

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO

CARRERA:
INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:
INGENIEROS CIVILES

TEMA:
**“REDISEÑO DE LA OBRA DE CAPTACIÓN, LINEA DE CONDUCCIÓN,
RESERVORIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO PARA EL SISTEMA DE
AGUA POTABLE DE LA COMUNIDAD SAN VICENTE DE ANDOAS,
CANTÓN PEDRO VICENTE MALDONADO PROVINCIA DE PICHINCHA”.**

AUTORES:
ANDRADE FALCONES CARLOS FRANCISCO
COLCHA VALDEZ JUAN FERNANDO

TUTOR:
JORGE IVÁN CALERO HIDALGO

Quito, marzo de 2021

CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR

Nosotros Carlos Francisco Andrade Falcones, con documento de identificación N° 230047050-3; Juan Fernando Colcha Valdez, con documento de identificación N° 172072734-4, manifestamos nuestra voluntad y cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud que somos autores del trabajo de titulación intitulado: “REDISEÑO DE LA OBRA DE CAPTACIÓN, LINEA DE CONDUCCIÓN, RESERVORIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO PARA EL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LA COMUNIDAD SAN VICENTE DE ANDOAS, CANTÓN PEDRO VICENTE MALDONADO PROVINCIA DE PICHINCHA”, mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de Ingenieros Civiles, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en nuestra condición de autores nos reservamos los derechos morales de la obra antes citada. En concordancia, suscribimos este documento en el momento que hacemos entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

(Firma)

.....

Carlos Francisco Andrade Falcones

230047050-3

Quito, marzo 2021

(Firma)

.....

Juan Fernando Colcha Valdez

172072734-4

DECLARATORIA DE COAUTORIA DEL DOCENTE TUTOR

Yo declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el trabajo de titulación, “REDISEÑO DE LA OBRA DE CAPTACIÓN, LINEA DE CONDUCCIÓN, RESERVORIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO PARA EL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LA COMUNIDAD SAN VICENTE DE ANDOAS, CANTÓN PEDRO VICENTE MALDONADO, PROVINCIA DE PICHINCHA”; realizado por Carlos Francisco Andrade Falcones y Juan Fernando Colcha Valdez, obteniendo un producto que cumple con todos los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana, para ser considerado como trabajo final de titulación

Quito, marzo de 2021

(Firma)



.....

Jorge Iván Calero Hidalgo

180048043-4

DEDICATORIA

A mis padres Carlos y Jessica, por su amor, comprensión, por su apoyo incondicional y sobre todo por ayudarme a culminar otra meta más en mi vida, les agradezco infinitamente por brindarme la oportunidad de ser un profesional y una persona de bien, les agradezco por no abandonarme en este largo y difícil camino.

A mis hermanos Doménica Andrade y Matías Andrade para que todo el esfuerzo realizado sirva de ejemplo para ellos y que sepan que todas sus metas pueden ser logradas siempre y cuando se ponga empeño y dedicación, y que sepan que siempre podrán contar conmigo cuando me necesiten.

A mi Abuela Emma Granda, por su amor incondicional y por su apoyo en los momentos más difíciles, por haberme inculcado buenos valores en mi niñez y por ser un gran ejemplo de dedicación, le agradezco por cuidarme siempre.

A mi novia Elisa a quien agradezco por todo el tiempo que ha estado apoyándome incondicionalmente y darme fortaleza en momentos difíciles, gracias por nunca abandonarme y empezaremos a trabajar por un futuro juntos y por alcanzar muchas más metas que nos proponamos.

Carlos Andrade

DEDICATORIA

El presente trabajo de titulación lo dedico principalmente a Dios, por ser el que guio mi camino, me dio fuerza para continuar en este proceso de obtener uno de mis anhelos más deseados.

A mis padres Gloria y Juan, por su amor, trabajo, dedicación y sacrificio en todos estos años, gracias a ustedes he logrado llegar hasta aquí y convertirme en lo que soy. Ha sido el más grande orgullo y privilegio ser su hijo, son los mejores padres, gracias porque siempre estuvieron junto a mí con sus palabras de aliento para que no decayera, pues ustedes son mi más grande inspiración para seguir adelante y mi tesoro máspreciado.

A mis hermanas Paola y Emily, por estar siempre presentes, acompañándome, por el apoyo incondicional y moral, que me brindaron a lo largo de esta etapa de mi vida.

A mi hermano Cristhian y mi cuñado Carlos por ser siempre las personas que me escuchaban en cualquier circunstancia de mi vida, por estar siempre pendiente de mí y darme consejos para seguir adelante con mi vida y superación.

A mis sobrinas Karla, Alejandra y mi sobrino Juan David por ser como mis hijos, que con su amor me impulsaron a seguir siempre adelante.

A toda mi familia y amigos porque con sus consejos y palabras de aliento hicieron de mí una mejor persona y de una u otra forma me acompañan a lo largo de mi vida y en el cumplimiento de todos mis sueños y metas.

A todas las personas que me han apoyado y han hecho que el trabajo de titulación se realice con éxito en especial a aquellos que nos abrieron las puertas y compartieron sus conocimientos tanto profesionales como humanos.

Juan Fernando Colcha

AGRADECIMIENTO

Primeramente queremos expresar nuestro agradecimiento a Dios por brindarnos fortaleza y sabiduría para poder superar las diferentes etapas en el transcurso de la carrera de Ingeniería civil y poder llegar a la meta de todo universitario, la cual es culminar con los estudios satisfactoriamente.

Expresamos nuestro profundo agradecimiento a los docentes y a todo el personal de la carrera de ingeniería civil por las enseñanzas y conocimientos que hemos adquirido a lo largo de la carrera, las cuales pondremos en práctica y nos servirán para ser buenos profesionales.

Agradecemos de manera especial al Ingeniero Iván Calero, quien fue nuestro tutor y un excelente guía al momento de realizar nuestro Proyecto de Titulación, ya que nos ayudó y nos transmitió sus conocimientos y experiencia.

Agradecemos a nuestro docente lector, la Ingeniera Gabriela Soria, por haberse tomado el tiempo necesario para analizar nuestro proyecto y recomendarnos los cambios que se tenían que realizar para mejorar nuestro trabajo.

Agradecemos a todas las personas que nos acompañaron en esta etapa universitaria, a nuestros padres, amigos, hermanos; aportando a nuestra formación tanto profesional como humana.

ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO I	4
ESTUDIOS PRELIMINARES	4
1.1. INTRODUCCIÓN	4
1.2. ANTECEDENTES	4
1.3. OBJETIVOS	5
1.3.1. Objetivo General	5
1.3.2. Objetivos Específicos	5
1.4. CARACTERÍSTICAS DE LA POBLACIÓN	6
1.4.1. Ubicación Geográfica.....	6
1.4.2. Clima	7
1.4.3. Topografía de la zona	7
1.5. DESCRIPCIÓN DE LA POBLACIÓN	7
1.6. ANÁLISIS HIDROLÓGICO	8
1.6.1. Relleno de Datos	11
1.6.2. Análisis de Consistencia.....	12
1.6.3. Método de Dobles Acumulaciones (Dobles masas).....	12
1.6.4. Determinación del caudal de garantía para la comunidad San Vicente de Andoas, cantón Pedro Vicente Maldonado, provincia de Pichincha	16
CAPÍTULO II	28
BASES DE DISEÑO	28
2.1. OBJETIVOS	28
2.2. PERIODO DE DISEÑO	28
2.3. POBLACIÓN DE DISEÑO	29
2.4. POBLACIÓN FUTURA	30
2.4.1. Estimación de poblaciones futuras con el Método Aritmético	30
2.4.2. Estimación de poblaciones futuras con el Método de Crecimiento Geométrico	31
2.5. DEMANDA Y CONSUMO DE AGUA	32
2.5.1. Cálculo de Dotaciones.....	32
2.5.2. Variaciones de Demanda.....	33
2.5.3. Elección del nivel de servicio.....	33
2.5.4. Cálculo de la dotación media futura.....	34
2.6. VOLÚMENES DE ALMACENAMIENTO	38
2.7. CAUDALES DE DISEÑO	39

2.7.1.	Caudal de la fuente	39
2.7.2.	Caudal de Captación.....	40
2.7.3.	Caudal de la línea de conducción	40
2.7.4.	Caudal de la Planta de Tratamiento.....	40
2.7.5.	Selección del caudal de diseño	41
CAPÍTULO III	42
DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS PARA EL SISTEMA DE CAPTACIÓN	42
3.1.	FUENTE DE ABASTECIMIENTO PARA LA COMUNIDAD SAN VICENTE DE ANDOAS.....	42
3.1.1.	Selección del Afluente.....	42
3.1.2.	Análisis de Calidad de Agua	42
3.1.3.	Captación.....	45
3.1.4.	Selección de la alternativa de captación.....	76
3.2.	TANQUE SEDIMENTADOR	77
3.3.	TRATAMIENTO DE AGUA	78
3.3.1.	Cribado	79
3.3.2.	Aireación	80
3.3.3.	Coagulación.....	81
3.3.4.	Floculación	81
3.3.5.	Filtración	83
3.3.6.	Cloración	84
3.4.	LÍNEA DE CONDUCCIÓN	84
3.4.1.	Consideraciones de Diseño	85
3.4.2.	Tipo de Tubería para utilizarse.....	85
3.4.3.	Pérdidas de carga.....	86
3.4.4.	Perdidas Longitudinales	86
3.4.5.	Pérdidas Locales.....	86
3.4.6.	Velocidad Mínima.....	86
3.4.7.	Velocidad Máxima	87
3.4.8.	Presiones.....	87
3.4.9.	Características de la conducción	87
3.4.10.	Diseño hidráulico de la línea de conducción.....	87
3.4.11.	Selección del diámetro necesario para la línea de conducción	88
3.5.	PASO AÉREO DE LA TUBERÍA.....	89
3.6.	TANQUE DE ALMACENAMIENTO	92

CAPÍTULO IV	94
IMPACTO AMBIENTAL	94
4.1. INTRODUCCIÓN	94
4.2. DESCRIPCIÓN DEL MEDIO AMBIENTE.....	94
4.3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	95
4.4. PRONÓSTICO Y ANÁLISIS DE IMPACTOS.....	96
4.4.1. Impactos positivos	96
4.4.2. Impactos negativos	96
4.5. EVALUACIÓN DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES	97
4.5.1. Matriz de Leopold	97
4.6. MITIGACIÓN, PREVENCIÓN Y COMPENSACIÓN DE LOS IMPACTOS NEGATIVOS	98
4.6.1. Interpretación gráfica de la matriz causa-efecto (Matriz de Leopold)	99
4.7. DESCRIPCIÓN DE LOS PROBLEMAS AMBIENTALES IDENTIFICADOS	99
CAPÍTULO V	102
MANUAL DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	102
5.1. FORMA DE MANEJO DEL SISTEMA HIDRÁULICO DE AGUA POTABLE PARA LA COMUNIDAD SAN VICENTE DE ANDOAS	102
5.1.1. Operación	102
5.1.2. Mantenimiento del sistema hidráulico	103
5.2. CONSEJOS Y PROCESOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	105
5.3. LIMPIEZA DE UNIDADES	106
5.4. ELABORACIÓN DEL MANUAL	106
5.4.1. Captación.....	106
5.4.2. Conducción.....	109
5.4.3. Tratamiento	112
5.4.4. Tanque de almacenamiento	113
CAPÍTULO VI	116
PRESUPUESTO Y CRONOGRAMA	116
6.1. PRESUPUESTO.....	116
6.2. CRONOGRAMA	118
CAPÍTULO VII	120
ANÁLISIS ECONÓMICO FINANCIERO	120
7.1. BENEFICIOS VALORADOS	120
7.2. COSTOS DE INVERSIÓN O PRESUPUESTO.....	120
7.3. COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO.....	121

7.4. COSTOS ANUALES DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	122
7.5. FLUJO ECONÓMICO Y FINANCIERO	123
7.6. INDICADORES ECONÓMICOS VAN, TIR, B/C	123
CAPÍTULO VIII	126
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	126
8.1. CONCLUSIONES	126
8.2. RECOMENDACIONES	128
CAPÍTULO IX	129
REFERENCIAS	129
ANEXOS	130

