIDAD HUMEDA EN Kg/m ³		1972,27
--------------------------------------	--	---------

DENSIDAD SECA EN Kg/m ³		1524,95
------------------------------------	--	---------

W AGUA Kg	0,0264
W SECO Kg	0,0900
HUMEDAD %	29,33

CARGA Kg 16

DIAMETRO SUPERIOR EN m	0,0598
DIAMETRO CENTRAL EN m	0,0599
DIAMETRO INFERIOR EN m	0,0599
PROMEDIO DIAMETRO EN m	0,0599

AREA EN m ²	0,0028
------------------------	--------

ALTURA MEDIA EN m	0,0232
-------------------	--------

HUMEDAD EN %

PESO DE LA TARA Kg	0,0097
P.TARA + SUELO HUMEDO Kg	0,1326
P.TARA + SUELO SECO Kg	0,1082

E. NORMAL EN Kg/m² 5684,06

PESO DEL ANILLO EN Kg		0,10990
W MUESTRA+ANILLO EN Kg		0,23600
W MUESTRA Kg		0,12610
VOLUMEN EN m ³		0,00007

DENSIDAD HUMEDA EN Kg/m ³		1930,93
--------------------------------------	--	---------

DENSIDAD SECA EN Kg/m ³		1547,57
------------------------------------	--	---------

W AGUA Kg	0,0244
W SECO Kg	0,0985
HUMEDAD %	24,77



UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
GEOMATICA
ENSAYO DE CORTE DIRECTO INV E- 154

FECHA	5 DE FEBRERO DEL 2010	SONDEO	
PROYECTO	ACUEDUCTO CORPOBLANCA	MUESTRA	APIQUE 2
LOCALIZACION	KM 16 VIA CUCUTA	PROFUNDIDAD	1 m

CARGA Kg 32

E. NORMAL EN Kg/m² 11368

DIAMETRO SUPERIOR EN m	0,0598
DIAMETRO CENTRAL EN m	0,0599
DIAMETRO INFERIOR EN m	0,0599
PROMEDIO DIAMETRO EN m	0,0599

PESO DEL ANILLO EN Kg	0,1038
W MUESTRA+ANILLO EN Kg	0,2265
PESO MUESTRA Kg	0,1227
VOLUMEN EN m ³	0,0001

AREA EN m ²	0,002814888
------------------------	-------------

DENSIDAD HUMEDA EN Kg/m ³	1878,86
--------------------------------------	---------

ALTURA MEDIA EN m	0,0232
-------------------	--------

DENSIDAD SECA EN Kg/m ³	1480,46
------------------------------------	---------

HUMEDAD EN %

PESO DE LA TARA Kg	0,0097
P.TARA + SUELO HUMEDO Kg.	0,1276
P.TARA + SUELO SECO Kg	0,1026

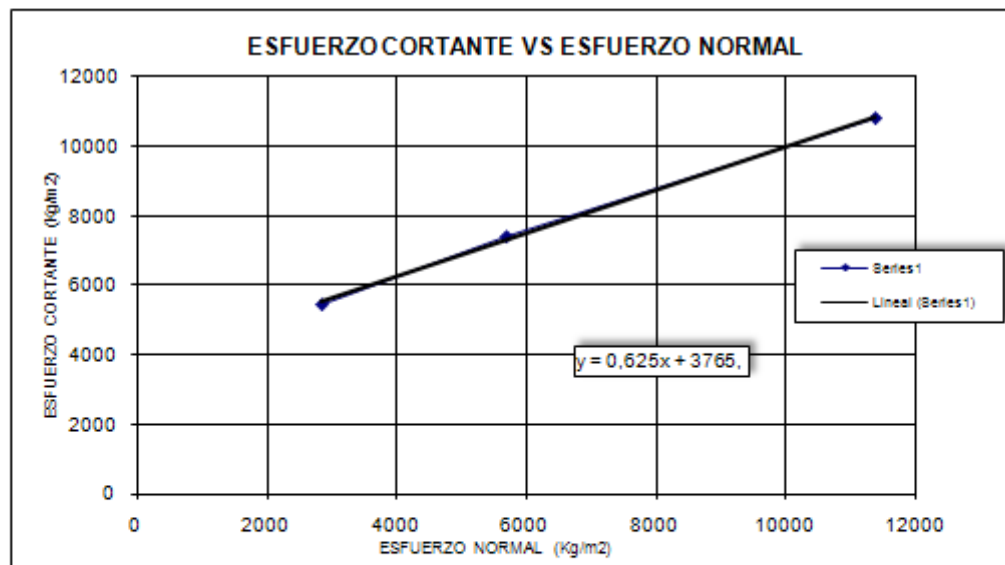
W AGUA Kg	0,0250
W SECO Kg	0,0929
HUMEDAD %	26,91



UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
GEOMATICA
ENSAYO DE CORTE DIRECTO INV E-154

FECHA	5 DE FEBRERO DE 2010	SONDEO	
PROYECTO	ACUEDUCTO CORPOBLANCA	MUESTRA	APIQUE 2
LOCALIZACION	KM 16 VIA CUCUTA	PROFUNDIDAD	1 m

CARGA VERTICAL Kg	AREA m ²	CARGA HORIZONTAL MAXIMA EN Kg	ESFUERZO NORMAL Kg/m ²	ESFUERZO CORTANTE Kg/m ²
8	0,0028	15,40	2842,03	5470,91
16	0,0028	20,90	5684,06	7424,81
32	0,0028	30,50	11368,13	10835,25



HUMEDAD	27	%
PENDIENTE	0,625	
ANGULO FRICCION	32	grados
COHESION	3765	Kg/m ²

Anexo M. Corte Directo a una profundidad de 1.20 m



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
GEOMATICA
ENSAYO DE CORTE DIRECTO INV E- 154**

FECHA	5 DE FEBRERO DEL 2010	SONDEO	
PROYECTO	ACUEDUCTO CORPOBLANCA	MUESTRA	APIQUE 1
LOCALIZACION	KM 16 VIA CUCUTA	PROFUNDIDAD	1.2 m

CARGA Kg 8

DIAMETRO SUPERIOR EN m	0,0598
DIAMETRO CENTRAL EN m	0,0599
DIAMETRO INFERIOR EN m	0,0599
PROMEDIO DIAMETRO EN m	0,0599

AREA EN m ²	0,0028
------------------------	--------

ALTURA MEDIA EN m	0,0232
-------------------	--------

HUMEDAD EN %

PESO DE LA TARA Kg	0,0092
P.TARA + SUELO HUMEDO Kg.	0,1361
P.TARA + SUELO SECO Kg	0,1134

E. NORMAL EN Kg/m² 2842

PESO DEL ANILLO EN Kg	0,1077
W MUESTRA+ANILLO EN Kg	0,2372
PESO MUESTRA Kg	0,1295
VOLUMEN EN m ³	0,0001

DENSIDAD HUMEDA EN Kg/m ³	1982,99
--------------------------------------	---------

DENSIDAD SECA EN Kg/m ³	1628,27
------------------------------------	---------

W AGUA Kg	0,0227
W SECO Kg	0,1042
HUMEDAD %	21,79

CARGA Kg 16

DIAMETRO SUPERIOR EN m	0,0598
DIAMETRO CENTRAL EN m	0,0599
DIAMETRO INFERIOR EN m	0,0599
PROMEDIO DIAMETRO EN m	0,0599

AREA EN m ²	0,0028
------------------------	--------

ALTURA MEDIA EN m	0,0232
-------------------	--------

HUMEDAD EN %

PESO DE LA TARA Kg	0,0097
P.TARA + SUELO HUMEDO Kg	0,1313
P.TARA + SUELO SECO Kg	0,1112

E. NORMAL EN Kg/m² 5684,06

PESO DEL ANILLO EN Kg	0,10920
W MUESTRA+ANILLO EN Kg	0,23440
W MUESTRA Kg	0,12520
VOLUMEN EN m ³	0,00007

DENSIDAD HUMEDA EN Kg/m ³	1917,15
--------------------------------------	---------

DENSIDAD SECA EN Kg/m ³	1600,25
------------------------------------	---------

W AGUA Kg	0,0201
W SECO Kg	0,1015
HUMEDAD %	19,80



UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
GEOMATICA
ENSAYO DE CORTE DIRECTO INV E- 154

FECHA	5 DE FEBRERO DEL 2010	SONDEO	
PROYECTO	ACUEDUCTO CORPOBLANCA	MUESTRA	APIQUE 1
LOCALIZACION	KM 16 VIA CUCUTA	PROFUNDIDAD	1.2 m