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Estaciones meteorológicas	9
Tabla 2 Información Rellenada estación M0327	14
Tabla 3 Información Homogenizada estación M0327	15
Tabla 4 Caudales medios mensuales determinados por el método SCS	22
Tabla 5 Caudales calculados por el método racional	27
Tabla 6 Niveles de servicio para sistemas de agua potable.....	33
Tabla 7 Dotaciones de agua para los diferentes niveles de servicio.....	35
Tabla 8 Porcentajes de fugas a considerarse en el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable.....	36
Tabla 9 Resultados del análisis físico-químico de la calidad del agua	43
Tabla 10 Interpretación de resultados del análisis físico-químico de la calidad del agua.....	44
Tabla 11 Valores del Factor Z en función de la zona sísmica adoptada	47
Tabla 12 Datos a considerar para el diseño de la captación	48
Tabla 13 Longitud mínima del desarenador para cada diámetro de partícula.....	60
Tabla 14 Análisis comparativo de las alternativas de la obra de captación	76
Tabla 15 Indicadores de calidad de agua del rio Maldonado Chico	79
Tabla 16 Selección del diámetro necesario para la línea de conducción	88
Tabla 17 Hoja de resumen del pase aéreo	90
Tabla 18 Datos para el diseño del tanque de almacenamiento	92
Tabla 19 Manual de operación para la obra de captación	107
Tabla 20 Manual de mantenimiento de la captación	108
Tabla 21 Manual de operación de la conducción	110
Tabla 22 Manual de mantenimiento de la conducción.....	111
Tabla 23 Manual de operación de la planta de tratamiento.....	112
Tabla 24 Manual de mantenimiento de la planta de tratamiento.....	113
Tabla 25 Manual de operación del tanque de almacenamiento.....	114
Tabla 26 Manual de mantenimiento del tanque de almacenamiento	114
Tabla 27 Presupuesto del proyecto.....	116
Tabla 28 Cronograma del proyecto	119

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1	Tanque de niveles de la captación actual.....	1
Ilustración 2	Tanque de bombeo de la captación actual	2
Ilustración 3	Pase aéreo de la conducción actual.....	2
Ilustración 4	Tanque de almacenamiento actual.....	3
Ilustración 5	Ubicación del proyecto.....	7
Ilustración 6	Ubicación de las estaciones meteorológicas.....	9
Ilustración 7	Cuadro de información meteorológica de la estación M0025	10
Ilustración 8	Cuadro de información meteorológica de la estación M0325	10
Ilustración 9	Cuadro de información meteorológica de la estación M0327	11
Ilustración 10	Clasificación hidrológica de los suelos	18
Ilustración 11	Mapa de uso de los suelos del cantón Pedro Vicente Maldonado.....	20
Ilustración 12	Relación de precipitaciones	21
Ilustración 13	Curva de duración general.....	23
Ilustración 14	Curva de duración general (Ampliación N°1).....	24
Ilustración 15	Curva de duración general (Ampliación N°2).....	24
Ilustración 16	Superficie de la comunidad San Vicente de Andoas	29
Ilustración 17	Mapa de diseño sísmico.....	47
Ilustración 18	Esquema de la captación (Alternativa A). Vista en Planta (No escalado).....	50
Ilustración 19	Esquema de la captación (Alternativa A). Corte A-A	51
Ilustración 20	Esquema de la captación (Alternativa A). Corte B-B	51
Ilustración 21	Esquema de la captación (Alternativa A). Corte C-C	52
Ilustración 22	Dique de captación (Alternativa A).....	53
Ilustración 23	Rejilla de captación (Alternativa A).....	56
Ilustración 24	Cámara de captación (Alternativa A)	57
Ilustración 25	Tubería de acero, conexión entre la cámara de captación y pozo de control de niveles (Alternativa A)	58
Ilustración 26	Pozo de control de niveles (Alternativa A).....	61
Ilustración 27	Válvulas de control (Alternativa A)	62
Ilustración 28	Muros de canal (Alternativa A)	63
Ilustración 29	Pozo de disipación (Alternativa A)	65
Ilustración 30	Esquema de la captación (Alternativa B). Vista en Planta (No escalado).....	66

Ilustración 31	Esquema de la captación (Alternativa B). Corte A-A	67
Ilustración 32	Esquema de la captación (Alternativa B). Corte B-B.....	67
Ilustración 33	Esquema de la captación (Alternativa B). Corte C-C.....	68
Ilustración 34	Dique de captación (Alternativa B).	69
Ilustración 35	Rejilla de captación (Alternativa B).	71
Ilustración 36	Cámara de captación (Alternativa B).	72
Ilustración 37	Pozo de control de niveles (Alternativa B).....	73
Ilustración 38	Válvula de control (Alternativa B)	73
Ilustración 39	Muros de canal (Alternativa B)	74
Ilustración 40	Pozo de disipación (Alternativa B).....	75
Ilustración 41	Rejilla.....	80
Ilustración 42	Zanjón de aireación.....	81
Ilustración 43	Floculadores hidráulicos.....	82
Ilustración 44	Floculador de flujo horizontal	82
Ilustración 45	Floculador de flujo vertical.....	83
Ilustración 46	Filtros de arena	83
Ilustración 47	Esquema de pasaje aéreo	90
Ilustración 48	Vista en planta del esquema del tanque de almacenamiento	93
Ilustración 49	Vista lateral del esquema del tanque de almacenamiento	93
Ilustración 50	Matríz de Leopold	99

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1	Precipitaciones mensuales de la estación M0025 (La Concordia)	130
Anexo 2	Precipitaciones mensuales de la estación M0325 (García Moreno).....	131
Anexo 3	Precipitaciones mensuales de la estación M0327 (Chontal Bajo).....	132
Anexo 4	Relleno de Información de la estación M0325 – Método de la media aritmética...	133
Anexo 5	Relleno de Información de la estación M0327 – Método de la media aritmética...	134
Anexo 6	Relleno de información restante anual – Método de proporción normal y Media aritmética.....	135
Anexo 7	Información Completa de la estación M0325	148
Anexo 8	Información Completa de la estación M0327	149
Anexo 9	Verificación de datos de precipitación (Validación de datos).....	150
Anexo 10	Homogenización de la información (Método de doble masa).....	151
Anexo 11	Información Homogenizada	163
Anexo 12	Tabla de coeficientes de escorrentía.....	164
Anexo 13	Tabla de número de curva	165
Anexo 14	Caudales Medios mensuales.....	166
Anexo 15	Curva de duración general.....	167
Anexo 16	Ensayo de Calidad de agua.....	170
Anexo 17	Estudio de Suelos	172
Anexo 18	Análisis de estabilidad al deslizamiento del dique (Alternativa A)	176
Anexo 19	Dimensionamiento de la rejilla de captación (Alternativa A)	179
Anexo 20	Análisis de estabilidad del dique de la cámara de captación (Alternativa A)	182
Anexo 21	Análisis de estabilidad de los muros del canal (Alternativa A).....	185
Anexo 22	Diseño de la obra de disipación (Alternativa A)	188
Anexo 23	Análisis de estabilidad al deslizamiento del dique (Alternativa B).....	191
Anexo 24	Dimensionamiento de la rejilla de captación (Alternativa B)	194

Anexo 25 Análisis de estabilidad de los muros del canal (Alternativa B).....	196
Anexo 26 Diseño de la obra de disipación (Alternativa B)	199
Anexo 27 Sedimentador.....	202
Anexo 28 Línea de conducción.....	204
Anexo 29 Diseño del pase aéreo	206
Anexo 30 Valores del coeficiente K para pérdidas singulares.....	214
Anexo 31 Diseño del tanque de almacenamiento	215
Anexo 32 Matriz de Leopold	223
Anexo 33 Cotización de la Bomba	224
Anexo 34 Ficha Técnica de la Bomba	225
Anexo 35 Planos	227

RESUMEN

El presente proyecto tiene como finalidad el rediseño del sistema de *abastecimiento de agua potable* para la Comunidad San Vicente de Andoas, ubicada en el cantón Pedro Vicente Maldonado. En la actualidad la Comunidad trabaja con un sistema de abastecimiento el cual presenta problemas, entre ellos el principal problema es la *obstrucción* del tanque de bombeo debido a los *sedimentos* en las épocas de lluvia. Para el rediseño del nuevo sistema de abastecimiento de agua se tomará en cuenta las normas técnicas de diseño para de esta manera cumplir estándares de calidad y eficiencia. Se realizó una reunión directa con los representantes legales de la comunidad, en la que ellos manifestaron sus problemas y requerimientos, además se entregó información necesaria para el proyecto como: *población*, análisis de la calidad del agua y problemas socioeconómicos.

Se realizó dos propuestas para mejorar el sistema de captación de agua, un sistema de *captación* con rejilla horizontal y un sistema de captación con *rejilla* vertical. Se llegó a la conclusión que el sistema que conviene a la comunidad es un sistema con rejilla horizontal debido a los costos y a la facilidad de construcción. Además, se realizó el diseño de un tanque sedimentador para evitar la obstrucción en el tanque de bombeo y se rediseño una nueva línea de *conducción*. Finalmente se realizó el diseño de un nuevo tanque de *almacenamiento* tomando en cuenta la población futura en la vida útil del proyecto.

También se tomó en cuenta un *manual* de operación y mantenimiento para las obras diseñadas y un estudio de *impacto ambiental* para conocer los impactos positivos y negativos por la ejecución de dicho proyecto. Finalmente se realizó un análisis técnico- económico para conocer la *factibilidad* del proyecto, el cual nos dio como resultado que el proyecto es rentable tanto en costo como en beneficios.

Palabras clave: abastecimiento, agua potable, obstrucción, sedimentos, población, captación, rejilla, conducción, almacenamiento, manual, impacto ambiental, factibilidad.

ABSTRACT

The purpose of this project is to redesign the potable *water supply* system for the San Vicente de Andoas Community, located in the Pedro Vicente Maldonado canton. Currently, the Community works with a supply system which presents problems, among them the main problem is the *obstruction* of the pumping tank due to *sediments* in the rainy season. For the redesign of the new water supply system, technical design standards will be taken into account in order to meet quality and efficiency standards. A direct meeting was held with the legal representatives of the community, in which they told us about the problems and requirements, and they also provided us with the necessary information for our project such as: *population*, water quality analysis and socioeconomic problems.

Two proposals were made to improve the water catchment system, a *catchment* system with a horizontal grate and a catchment system with a vertical *grid* grate. It was concluded that the system that is most convenient and beneficial for the community is a horizontal grid or grate system due to costs and ease of construction. In addition, the design of a settling tank was carried out to avoid obstruction in the pumping tank and a new *conduction* line was redesigned. Finally, a new *storage* tank was designed to consider the future increase in the communities population.

An operation and maintenance *manual* for the designed works and an *environmental impact* study were also taken into account to know the positive and negative impacts of the execution. Finally, a technical-economic analysis was carried out to know the *feasibility* of the project, which gave us as a result that the project is both cost effective and beneficial.

Keywords: water supply, obstruction, sediments, population, catchment, grid, conduction, storage, manual, environmental impact, feasibility.

EVALUACIÓN DEL SISTEMA ACTUAL

El actual sistema hidráulico presenta ciertos inconvenientes ya sean de tipo estructural o hidráulicos, el primer problema lo encontramos en la captación porque no posee un buen sistema de desarenador y las partículas taponan el tanque de succión en las épocas de crecidas por la acumulación de sedimentos. El encargado del mantenimiento se ve en la necesidad de suspender el servicio por varias horas hasta realizar la limpieza respectiva. Es por eso por lo que la propuesta para el nuevo sistema hidráulico incorpora ciertas mejoras en los diseños e implementación de nuevas estructuras para un funcionamiento óptimo de todo el sistema de impulsión, conducción y almacenamiento.

Ilustración 1

Tanque de niveles de la captación actual



Elaborado por: Andrade-Colcha

Para solucionar el problema de sedimentación se propone la implantación de la rejilla en la cámara de captación y su respectivo desarenador antes de ingresar al tanque de succión.

Ilustración 2

Tanque de bombeo de la captación actual



Elaborado por: Andrade-Colcha

En el caso de la línea de conducción, por cuestiones topográficas y geográficas se ve en la necesidad de colocar un tramo de aproximadamente 30m de tubería elevada que necesita un nuevo pase aéreo con un nuevo sistema estructural con sus respectivos anclajes de concreto y cables tensores de acero ya que no se permitió seguir instalando la tubería de forma enterrada.

Ilustración 3

Pase aéreo de la conducción actual



Elaborado por: Andrade-Colcha

El actual tanque de almacenamiento tiene una capacidad de 200m³ y presenta problemas de fisuras en las paredes, en la nueva propuesta para el diseño del nuevo tanque de almacenamiento se toma en cuenta la proyección de la población futura y se propone un hormigón de buena calidad.

Ilustración 4

Tanque de almacenamiento actual



Elaborado por: Andrade-Colcha

CAPÍTULO I

ESTUDIOS PRELIMINARES

1.1. INTRODUCCIÓN

Las obras hidráulicas de agua potable que se diseñarán tienen connotación vital para las personas y la biótica en general, por lo que es necesario que sean adecuadamente diseñadas y construidas para asegurar su operación óptima, confiable, eficaz, eficiente y concordante con los principios de sostenibilidad ambiental.

Este tipo de proyectos de la ingeniería civil deben ser diseñados considerando integralmente todos sus componentes, a través de los respectivos criterios, estudios y procesos constructivos para garantizar de una manera efectiva y sustentable el buen funcionamiento de estas obras, con la finalidad de abastecer de agua a la población actual y a la población futura, ya que el agua es el elemento principal y vital para la supervivencia de todos los seres vivos y la naturaleza en general.

Para el diseño de la captación, línea de conducción y planta de tratamiento es necesario la realización de ciertos estudios preliminares como: topográficos, demográficos, hidrológicos, geomecánicos y de calidad de agua con la finalidad de garantizar un diseño confiable y que aporte a mejorar el servicio de agua de la comunidad, tanto en cantidad y calidad.

1.2. ANTECEDENTES

Con el fin de mejorar la calidad de vida y los procesos productivos de la zona, la junta administradora de agua potable San Vicente de Andoas, perteneciente al Cantón Pedro Vicente Maldonado, Provincia de pichincha, solicita a la Universidad Politécnica Salesiana realizar nexos de cooperación interinstitucional en varios frentes y necesidades que tiene la Comunidad, solicitando la factibilidad, el rediseño de la obra de captación y línea de conducción y el nuevo diseño de un Reservoirio y planta de tratamiento para el sistema de agua potable.

Los moradores de la comunidad actualmente utilizan el agua del río Maldonado Chico, el cual se encuentra a una distancia de 1.5 Km al reservorio de agua. Hace 22 años se proyectó una línea de conducción de agua potable para una población aproximada de 120 personas, pero en la actualidad la población aumentó, formándose urbanizaciones y generando el problema actual del no abastecimiento de agua a toda la comunidad, ya que en la actualidad son 1800 habitantes.

Este es un proyecto integral que se trabajará juntamente con las carreras de: Ingeniería Civil, Ingeniería Mecánica e Ingeniería Eléctrica.

El proyecto será dirigido por el tutor del proyecto de titulación de cada carrera, con la finalidad de garantizar su correcta elaboración.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo General

Rediseñar la obra de toma, línea de conducción, reservorio y planta de tratamiento con la finalidad de proveer el sistema de agua potable a la comunidad San Vicente de Andoas, cumpliendo estándares de calidad y cantidad, de acuerdo con la Norma de diseño para sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural (Norma co. 10.7-602-Revisión).

1.3.2. Objetivos Específicos

- Recopilar, evaluar y actualizar la información básica disponible relativa al proyecto: cartográfica, demográfica, hidrológica, climática, geológica, socio-económica, ambiental y de calidad del agua.
- Rediseñar la obra de captación de agua en el río Maldonado Chico, el reservorio y la estación de bombeo en concordancia con las nuevas condiciones del sistema, la línea de

conducción y la planta de tratamiento para satisfacer la necesidad de la población de diseño de la comunidad.

- Elaborar el presupuesto y cronograma referencial, teniendo en cuenta los materiales y las actividades necesarias para la construcción del sistema de abastecimiento de agua potable.
- Elaborar los planos de Diseños hidráulicos, estructurales y el detalle de la línea de conducción de agua potable, realizando cálculos necesarios y consideraciones de diseño, para definir de manera más exacta cada uno de los elementos necesarios para la correcta ejecución del proyecto.

1.4. CARACTERÍSTICAS DE LA POBLACIÓN

1.4.1. Ubicación Geográfica

San Vicente de Andoas se ubica en el km 108 vía Calacalí-La Independencia. Astronómicamente está a 0°5' Latitud Norte y 78°56' Longitud Occidental. Geográficamente se la localiza con dirección noroccidental de la provincia de Pichincha. Delimita al norte con el cantón Pedro Vicente Maldonado, al sur y este con el cantón San Miguel de los Bancos, al oeste con el cantón Puerto Quito.

Las coordenadas geográficas del punto de estudio (Obra de captación) son: N 6908,667 y E 724654,258. El punto de estudio se encuentra a una altitud de 732 m.s.n.m.

En la siguiente figura se encuentra detallada la ubicación de nuestro proyecto de estudio, específicamente dónde se encuentra ubicada la captación y planta de tratamiento y por donde atraviesa la línea de conducción.

Ilustración 5

Ubicación del proyecto



Fuente: ARCGIS

1.4.2. Clima

La comunidad San Vicente de Andoas posee un clima cálido-húmedo y según datos del INAMHI no registra mayores cambios de temperatura. Su temperatura varía desde los 18°C hasta los 29°C. La temperatura media anual es de 24°C. Tiene una humedad entre el 85% y 90%. La precipitación media anual de la región es de 2800 mm. El índice UV es de 5.

1.4.3. Topografía de la zona

El proyecto se encuentra ubicado en una zona irregular levemente pronunciada, con una altura máxima de 811 m.s.n.m y una altura mínima de 729 m.s.n.m.

La topografía correspondiente al proyecto se encuentra elaborada en una vista en planta con escala 1:2250 y en una vista en perfil con escala 1:2000.

1.5. DESCRIPCIÓN DE LA POBLACIÓN

Actualmente en la Comunidad San Vicente de Andoas se registran 387 medidores de agua potable, con un promedio de 5 habitantes por cada medidor, dando un promedio de 1935

habitantes aproximadamente. Asumimos una población para nuestro proyecto de 5 habitantes/vivienda.

En su mayoría los habitantes de la comunidad se dedican a la agricultura y ganadería, siendo el agua de fundamental importancia para dichas actividades.

1.6. ANÁLISIS HIDROLÓGICO

El punto de estudio del proyecto en la Comunidad San Vicente de Andoas se encuentra ubicado dentro del cantón Pedro Vicente Maldonado como ya se ha mencionado.

El cantón Pedro Vicente Maldonado como ya se mencionó, se ubica sobre las estribaciones occidentales de la Cordillera de los Andes, en la cuenca del río Esmeraldas. Las aguas territoriales del cantón bajan hacia el norte hasta el río Guayllabamba y en el sur del cantón hacia el río Blanco. La subcuenca del río Guayllabamba, tiene su cauce principal y los ríos tributarios con patrones de drenaje paralelo dendrítico: Pizará, San Dimas, Cristal, Tatalá compartido a lo largo de su curso con San Miguel de Los Bancos, y río Pachijal con sus aportes por la margen derecha en la parroquia rural de Pacto del Distrito Metropolitano de Quito. El sur y poniente del cantón forman parte de la subcuenca del río Blanco que también pertenece a la cuenca del río Esmeraldas, siendo sus principales tributarios los ríos Silanche, Cabuyales, Caoní, Achote y Abundancia, con patrones de drenaje paralelo, subparalelo dendrítico (GAD Pedro Vicente Maldonado, 2014, pág. 38)

En nuestra área de estudio no existen estaciones meteorológicas ni hidrológicas, por tal motivo se han escogido las estaciones más cercanas que cuentan con los datos necesarios para realizar el estudio hidrológico.

Las estaciones meteorológicas más cercanas al punto de estudio de nuestro proyecto son las siguientes:

Tabla 1

Estaciones meteorológicas

		LATITUD	LONGITUD	
M0025	LA CONCORDIA	0°1'29,20'' S	79°22'49''W	379
M0325	GARCÍA MORENO	0°14'5''N	78°37'38''W	1950
M0327	CHONTAL BAJO (GUAYLL.DJ ALAMBI)	0°14'0''N	78°50'0''W	700

Elaborado por: Andrade-Colcha

Ilustración 6

Ubicación de las estaciones meteorológicas



Fuente: ARCGIS

Se trabajará con las estaciones meteorológicas M0025 “La Concordia”, M0325 “García Moreno” y M0327 “Chontal bajo (Guayll.Dj Alambi)” ya que se encuentran más cerca a nuestro punto de estudio.

En la siguiente imagen se puede observar los anuarios meteorológicos de la estación M0025 “La Concordia”:



Ilustración 7

Cuadro de información meteorológica de la estación M0025

CUADRO DE INFORMACIÓN METEOROLÓGICA

NOMBRE: LA CONCORDIA CODIGO: M0025
 Precipitación Total Mensual (mm)
 PERIODO: 1995 - 2012 LATITUD: 0G 01' 29.20" S LONGITUD: 79G 22' 49.00"W ELEVACION: 379.00

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1995												
1996												
1997												
1998												
1999												
2000												
2001												
2002												
2003												
2004												
2005												
2006												
2007												
2008												
2009												
2010												
2011												
2012												

INFORMACIÓN NO EXISTENTE 
 INFORMACIÓN EXISTENTE 

Elaborado por: Andrade-Colcha

En este caso se observa que no existen datos faltantes en esta estación, por tal motivo no es necesario realizar un relleno de información.

En la siguiente imagen se puede observar los anuarios meteorológicos de la estación M0325 “García Moreno”:



Ilustración 8

Cuadro de información meteorológica de la estación M0325

CUADRO DE INFORMACIÓN METEOROLÓGICA

NOMBRE: GARCÍA MORENO CODIGO: M0325
 Precipitación Total Mensual (mm)
 PERIODO: 1995 - 2012 LATITUD: 0G 14' 5"N LONGITUD: 78G 37' 38"W ELEVACION: 1950

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1995												
1996												
1997												
1998												
1999												
2000												
2001												
2002												
2003												
2004												
2005												
2006												
2007												
2008												
2009												
2010												
2011												
2012												

INFORMACIÓN NO EXISTENTE 
 INFORMACIÓN EXISTENTE 

Elaborado por: Andrade-Colcha

En la siguiente imagen se puede observar los anuarios meteorológicos de la estación M0327 “Chontal bajo (Guayll.Dj Alambi)”:

Ilustración 9

Cuadro de información meteorológica de la estación M0327

CUADRO DE INFORMACIÓN METEOROLÓGICA

NOMBRE: CHONTAL BAJO (GUAYLL.DJ ALAMBI) CODIGO: M0327
 Precipitación Total Mensual (mm)
 PERIODO: 1995 - 2012 LATITUD: 0G 14' 0"N LONGITUD: 78G 50' 0"W ELEVACION: 700.00

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1995												
1996												
1997												
1998												
1999												
2000												
2001												
2002												
2003												
2004												
2005												
2006												
2007												
2008												
2009												
2010												
2011												
2012												

INFORMACIÓN NO EXISTENTE 
 INFORMACIÓN EXISTENTE 

Elaborado por: Andrade-Colcha

En los casos de las estaciones M0325 y M0327 se observa que existen varios datos faltantes, por tal motivo es necesario realizar el relleno. Para el caso existen varios métodos.