CARGA Kg	32	E. NORMAL EN Kg/m ²	11368
----------	----	--------------------------------	-------

DIAMETRO SUPERIOR EN m	0,0598
DIAMETRO CENTRAL EN m	0,0599
DIAMETRO INFERIOR EN m	0,0599
PROMEDIO DIAMETRO EN m	0,0599

PESO DEL ANILLO EN Kg	0,1090
W MUESTRA+ANILLO EN Kg	0,2305
PESO MUESTRA Kg	0,1215
VOLUMEN EN m ³	0,0001

AREA EN m ²	0,002814888
------------------------	-------------

DENSIDAD HUMEDA EN Kg/m ³	1860,49
--------------------------------------	---------

ALTURA MEDIA EN m	0,0232
-------------------	--------

DENSIDAD SECA EN Kg/m ³	1489,34
------------------------------------	---------

HUMEDAD EN %

PESO DE LA TARA Kg	0,0097
P.TARA + SUELO HUMEDO Kg.	0,1280
P.TARA + SUELO SECO Kg	0,1044

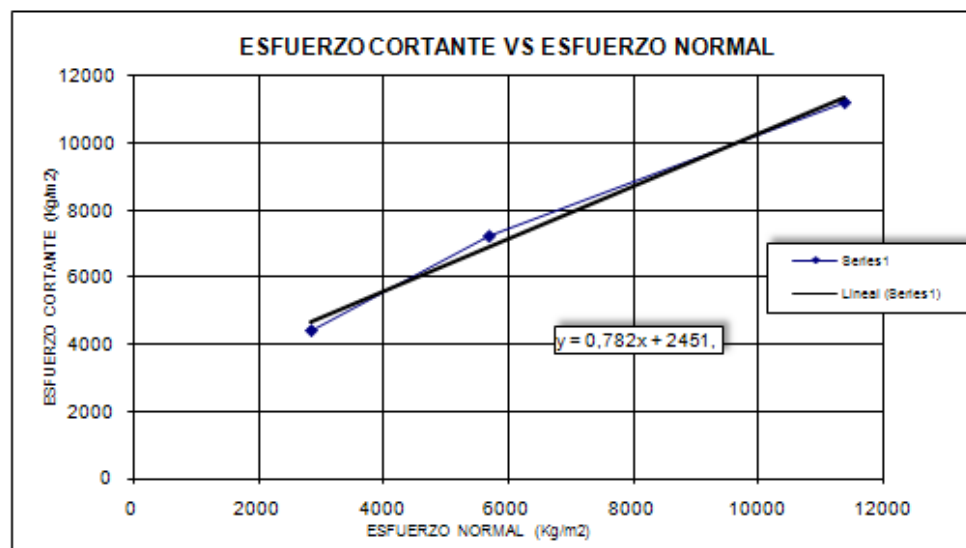
W AGUA Kg	0,0236
W SECO Kg	0,0947
HUMEDAD %	24,92



UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
GEOMATICA
ENSAYO DE CORTE DIRECTO INV E-154

FECHA	5 DE FEBRERO DEL 2010	SONDEO	
PROYECTO	ACUEDUCTO CORPOBLANCA	MUESTRA	APIQUE 1
LOCALIZACION	KM 16 VIA CUCUTA	PROFUNDIDAD	1.2 m

CARGA VERTICAL Kg	AREA m ²	CARGA HORIZONTAL MAXIMA EN Kg	ESFUERZO NORMAL Kg/m ²	ESFUERZO CORTANTE Kg/m ²
8	0,0028	12,50	2842,03	4440,67
16	0,0028	20,40	5684,06	7247,18
32	0,0028	31,60	11368,13	11226,03



HUMEDAD	22	%
PENDIENTE	0,782	
ANGULO FRICCION	38	grados
COHESIÓN	2451	Kg/m ²

Anexo N. Dimensiones Típicas De Medidores Parshall (Cm)

W	(cm)	A	B	C	D	E	F	G	K	N
1"	2.5	36.6	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9
3"	7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7
6"	15.2	62.1	61.0	39.4	40.3	45.7	30.5	61.0	7.6	11.4
9"	22.9	88.0	86.4	38.0	57.5	61.0	61.0	45.7	7.6	22.9
1'	30.5	137.2	134.4	61.0	84.5	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
1 1/2'	45.7	144.9	142.0	76.2	102.6	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
2'	61.0	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
3'	91.5	167.7	164.5	122.0	157.2	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
4'	122.0	183.0	179.5	152.2	193.8	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
5'	152.5	198.3	194.1	183.0	230.3	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
6'	183.0	213.5	209.0	213.5	266.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
7'	213.5	228.8	224.0	244.0	303.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
8'	244.0	244.0	239.2	274.5	340.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
10'	274.5	274.5	427.0	366.0	475.9	122.0	91.5	183.0	15.3	34.3

Anexo O. Valores del exponente n y del coeficiente k

Unidades metricas		
W	n	K
3"	1,547	0,176
6"	1,58	0,381
9"	1,53	0,535
1'	1,522	0,69
1 1/2'	1,538	1,054

PLANOS