1.6.1. Relleno de Datos

Muchas veces por la falta de información es necesario estimar la precipitación en una estación determinada, tomando en cuenta valores de las estaciones cercanas.

Para este proyecto se ha trabajado con dos métodos para el relleno de información: Media Aritmética y Proporción Normal.

- **Método de la Media Aritmética**

Consiste en calcular el promedio de las precipitaciones anuales del mes en el que se encuentre el dato faltante. Cabe mencionar que este método se puede utilizar cuando existe solo un dato faltante del mes deseado.

- **Método de la Proporción Normal**

Este método consiste en estimar las precipitaciones faltantes de las estaciones necesarias. Para aplicar el método es necesario que se cuente con dos o más estaciones y posteriormente aplicar la siguiente fórmula:

$$P_x = \frac{1}{3} \left[\frac{N_x}{N_A} P_A + \frac{N_x}{N_B} P_B + \frac{N_x}{N_C} P_C \right]$$

Donde:

P_x = Dato faltante

N_A, N_B, N_C = Precipitación promedio anual de las estaciones de referencia

P_A, P_B, P_C = Precipitación del mes correspondiente al dato faltante de cada estación

N_x = Precipitación promedio anual de la estación con el dato faltante

Con la información obtenida se procede a realizar el análisis de consistencia de los datos.

1.6.2. Análisis de Consistencia

El análisis de consistencia de los datos pluviométricos se debe realizar antes de empezar con un estudio hidrológico debido a la presencia de heterogeneidades que se dan por varias razones tales como alteraciones naturales o inducidas por el hombre, que por consiguiente deben ser corregidas para que el resultado del estudio sea más preciso (Gutiérrez, 2014).

Para la realización del análisis de consistencia existen varios métodos; para el presente proyecto hemos optado por aplicar el método de dobles acumulaciones (Dobles masas).

1.6.3. Método de Dobles Acumulaciones (Dobles masas)

“El método consiste en graficar la precipitación acumulada cuya consistencia se desea establecer, contra la precipitación media acumulada del grupo de estaciones cuyos datos se asumen consistentes” (Gutiérrez, 2014, pág. 151).

Para nuestro proyecto hemos seleccionado la estación M0025 como la estación de referencia (estación patrón) y la estación M0327 como la estación destinada a realizar la homogenización de datos, debido a que es la más cercana a nuestra zona de estudio.

La información se considera homogenizada cuando el coeficiente de correlación (R) es igual a 1. Esto quiere decir que existe una correlación perfecta.

Tabla 2*Información Rellenada estación M0327*

NOMBRE: CHONTAL BAJO (GUAYLLABAMBA.DJ ALAMBI)													CODIGO: M0327	
Precipitación Total Mensual (mm)														
PERIODO: 1995 - 2012	LATITUD: 0G 14' 0" N			LONGITUD: 78G 50' 0"W				ELEVACION: 700.00						
AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	suma	media
1995	31,3	194,4	145,3	346,3	139,4	111,0	51,4	80,4	13,1	128,5	63,9	54,6	1359,6	113,3
1996	298,0	279,2	314,6	251,6	208,5	31,0	75,7	27,8	22,7	87,0	18,3	63,8	1678,2	139,9
1997	349,9	166,1	241,0	221,2	149,2	72,5	19,4	6,1	124,0	209,0	132,5	99,4	1790,3	149,2
1998	20,8	92,4	59,7	365,0	105,1	53,5	22,2	40,3	57,4	23,4	44,7	57,1	941,6	78,5
1999	185,8	200,1	263,0	122,9	56,1	43,2	77,4	9,2	113,6	188,0	76,7	132,7	1468,7	122,4
2000	192,3	252,1	155,5	250,7	222,2	226,2	5,4	3,3	6,7	8,9	3,8	139,6	1466,7	122,2
2001	211,2	139,1	164,8	118,7	119,4	21,0	0,0	0,4	0,0	51,3	36,5	85,8	948,2	79,0
2002	109,0	156,4	178,9	265,4	129,2	74,4	14,5	0,0	0,0	91,6	126,4	177,1	1322,9	110,2
2003	92,2	78,9	134,9	227,3	109,4	51,4	47,2	237,4	180,8	127,5	88,9	140,7	1516,6	126,4
2004	170,9	77,0	250,0	101,3	173,2	61,8	33,7	18,8	202,0	0,0	44,4	82,3	1215,4	101,3
2005	58,6	129,3	212,2	213,9	32,1	5,7	2,5	0,0	1,0	64,3	51,2	155,5	926,3	77,2
2006	98,4	264,4	262,9	205,7	126,0	155,1	0,0	15,8	73,1	28,6	177,0	150,7	1557,7	129,8
2007	195,2	156,7	115,9	372,0	116,9	49,6	77,7	11,2	6,1	101,1	53,4	135,0	1390,8	115,9
2008	156,4	280,5	227,2	311,9	180,3	241,7	73,4	77,2	67,3	163,5	34,2	141,2	1954,8	162,9
2009	348,0	349,5	320,0	276,9	235,2	208,9	66,3	30,9	6,7	22,1	0,0	255,0	2119,5	176,6
2010	143,0	280,0	201,5	395,6	212,9	86,6	172,6	20,1	11,0	7,4	438,5	585,2	2554,4	212,9
2011	408,2	380,9	226,4	475,4	61,5	27,4	86,9	5,5	9,6	163,6	43,2	142,8	2031,4	169,3
2012	284,0	381,7	153,2	247,4	305,9	37,8	24,0	1,4	11,2	99,8	166,1	124,9	1837,4	153,1

Elaborado por: Andrade-Colcha

Tabla 3*Información Homogenizada estación M0327*

NOMBRE: CHONTAL BAJO (GUAYLLABAMBA.DJ ALAMBI) CODIGO: M0327														
Precipitación Total Mensual (mm)														
PERIODO: 1995 - 2012	LATITUD: 0G 14' 0" N			LONGITUD: 78G 50' 0"W				ELEVACION: 700.00						
AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	suma	media
1995	288,7	984,5	173,1	644,2	125,9	23,7	37,2	15,8	1,5	337,7	172,8	306,3	3111,5	259,3
1996	178,2	947,5	374,9	318,5	102,2	17,3	18,0	7,4	2,6	67,1	115,2	42,5	2191,3	182,6
1997	209,2	987,1	287,2	872,5	282,2	160,5	296,3	139,8	158,8	2564,8	6116,4	645,4	12720,1	1060,0
1998	388,0	805,2	489,7	1092,7	446,0	118,4	339,1	15,2	15,4	47,1	340,7	62,1	4159,5	346,6
1999	142,9	1061,5	294,2	1023,2	238,0	28,3	27,7	5,9	23,3	220,8	584,5	144,2	3794,7	316,2
2000	81,1	749,8	287,0	677,4	136,8	24,2	6,0	6,6	12,0	267,9	74,4	90,4	2413,6	201,1
2001	232,3	656,7	304,2	906,8	100,5	2,7	23,8	0,8	6,3	16,3	90,0	100,3	2440,8	203,4
2002	176,2	1056,3	330,2	817,5	234,5	59,1	12,1	0,0	20,2	307,3	565,2	531,4	4109,9	342,5
2003	341,6	1031,8	249,0	700,2	198,5	19,7	44,3	9,7	0,6	427,7	260,4	422,1	3705,6	308,8
2004	148,9	1006,9	219,4	312,0	186,0	15,8	11,8	2,8	15,3	335,3	584,4	41,2	2879,9	240,0
2005	91,6	578,8	403,6	873,9	13,6	1,5	1,6	0,0	4,5	113,1	267,6	204,0	2553,9	212,8
2006	144,9	841,1	342,5	523,0	97,3	20,4	14,1	26,2	9,1	85,0	4498,8	64,7	6667,0	555,6
2007	287,5	1104,4	392,1	689,6	337,4	54,7	69,0	5,3	6,3	58,3	425,7	115,9	3546,2	295,5
2008	426,2	1114,6	254,9	578,2	92,1	20,6	90,5	19,4	28,4	187,6	272,7	93,1	3178,2	264,9
2009	296,7	520,5	224,1	513,3	120,1	2,1	26,9	5,9	1,3	27,4	92,4	572,4	2403,1	200,3
2010	189,2	1055,4	335,2	733,4	212,9	13,9	70,1	19,5	11,0	44,7	1192,8	493,1	4371,1	364,3
2011	408,2	380,9	226,4	475,4	61,5	27,4	86,9	5,5	9,6	163,6	43,2	142,8	2031,4	169,3
2012	284,0	381,7	153,2	247,4	305,9	37,8	24,0	1,4	11,2	99,8	166,1	124,9	1837,4	153,1

Elaborado por: Andrade-Colcha

1.6.4. Determinación del caudal de garantía para la comunidad San Vicente de Andoas, cantón Pedro Vicente Maldonado, provincia de Pichincha

Para establecer los caudales de diseño en las obras de aprovechamiento (Caudales de Garantía), se lo determina con la ayuda de la curva de duración general que sirve para determinar datos de diseño para las diferentes obras de aprovechamiento y garantizar un caudal a lo largo de un determinado tiempo de funcionamiento.

Para obtener los caudales de garantía vamos a utilizar la curva de duración general, que a continuación se detallará con los siguientes pasos:

- a) Se obtiene con el análisis de frecuencias de una serie histórica de caudales medios diarios en el sitio del proyecto.
- b) En el caso de no contar con los caudales medios diarios se puede trabajar con los caudales medios mensuales.

En el proyecto de San Vicente de Andoas se posee datos de las precipitaciones de las estaciones meteorológicas M0025 “La Concordia”, M0325 “García Moreno” y M0327 “Chontal bajo (Guayll.Dj Alambi)”, que fueron ya mencionadas; y que se encuentran más cerca a nuestro punto de estudio. Con las precipitaciones obtendremos los caudales mediante el método SCS (Soil Conservation Service) y poder generar la curva de duración general la cual vamos a determinar por el método de probabilidades de Weibull.

1.6.4.1. Determinación de caudales medios mensuales por el método SCS (Soil Conservation Service). Es un método de procedimiento del número de curva desarrollado por el Servicio de Conservación de Recursos Naturales de EEUU, (Natural Resources Conservation Service – NRCS), originalmente llamado Servicio de Conservación de Suelos (Soil Conservation Service - SCS) que sirve para calcular la precipitación efectiva como una función de la lluvia acumulada, las condiciones de humedad, el uso y la cobertura del suelo,

precipitación y condiciones de la cuenca en base a las investigaciones desarrolladas de cuencas con un área de hasta 2600km².

Uno de los principales parámetros e información básica necesaria es la consideración de un índice de unidad del suelo. Debido a que se pueden presentar dificultades en las condiciones iniciales producidas por las lluvias de los datos normales disponibles, el método SCS reduce esas condiciones a los siguientes casos:

- **CONDICIÓN I (SUELO SECO):** El suelo se encuentra seco sin que se evidencie que las plantas se marchiten, presenta fácil trabajabilidad para arar y cultivar, esta condición no será tomada en cuenta para el cálculo de crecida ya que producen caudales pequeños (Lavao Pastrana, 2014)
- **CONDICIÓN II: (SUELO MEDIO):** El suelo no se encuentra ni muy seco ni muy húmedo, es decir en estado media esta condición está asociada con el cálculo de crecidas anuales o medias (Lavao Pastrana, 2014)
- **CONDICIÓN III: (SUELO HÚMEDO):** El estado de los suelos de la cuenca está próximo a la saturación, es decir se encuentra muy húmedo, a consecuencia que 5 días anteriores al evento de precipitación a analizar se han producido fuertes lluvias o lluvias leves acompañadas de bajas temperaturas; esta condición es la óptima para determinar crecidas máximas ya que producen caudales grandes (Lavao Pastrana, 2014).

1.6.4.1.1. Clasificación hidrológica de los suelos. Los suelos han sido clasificados en 4 grupos (A, B, C, D) de acuerdo con su escorrentía, y serán detallados en la siguiente ilustración:

Ilustración 10

Clasificación hidrológica de los suelos

GRUPO	CLASE TEXTURAL	TASA DE INFILTRACIÓN (mm/hora)	PROF. EFECTIVA DEL SUELO cm / Denominación	DRENAJE DE LOS SUELOS	MOVIMIENTO DEL AGUA EN EL SUELO	
A	Arenoso	12	160	Muy profundos	Muy Exc. drenados	Muy rápido
	Areno franco	11	145		Excesivamente drenados	
	Franco arenoso	10	130		Algo exc. drenados	Rápido
B	Franco	9	115	Profundos	Mod. bien drenados	Moderado
	Franco limoso	8	100	Moderadamente profundos	Bien drenados	Optimo
	Limoso	7	85		Mod. bien drenados	Moderado
C	Franco arcillo arenoso	6	70	Superficiales	Imperfectamente drenados	Lento
	Franco arcilloso	5	55		Escasamente drenados	Muy lento
	Franco arcillo limoso	4	40		Muy esc. drenados	
D	Arcillo arenoso	3	25	Muy superficiales	Muy esc. drenados	Muy lento
	Arcillo limoso	2	10	Ext. superficiales		
	Arcilloso	1	0			

Fuente: Engineering Field Manual 1982 (cit. por Almeida 2010, P 70)

1.6.4.1.2. Descripción de las características de los grupos hidrológicos de los suelos (SUC, 1982, cit. Por (Almeida, 2010, págs. 70-71).

- GRUPO A: Suelos con bajo potencial de escorrentía

Comprenden los suelos de texturas: arenosas a franco arenosas, son suelos profundos, poseen tasas de infiltración cuando están muy húmedos de 10 a 12 mm/hora, muy rápida. El drenaje natural de los suelos varía de muy excesivamente drenados a excesivamente drenados o algo excesivamente drenados. La movilidad del agua en el suelo varía de muy rápida a rápida.

- GRUPO B: Suelos con moderado potencial de escorrentía

Comprenden suelos de texturas: franco, franco arenoso a limos. Son suelos moderadamente profundos a profundos. Posee una infiltración cuando están muy húmedos de 7 a 7 mm/hora, rápida. El drenaje natural de estos suelos puede variar de algo excesivamente

drenado a moderado o bien drenado. La movilidad del agua en el suelo varía de rápida a moderadamente rápida u óptima.

- GRUPO C: Suelos con moderadamente alto potencial de escorrentía

Comprenden suelos de texturas: franco arcillo arenosos, franco arcillosos y franco arcillo limosos. Son suelos superficiales a moderadamente profundos, poseen una infiltración cuando están húmedos de 4 a 6 mm/hora, moderada. El drenaje natural de estos suelos puede variar de bien drenados a moderadamente bien drenados e imperfectamente drenados. La movilidad del agua en el suelo varía de óptima a moderadamente lenta.

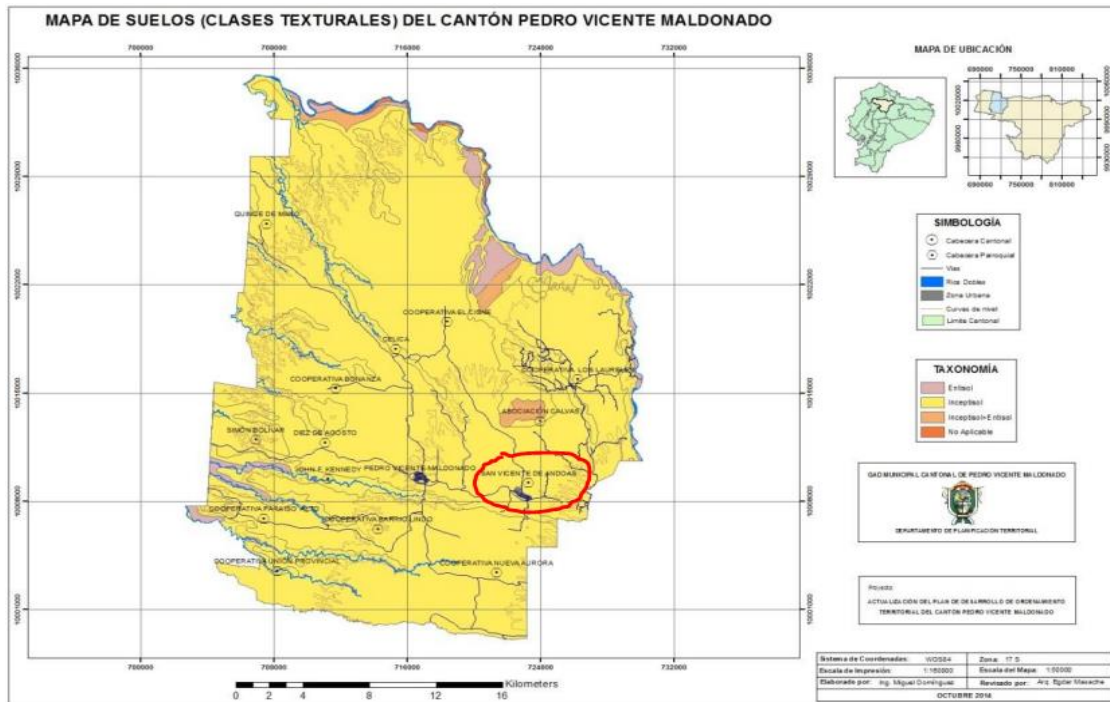
- GRUPO D: Suelos con alto potencial de escorrentía

Comprende suelos de texturas: arcillo arenosas, arcillo limoso y arcillosos. Son suelos extremadamente superficiales a superficiales. Posee una infiltración cuando están muy húmedos de 4 a 6 mm/hora, rápida. El drenaje natural de estos suelos puede variar de bien drenados, moderadamente bien drenados a bien drenados. La movilidad del agua en el suelo varía de lenta a muy lenta.

1.6.4.1.3. Usos de la tierra. El uso de la tierra tiene un efecto muy importante sobre la respuesta de la cuenca a los fenómenos hidrometeorológicos a medida que se deforesta aumentan los tipos de una crecida y baja el caudal mínimo del río. Dependiendo de la clasificación del tipo de suelo, usos de suelo o práctica y de la condición hidrológica se determina el número de curva.

Ilustración 11

Mapa de uso de los suelos del cantón Pedro Vicente Maldonado



Fuente: Plan de desarrollo y ordenamiento territorial del cantón Pedro Vicente Maldonado

El plan de desarrollo y ordenamiento territorial del cantón Pedro Vicente Maldonado, nos muestra que el área del proyecto de estudio se encuentra dentro de una zona que sufre grandes impactos y continuos cambios, muchos de ellos producidos por actividades humanas. La mayor parte de la zona de estudio está conformada por suelos con alta fertilidad y de tipo andisoles.

De la información adquirida el tipo de suelo para la utilización del método SCS será un “Suelo tipo D” y el uso de suelo se optará por bosques de condiciones regulares. Con el tipo de suelo y el uso del mismo podemos determinar el número de curva (CN) de la tabla de número de curva de escorrentía para usos selectos de tierra, se ubica en un sector de rango III en una zona de alta intensidad sísmica.

$$CN = 79$$

CN= número de curva

Para la determinación de los caudales máximos por el método SCS será necesario calcular la máxima retención del suelo, para lo cual se utilizará la siguiente fórmula:

$$S = 25.4 * \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \text{ (mm)}$$

S=máxima retención del suelo o capacidad máxima de almacenamiento (mm)

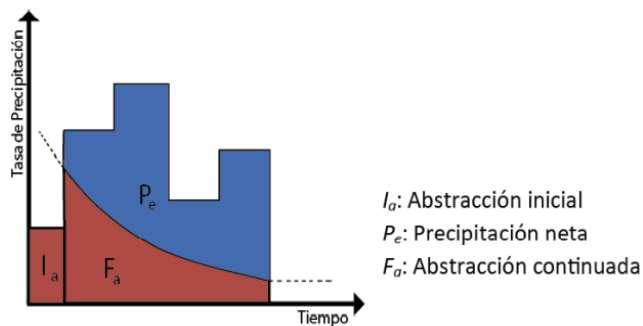
$$S = 25.4 * \left(\frac{1000}{79} - 10 \right) \text{ (mm)}$$

$$S = 67.52 \text{ (mm)}$$

Se relaciona la precipitación neta con la precipitación total y la capacidad de almacenamiento de la cuenca.

Ilustración 12

Relación de precipitaciones



Fuente: Ing. Christian Domínguez

La ecuación para determinar la precipitación neta es la siguiente según el método SCS:

$$P_n = \frac{(P - 0.2 * S)^2}{P + 0.8 * S}$$

P_n = Precipitación neta (mm)

P = Precipitación total (mm)

A la precipitación neta obtenida se multiplica por el área en kilómetros cuadrados y se divide para el tiempo en horas, siempre tomando en cuenta el sistema de unidades y así obtenemos los caudales medios mensuales.

1.6.4.1.4. Tiempo de Concentración. El tiempo de concentración es el tiempo en el que se demora una gota de agua en recorrer desde el punto más alejado hasta el punto de estudio, utilizamos la ecuación de Ranser:

$$Tc = 0.947 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$$

Tc = tiempo de concentración (H)

L = longitud del cauce principal (km)

H = diferencia de cotas entre puntos extremos (m)

$$Tc = 0.947 * \left(\frac{5.52^3}{920 - 720}\right)^3$$

$$Tc = 0.89 \text{ horas}$$

1.6.4.1.5. Caudales medios mensuales determinado por el método SCS.

Tabla 4

Caudales medios mensuales determinados por el método SCS

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1995	43,1	177,1	21,9	111,1	13,7	0,3	1,2	0,0	0,5	52,3	21,8	46,4
1996	22,8	169,9	59,4	48,7	9,8	0,0	0,1	0,1	0,4	4,6	11,9	1,7
1997	28,4	177,6	42,8	155,4	41,9	19,6	44,5	16,1	19,4	294,4	296,8	111,4
1998	61,9	142,3	81,4	198,1	73,0	12,5	52,6	0,0	0,0	2,2	52,9	4,0
1999	16,6	192,1	44,1	184,6	33,7	0,5	0,5	0,2	0,2	30,5	99,6	16,8
2000	6,6	131,6	42,8	117,6	15,5	0,3	0,2	0,2	0,0	39,2	5,6	8,0
2001	32,6	113,6	46,0	162,0	9,6	0,4	0,3	0,6	0,2	0,0	7,9	9,5
2002	22,4	191,1	50,9	144,7	33,0	3,6	0,0	0,7	0,1	46,6	95,9	89,4
2003	53,1	186,3	35,7	122,0	26,4	0,1	1,9	0,0	0,6	69,5	37,8	68,4
2004	17,6	181,5	30,2	47,5	24,2	0,0	0,0	0,4	0,0	51,9	99,6	1,6
2005	8,2	98,5	64,9	155,6	0,0	0,5	0,5	0,7	0,3	11,6	39,2	27,4
2006	16,9	149,3	53,2	87,8	9,1	0,1	0,0	0,4	0,1	7,2	264,2	4,3
2007	42,9	200,4	62,7	119,9	52,3	3,0	4,9	0,2	0,2	3,5	69,1	12,0
2008	69,2	202,4	36,8	98,4	8,2	0,1	8,0	0,1	0,5	24,5	40,1	8,4
2009	44,6	87,3	31,1	85,9	12,7	0,5	0,4	0,2	0,5	0,5	8,3	97,3
2010	24,8	190,9	51,9	128,4	29,1	0,0	5,0	0,1	0,0	1,9	217,6	82,0
2011	65,8	60,5	31,5	78,6	3,9	0,5	7,5	0,2	0,0	20,2	1,8	16,6
2012	42,2	60,7	18,4	35,4	46,3	1,3	0,3	0,5	0,0	9,4	20,6	13,5

Elaborado por: Andrade-Colcha

1.6.4.1.6. Curva de duración general. Una vez obtenidos los respectivos caudales medios mensuales, se procede a obtener la curva de duración general y así conocer el caudal de garantía para el proyecto de agua potable en la comunidad San Vicente de Andoas. Varios son los factores que influyen en la variación de los caudales de una cuenca hidrográfica. La curva de duración de caudales nos da a conocer el porcentaje de tiempo durante los cuales los caudales han sido excedidos o igualados.

Para el cálculo de la curva de duración general se sugiere el siguiente proceso:

- Ordenar los valores de mayor a menor (Probabilidad de excedencia)
- Calcular la probabilidad aplicando Weibull

$$P = \left(\frac{m}{n + 1} \right) * 100$$

$m =$ orden de los elementos

$n =$ número total de elementos

- Los valores de caudales y probabilidad se grafican en escala aritmética.

Ilustración 13

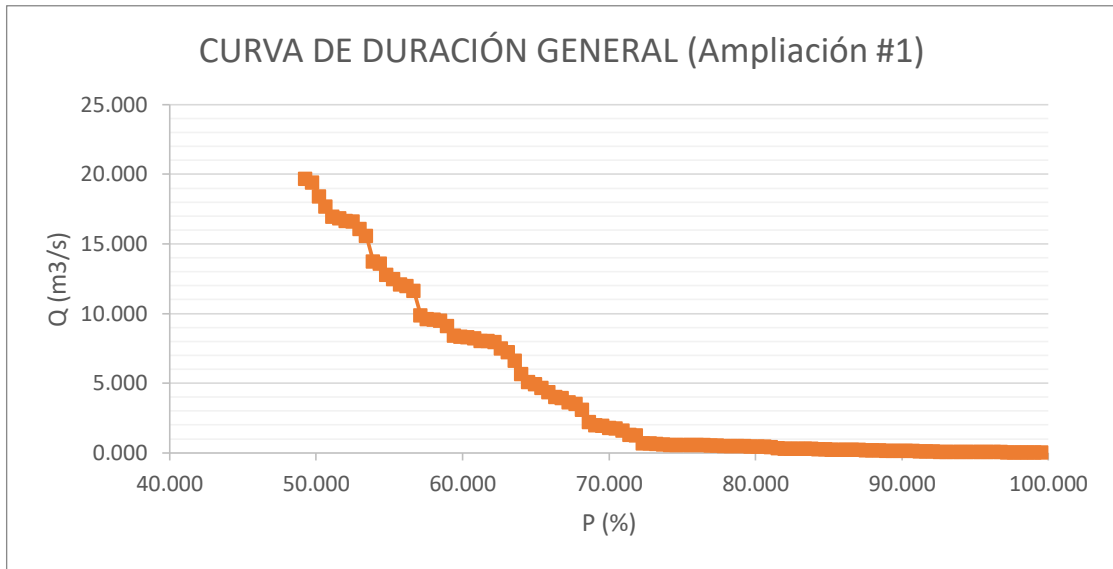
Curva de duración general



Elaborado por: Andrade-Colcha

Ilustración 14

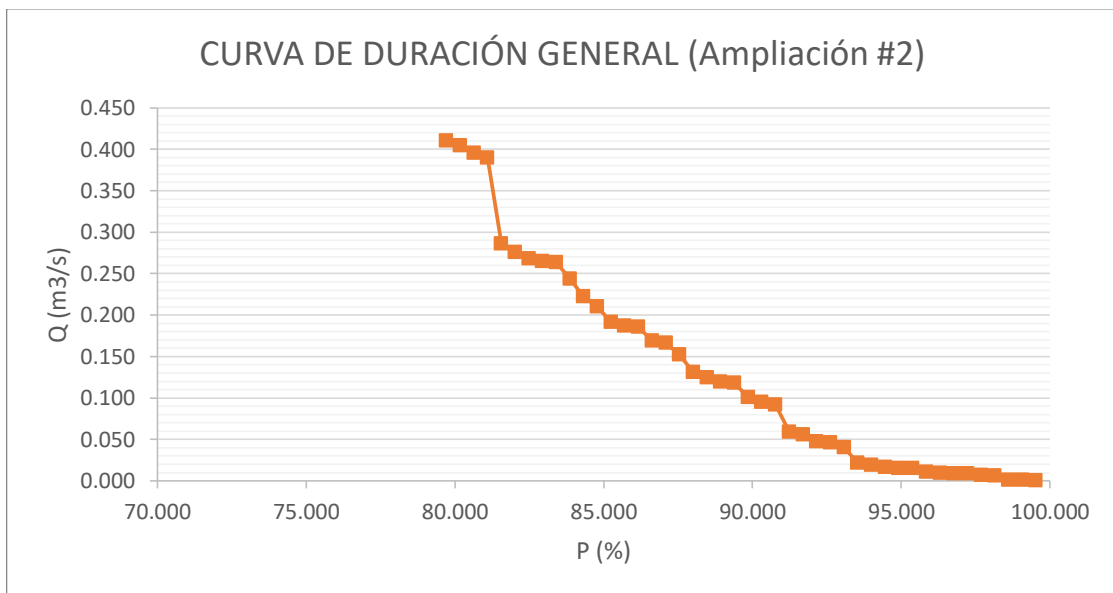
Curva de duración general (Ampliación N°1)



Elaborado por: Andrade-Colcha

Ilustración 15

Curva de duración general (Ampliación N°2)



Elaborado por: Andrade-Colcha

- Finalmente se obtienen los valores correspondientes al (50%, 80%, 90%, 95%) que no serán de utilidad para el diseño de las siguientes obras de aprovechamiento.

$Q_{50\%}$	$Q_{80\%}$	$Q_{90\%}$	$Q_{95\%}$
19.356	0.410	0.100	0.015

Proyectos de agua potable= $Q_{95\%}$

Proyectos hidroeléctricos= $Q_{90\%}$

Proyectos de riego= $Q_{80\%}$

De la curva de duración general se toma el $Q_{95\%}$ para proyectos de agua potable:

Q (m ³ /s)	Q (l/s)	P (%)
0.015	15	95

1.6.4.2. Determinación de los caudales representativos en el lugar de la captación (Método racional). Para realizar el cálculo de caudales de la cuenca se utilizará el método racional, debido a que el proyecto cumple con ciertas condiciones para su aplicación, cabe mencionar que calcularemos los caudales para los tiempos de retorno de (10, 25 y 50) años:

- Trabaja con cuencas pequeñas con un área menor o igual a 500Ha.
- La intensidad de lluvia es constante durante toda la tormenta
- Este método permite determinar el caudal máximo de escurrimiento producido por una precipitación de intensidad constante y que cae homogéneamente sobre la superficie de una cuenca.
- El método racional es uno de los más utilizados en la estimación del caudal máximo que se asocia a determinadas lluvias de diseño ya que considera diferentes características superficiales.
- Se asume que la escorrentía es máxima cuando alcanza el tiempo de concentración.

El caudal de la cuenca se lo calcula con la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{C * I * A}{0.36} \left(\frac{l}{s} \right)$$

Coeficiente de escorrentía (C)

El coeficiente de escorrentía depende de las características de la cuenca, uso y tipo de suelo, este valor se determina mediante tablas de coeficientes de escorrentía que están detalladas en los anexos.

$$C = \frac{C1 * A1 + C2 * A2 + C3 * A3 + C4 * A4 + \dots + Cn * An}{Area\ Total}$$

Para el cálculo de los caudales será necesario identificar los coeficientes de escorrentía para los diferentes periodos de retorno, para el efecto hemos identificado la zona en la cual se encuentra ubicada la cuenca de estudio, que tiene bosques con una pendiente promedio del 2% al 7%.

Tr	C
10	0.36
25	0.40
50	0.43

Intensidad (I)

La intensidad se determinó por medio de las ecuaciones del estudio de lluvias intensas (IDF), tomando en cuenta que la estación que estamos trabajando se encuentra en la zona 9 (Iñaquito-M0024), ecuaciones para varios periodos de retorno en función de la precipitación máxima en 24 horas.

M0024	IÑAQUITO	5 < 30	$i = 141.7719 * T^{0.2071} * t^{-0.28044}$
		30 < 120	$i = 418.754 * T^{0.2196} * t^{-0.7210}$

$$I_{tr=10} = 418.754 * 10^{0.2196} * 53.14^{-0.721} = 39.585 \text{ mm/h}$$

$$I_{tr=25} = 418.754 * 25^{0.2196} * 53.14^{-0.721} = 48.408 \text{ mm/h}$$

$$I_{tr=50} = 418.754 * 50^{0.2196} * 53.14^{-0.721} = 56.367 \text{ mm/h}$$

Área de la cuenca (A)

El área se determinó anteriormente en los parámetros físico-morfométricos de la cuenca de estudio. A=348.9 Ha

Caudal (Q)

Es el resultado de aplicar la ecuación del método racional con sus parámetros, Q es el caudal o escorrentía de la cuenca de estudio.

$$Q = \frac{C * I * A}{0.36} \left(\frac{l}{s} \right)$$

Después de realizar los respectivos cálculos para los diferentes periodos de retorno, se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 5

Caudales calculados por el método racional

PERIODO DE RETORNO	i (mm/h)	C	Q (m3/s)
10	39.585	0.36	13.811
25	48.408	0.4	18.766
50	56.367	0.43	23.490

Elaborado por: Andrade-Colcha

CAPÍTULO II

BASES DE DISEÑO

2.1. OBJETIVOS

Este capítulo es fundamental en el ámbito de ingeniería para diseñar los elementos constructivos con sus dimensiones correctas, debidamente sustentadas. Para llevar a cabo este capítulo debemos proyectar con un grado de aproximación confiable una población de diseño para la comunidad San Vicente de Andoas tomando en cuenta un estimado de 5 habitantes/vivienda y el periodo de diseño de la obra hidráulica.

Un sistema de abastecimiento de agua está constituido por elementos como tuberías, accesorios, bombas, estructuras hidráulicas para captar, almacenar y conducir los caudales de demanda para satisfacer las necesidades de la población; cabe reiterar que el diseño será realizado aplicando la “NORMA DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, DISPOSICIÓN DE EXCRETAS Y RESIDUOS LÍQUIDOS EN EL ÁREA RURAL (CO 10.7-602-Revisión)” (Secretaría del Agua).

2.2. PERIODO DE DISEÑO

Cuando se diseña un sistema hidráulico de agua potable, es indispensable determinar el periodo de diseño de la obra, que establece el intervalo de tiempo que el sistema hidráulico va a funcionar satisfactoriamente, considerando que durante este intervalo de tiempo se garantizará un servicio de calidad manteniendo la operatividad, confiabilidad y la vida útil de las estructuras y equipos.

Las obras civiles del sistema de agua potable se diseñarán para un período de 20 años³, según la norma de diseño CO 10.7-602-Revisión; en cuanto a las bombas y equipos a utilizar se considera el período de vida útil especificado por los fabricantes.

¹ Norma de Diseño para Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, Disposición de Excretas y Residuos Líquidos en el Área Rural (Norma CO 10.7-602-Revisión).

2.3. POBLACIÓN DE DISEÑO

Para el diseño de un proyecto de abastecimiento de agua potable es indispensable proyectar la población futura, en base a la población censada o datos recolectados (en nuestro caso a los medidores de agua). Para el diseño del proyecto estamos tomando como referencia un promedio de 5 habitantes por cada vivienda.

Por consiguiente, la población de diseño está calculada con el número de medidores registrados en la junta de aguas por el número de habitantes promedio por vivienda.

Datos:

Habitantes= 5 habitantes/vivienda

Número de medidores registrados= 387 medidores (viviendas)

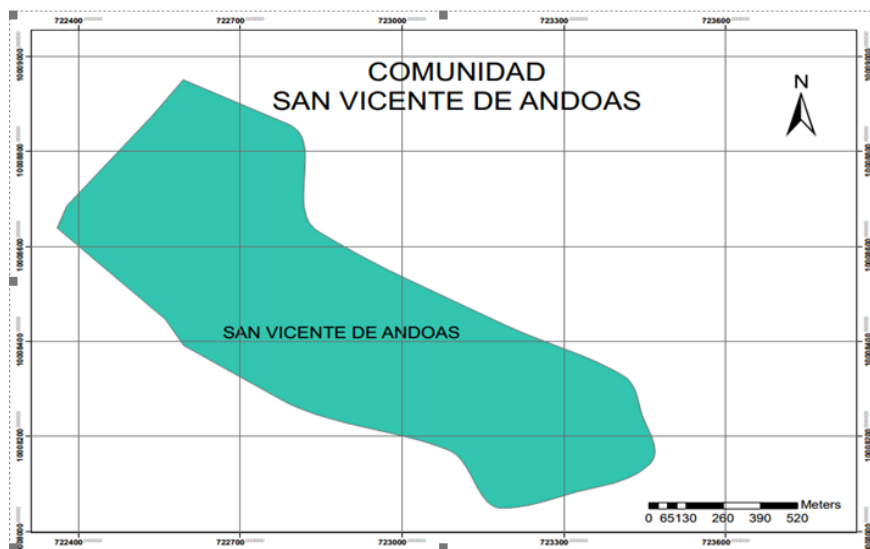
Población Actual= Habitantes * N° Medidores

Población Actual= 5 habitantes/vivienda * 387 viviendas

Población Actual= 1935 habitantes

Ilustración 16

Superficie de la comunidad San Vicente de Andoas



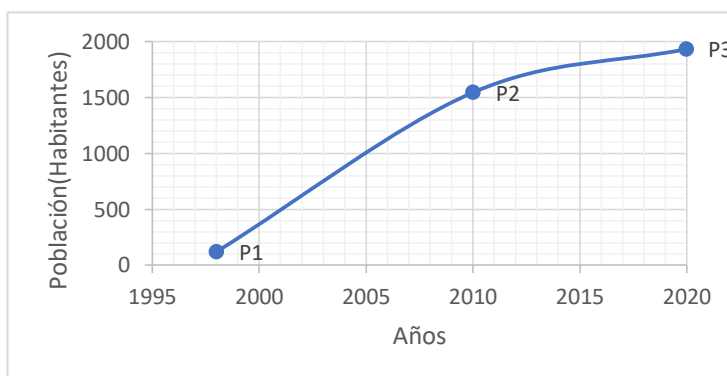
Elaborado por: Andrade-Colcha

2.4. POBLACIÓN FUTURA

Es la estimación aproximada futura de los usuarios de la comunidad a la que beneficiará el proyecto, pero en la realidad ningún método es efectivo al 100%, porque siempre existirá un cierto grado de incertidumbre que puede intervenir por una gran variedad de factores, como pueden ser el clima, la calidad de vida de la población, el nivel socioeconómico, las actividades que realizan, etc.

Los siguientes datos estimados fueron obtenidos mediante la recolección de información a los moradores de la comunidad, junta de aguas y comité barrial.

	Años	Población
P1	1998	120
P2	2010	1546
P3	2020	1935



2.4.1. Estimación de poblaciones futuras con el Método Aritmético

Este método consiste en agregar a la población del último censo un número fijo de habitantes para cada intervalo de tiempo en el futuro. Este método es muy empleado a comunidades pequeñas, rurales con poca o ninguna área urbana de expansión.

Resolución:

Se procede a determinar la pendiente de la recta con los datos de los dos últimos periodos obtenidos, en este caso el periodo 2010-2020. A esta pendiente la definiremos como la “Tasa de Crecimiento Aritmético”

$$r = \frac{1935 - 1546}{2020 - 2010} = 38.9 \text{ hab/año}$$

Con la pendiente calculada se aplica la ecuación de la recta para determinar una población proyectada al año 2040.

$$Pob_{Año\ n} = Pob_{Año1} + r * (Año_n - Año1)$$

$$Pob_{2040} = 1935 + 38.9 * (2040 - 2020)$$

$$Pob_{2040} = 2713\ hab$$

2.4.2. *Estimación de poblaciones futuras con el Método de Crecimiento Geométrico*

En este método de determinación de poblaciones futuras, suponemos que la población crece a la misma tasa que para el último año de datos obtenidos, siempre y cuándo considerando que el crecimiento se basa en la siguiente expresión:

$$Pob_{Año\ n} = Pob_{Año1} * (1 + r)^{Año\ n - Año1}$$

Cabe mencionar que la aplicación de esta expresión conduce algunas veces a obtener datos un poco exagerados, siempre y cuando se trate de poblaciones que han comenzado con su desarrollo y tienden a poseer tasas de crecimiento un tanto elevadas mientras consigues su estabilización.

Resolución:

Para el último periodo del año obtenido procedemos a determinar la tasa de crecimiento geométrico, la obtendremos al despejar “r” de la expresión anterior.

$$r = \left(\frac{Pob_{2020}}{Pob_{2010}} \right)^{\frac{1}{10}} - 1$$

$$r = \left(\frac{1935}{1546} \right)^{\frac{1}{10}} - 1 = 0.022697$$

Si suponemos que se mantendrá esta tasa de crecimiento, podemos proyectar la población para el año 2040:

$$Pob_{2040} = 1935 * (1 + 0.022697)^{2040-2020}$$

$$Pob_{2040} = 3031 \text{ hab}$$

Para el diseño del proyecto, hemos optado por trabajar con el promedio de los dos métodos de cálculo de habitantes proyectados ya que los resultados obtenidos no fueron muy similares se procedió a trabajar con la media aritmética.

$$Pob = \frac{2713 + 3031}{2}$$

$$Pob = 2872 \text{ hab}$$

2.5. DEMANDA Y CONSUMO DE AGUA

2.5.1. Cálculo de Dotaciones

Es de fundamental importancia estimar la cantidad de agua requerida para una población determinada en unidades de $\frac{\text{litros}}{\text{habitantes día}}$, hasta obtener información respecto al número de habitantes que serán beneficiados y el consumo de agua por persona, también con un análisis de los factores directos e indirectos que pueden afectar con la dotación de agua, entre los más importantes tenemos: población, desarrollo social, clima, uso del suelo, educación, cultura, actividades de la población, riego y diferentes usos del agua.

El consumo por persona puede ser:

- Consumo doméstico: el agua empleada en el consumo humano, riego y el apropiado funcionamiento de las instalaciones sanitarias.
- Fugas y demás desperdicios.

El consumo de la población lo podemos determinar dividiendo el volumen total de agua utilizada en un año para el número de habitantes y para el número de días que conforma un año.

2.5.2. *Variaciones de Demanda*

La demanda es la cantidad de agua potable que se consume a diario para satisfacer las necesidades humanas, el consumo anual no es constante, incluso se puede presentar variaciones en todo el día.

Para esto es necesario calcular el caudal máximo diario y el caudal máximo horario, para el diseño de las diferentes estructuras y sistemas hidráulicos de agua potable, es de mucha importancia conocer las variaciones mensuales, diarias y horarias del consumo. Es de mucha importancia conocer la demanda media, demanda máxima diaria y demanda máxima horaria.

Para conocer que un sistema hidráulico es eficiente, debemos saber si en la capacidad del sistema se incluye la demanda máxima de la población.

2.5.3. *Elección del nivel de servicio*

Para la determinación del nivel de servicio procederemos a la utilización de la siguiente tabla, basada en la norma de diseño CO 10.7-602-Revision⁴ en el numeral 4.3. que se deben cumplir para abastecimientos de agua, y se detalla a continuación.

⁴ Norma de Diseño para Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, Disposición de Excretas y Residuos Líquidos en el Área Rural (Norma CO 10.7-602-Revisión).

Tabla 6

Niveles de servicio para sistemas de agua potable

Nivel	Sistema	Descripción
0	AP	Sistemas individuales. Diseñar de acuerdo con las disponibilidades técnicas, usos previstos del agua, preferencias y capacidad económica del usuario
	EE	

Ia	AP	Grifos públicos Letrinas
	EE	Sin arrastre de agua
Ib	AP	Grifos públicos más unidades de agua para lavado de ropa y baño
	EE	Letrinas sin arrastre de agua
IIa	AP	Conexiones domiciliarias, con un grifo por casa
	EE	Letrinas con o sin arrastre de agua
IIb	AP	Conexiones domiciliarias, con más de un grifo por casa
	EE	Sistema de alcantarillado sanitario

Simbología Utilizada:

AP: Agua Potable

EE: Eliminación de Excretas

ERL: Eliminación de Residuos Líquidos

Fuente: Norma de Diseño para Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, Disposición de Excretas y Residuos Líquidos en el Área Rural (Norma CO 10.7-602- Revisión).

Una vez realizado un análisis y tomando las consideraciones del funcionamiento del sistema, se decide que el nivel de operación más factible para el presente proyecto es el “**Nivel IIb**”.

2.5.4. Cálculo de la dotación media futura

Para la determinación media futura vamos a utilizar la tabla de la norma de diseño CO 10.7-602-Revision⁵ en el numeral 4.4. que se deba cumplir para abastecimientos de agua, y se detalla a continuación:

Tabla 7

Dotaciones de agua para los diferentes niveles de servicio

NIVEL DE SERVICIO	CLIMA FRÍO (l/hab/día)	CLIMA CÁLIDO (l/hab/día)
Ia	25	30
Ib	50	65
IIa	60	85
IIb	75	100

Fuente: Norma de Diseño para Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, Disposición de Excretas y Residuos Líquidos en el Área Rural (Norma CO 10.7-602-Revisión).

5 Norma de Diseño para Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, Disposición de Excretas y Residuos Líquidos en el Área Rural (Norma CO 10.7-602-Revisión)

Una vez analizadas las consideraciones del nivel de servicio y sabiendo el tipo de clima del proyecto, decidimos que la dotación de agua para un clima cálido es de 100 l/hab/día.

2.5.5. Cálculos de demanda (Consumo de agua)

2.5.5.1. Caudal Medio Diario (Qmd). Es el caudal que corresponde al promedio de caudales diarios que utiliza una determinada población de una serie de datos registrados en el periodo de un año.

Lo calcularemos utilizando la ecuación tomada de la norma de diseño CO 10.7- 602 Revisión en el literal 4.5.1:

$$Qmd = \frac{k * Dot * Pf}{86400} [L/s]$$

Dónde:

Qmd= Caudal medio diario (l/s)

k= Factor de corrección por pérdidas y fugas

Dot=Dotación futura (l/hab/día)

Pf=Población al final del periodo de diseño (hab)

Para obtener el valor del caudal medio diario, vamos a tomar como concepto el factor de corrección de pérdida y fugas, los porcentajes que se indican en la tabla 5.4 de la norma de diseño CO 10.7-602-Revision.

Tabla 8

Porcentajes de fugas a considerarse en el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable

NIVEL DE SERVICIO	PORCENTAJE DE FUJAS
Ia y Ib	10%
IIa y IIb	20%

Fuente: Norma de Diseño para Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, Disposición de Excretas y Residuos Líquidos en el Área Rural (Norma CO 10.7-602-Revisión).

Determinamos que el porcentaje de pérdidas y fugas en el sistema de diseño para el proyecto de la comunidad es del 20%.

Con los datos obtenidos procedemos al cálculo del caudal medio diario:

$$Q_{md} = \frac{k * Dot * Pf}{86400} [L/s]$$

$$Q_{md} = \frac{1.2 * 100 * 2872}{86400} [L/s]$$

$$Q_{md} = 3.99 [L/s]$$

2.5.5.2. Caudal Máximo Diario (QMD). Es el caudal máximo que corresponde al día que más veces se consume el agua de una serie de datos medidos a lo largo del periodo de un año.

Este valor será calculado mediante la ecuación proporcionada por la norma de diseño CO 10.7- 602-Revision en el literal 4.5.2 que se expresa de la siguiente manera:

$$QMD = KMD * Qmd$$

Dónde:

QMD = Caudal máximo diario (l/s)

KMD = Factor de mayoración máximo diario

Qmd = Caudal medio diario (l/s)

El factor de mayoración máximo diario (KMD) tiene un valor de mayoración de KMD=1.25 para todos los niveles de servicio según la norma de diseño CO 10.7-602-Revision.

$$QMD = KMD * Qmd$$

$$QMD = 1.25 * 3.99$$

$$QMD = 4.99 [l/s]$$

2.5.5.3. Caudal Máximo Horario. Este caudal corresponde a la hora de máximo consumo en el día, en pocas palabras es el caudal máximo que se registra en una hora del día de consumo máximo horario.

Se lo obtiene mediante la ecuación proporcionada por la norma de diseño CO 10.7- 602-Revision en el literal 4.5.3:

$$QMH = KMH * Qmd$$

Dónde:

QMH = Caudal máximo horario (l/s)

KMH = Factor de mayoración máximo horario

Qmd = Caudal medio diario (l/s)

Para obtener el cálculo del caudal máximo horario, el factor de mayoración máximo horario (KMH) tiene un valor de $KMH=3$ para todos los niveles de servicio según la norma de diseño CO 10.7-602-Revision.

$$QMH = KMH * Qmd$$

$$QMH = 3 * 3.99$$

$$QMH = 11.97 \text{ [l/s]}$$

2.6. VOLÚMENES DE ALMACENAMIENTO

Debemos mencionar que hay que tener un sistema de distribución de agua potable con sus respectivos depósitos de almacenamiento que estén en la capacidad de almacenar y suministrar a los usuarios del sistema, cumpliendo con ciertas características:

- Compensar las necesidades de consumo
- Uso de incendios
- Abastecimiento de agua en caso de interrupciones o problemas
- Tener un diseño óptimo y económico
- Garantizar una buena dotación del servicio.

En la norma de diseño CO 10.7-602-Revisión para el diseño de sistemas de agua potable en el área rural, en los literales 5.5 se describe que la capacidad del almacenamiento será el 50 % del volumen medio diario futuro y en ningún caso, el volumen de almacenamiento será inferior a 10 m³.

Se debe tomar en cuenta que, para las poblaciones inferiores a 5000 habitantes, la norma establece que no se debe considerar un volumen de protección contra incendios.

2.7. CAUDALES DE DISEÑO

El volumen que aporta la fuente de agua debe ser el suficiente para garantizar la obtención de los caudales necesarios al final del periodo de diseño y de esta forma abastecer continuamente el agua a la comunidad. Para el diseño de las diferentes unidades del sistema, se opta por los siguientes caudales que se detallarán.

2.7.1. Caudal de la fuente

Es la cantidad de agua que la fuente dota al sistema de conducción para satisfacer la demanda en el día de máximo consumo por los habitantes.

El caudal con el que trabaja la fuente (Río Maldonado Chico) fue obtenido del acta de derecho de concesión del río, en el cuál consta que el rio trabaja con un $Q=10$ l/s.

Según la Norma CO 10.7 – 602, la fuente deberá asegurar un caudal mínimo de 2 veces el caudal máximo diario futuro calculado.

$$Q_{fuente} \geq 2 * Qmd$$

Dónde:

Q_{fuente} = Caudal de la fuente de abastecimiento.

Qmd = Caudal máximo diario futuro calculado

$$Q_{fuente} \geq 2 * QMD$$

$$Q_{fuente} \geq 2 * 4.99$$

$$10 \text{ l/s} \geq 9.97 \text{ l/s}$$

El caudal de la fuente cumple con la norma especificada para la población proyectada en el año 2040.

2.7.2. Caudal de Captación

Según la Norma CO 10.7 – 602, la estructura de captación tendrá una capacidad la cual permita obtener del sistema de agua potable un caudal mínimo equivalente a 1.2 veces el caudal máximo diario correspondiente al final del periodo de diseño.

$$Q_{cap} = QMD * 1.2$$

$$Q_{cap} = 4.99 * 1.2$$

$$Q_{cap} = 5.98 \text{ l/s}$$

2.7.3. Caudal de la línea de conducción

Según la Norma CO 10.7 – 602, para el diseño de la línea de conducción se tendrá una capacidad la cual permita obtener al sistema de agua potable un caudal mínimo equivalente a 1.05 veces el caudal máximo diario calculado y el número de horas de bombeo al final del periodo de diseño.

$$Q_{cond} = QMD * 1.05$$

$$Q_{cond} = 4.99 * 1.05$$

$$Q_{cond} = 5.24 \text{ l/s}$$

2.7.4. Caudal de la Planta de Tratamiento

Según la Norma CO 10.7 – 602, la capacidad de la planta de potabilización será de 1.10 veces el caudal máximo diario correspondiente al final del periodo de diseño. En cualquier tipo de agua se considerará la desinfección como tratamiento mínimo.

$$Q_{trat} = QMD * 1.1$$

$$Q_{trat} = 4.99 * 1.1$$

$$Q_{trat} = 5.48 \text{ l/s}$$

2.7.5. Selección del caudal de diseño

Para el presente proyecto hemos decidido trabajar con el caudal de diseño de mayor valor, tanto para el diseño de la captación, la línea de conducción y la planta de tratamiento.

Por consiguiente, el caudal de diseño es: 5.98 l/s.

CAPÍTULO III

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS PARA EL SISTEMA DE CAPTACIÓN

3.1. FUENTE DE ABASTECIMIENTO PARA LA COMUNIDAD SAN VICENTE DE ANDOAS

La fuente de abastecimiento de agua es un elemento fundamental para el diseño del sistema de agua potable, por lo que hay que tomar en cuenta ciertos parámetros como la ubicación, tipo, cantidad y calidad.

3.1.1. Selección del Afluente

Con la ayuda de las autoridades y administración de la Comunidad San Vicente de Andoas, se realizaron las visitas técnicas al lugar del proyecto integrado, se pudo verificar la calidad y estado de los afluentes presentes dentro de toda el área del proyecto, aclarando y verificando que el Río Maldonado Chico es la única fuente de abastecimiento teniendo las siguientes características:

Para el presente proyecto integral de agua potable se utilizará una fuente de abastecimiento de tipo superficial, que consta en el acta de derecho de concesión con un caudal de 10 (l/s), ubicado en la cota 733 msnm, con las coordenadas en el Sistema UTM WGS 84 Norte: 6908.667 y Este: 724654.258.

En lo referente a la calidad del agua de consumo ya que este proyecto es un rediseño, pudimos recolectar la siguiente información de estudios realizados anteriormente:

3.1.2. Análisis de Calidad de Agua

La calidad del agua hace referencia al conjunto de características que pueden afectar a su consumo, para lo cual es necesario estudiar su naturaleza física, química, bacteriológica en relación con su calidad natural y acuática.

Un análisis de calidad de agua revela principalmente la presencia de gases, partículas orgánicas e inorgánicas, minerales y microorganismos patógenos en general.

Características del Agua

Como ya se mencionó anteriormente es fundamental el estudio en un laboratorio las diferentes características tales como:

- **Físicas.** - Son las características que están relacionadas con los parámetros de olor, color, sabor, turbiedad, pH, temperatura y conductividad.
- **Químicas.** - Son las características que están relacionadas con los parámetros de movimiento y contacto del agua en el subsuelo con los minerales, átomos, peso, densidad.
- **Bacteriológicas.** - Las características bacteriológicas son muy importantes desde el punto de vista sanitario, ya que se debe evitar toda clase de gérmenes patógenos que pueden traer serios problemas de salud o enfermedades de las personas.

Según la Norma Técnica Ecuatoriana, adaptada de las guías para la calidad del agua potable de la (Organización Mundial de la Salud OMS, 2011), se presenta la tabla con los análisis físico-químicos realizados anteriormente del agua del “Río Maldonado Chico”.

Tabla 9

Resultados del análisis físico-químico de la calidad del agua

INFORME DE RESULTADOS			
Identificación de Usuario	Unidad	Agua de Consumo Humano	MÉTODO DE VALORACIÓN
Código de laboratorio		LSA20 350	
Parámetros			
Temperatura	°C	15.20	ELECTRÓNICO HANNA
Potencia Hidrógeno	U pH	7.30	SM 4500-H+A y 4500-H+8
Conductividad Eléctrica	mS/cm	0.30	ELECTRÓNICO MYRON
Turbidez	UNF	0.25	SM 2130: B
Color	PCU	<0.10	SM 2120: B

Cloro Residual	mg/L (Cl)	<0.05	SM 2320-HCO ₃
Cloruros	mg/L (Cl)	8.29	SM 4500-Cl: E
Nitratos	mg/L (NO ₃)	0.49	SM 4500-NO ₃ : C
Sulfatos	mg/L (SO ₄)	<5.00	SM 4500-SO ₄ : E
Fosfatos	mg/L (PO ₄)	1.11	SM 4500-P: E
Relación Absorción Sodio	mg/L (RAS)	0.92	SM 3111-B (CÁLCULO)
Dureza Total	mg/L (CaCO ₃)	78.72	SM 3111-B
Calcio	mg/L (Ca)	17.77	SM 3111-B
Magnesio	mg/L (Mg)	8.34	SM 3111-B
Sodio	mg/L (Na)	18.89	SM 3111-B
Hierro	mg/L (Fe)	<0.05	SM 3111-B
Cobre	mg/L (Cu)	0.08	SM 3111-B
Manganeso	mg/L (Mn)	0.85	SM 3111-B
Zinc	mg/L (Zn)	<0.05	SM 3111-B
Boro	mg/L (B)	<0.05	SM 4500-B: B
Coliformes Totales	nmp/100mL	<1	SM 9222: D
Coliformes Fecales	nmp/100mL	<1	SM 9222: D

Fuente: AGRORUM

Tabla 10

Interpretación de resultados del análisis físico-químico de la calidad del agua

INTERPRETACIÓN					
PARÁMETROS ANALIZADOS	METODOLOGÍA DE REFERENCIA	UNIDAD	AGUA DE CONSUMO LSA20 350	LÍMITE MÁXIMO PERMISIBLE	CRITERIOS DE RESULTADOS
Potencial Hidrógeno Color	SM 4500 H+B	Uds	7.30	5.0-9.0	CUMPLE
Dureza Total	SM 2120: B	PCU	<0.10	15.00	CUMPLE
Cloro Residual	SM 3111-B	mg/L	78.72	500.00	CUMPLE
Sulfatos	SM 4500-Cl: E	mg/L	<0.05	0.03-1.50	NO CUMPLE
Nitratos	SM 4500-SO ₄ : E	mg/L	<5.00	250.00	CUMPLE
Hierro Total	SM 4500-NO ₃ : C	mg/L	0.49	10.00	CUMPLE
Boro	Standard Methods. Ed 22, 2012	mg/L	0.85	5.00	CUMPLE
Coliformes Totales	3111 B		<1	1.00	CUMPLE
Coliformes Fecales	SM 9222: D	nmp/100 mL	<1	<1000	CUMPLE
	SM 9222: D	nmp/100 mL	<1	<1	CUMPLE

Fuente: AGRORUM

Referente a los resultados obtenidos en el laboratorio de la fuente de abastecimiento presentados en los anexos, se puede concluir que el agua satisface con las características físico-químicas de potabilidad y que el agua es apta para el consumo humano. Con respecto al cloro

residual se concluye que posee un grado de contaminación por lo cual necesariamente es obligatorio el diseño o implementación de una unidad de desinfección adecuada que permita entregar a la comunidad agua de buena calidad.

Debido a las condiciones físicas del lugar de captación de agua, particularmente por el desnivel geográfico, ubicación y topografía del terreno el sistema de abastecimiento de agua será por bombeo, mencionando que es muy importante que para este sistema se permite el transporte de agua con energía eléctrica mediante la utilización de bombas presentando algunos parámetros que se deben tomar en cuenta:

- Inversión Inicial
- Se requiere equipos de bombeo
- Mantenimiento periódico
- Las presiones deben ser controladas frecuentemente.

3.1.3. Captación

Es una construcción civil que permite captar el agua desde una fuente (río, embalse, lago, acuífero) en concordancia con la demanda del usuario o usuarios del sistema. En el presente caso la captación es superficial y abastece a un sistema de bombeo que permite elevar el agua hasta la cota requerida para su aprovechamiento.

Para el proyecto estableceremos que trabajaremos con una captación directa sin presa, este tipo de obra hidráulica se utiliza cuándo se tiene un acceso fácil, los niveles naturales de entrega de agua en el cauce son superiores a los niveles requeridos por el usuario en el tanque de bombeo. En el presente proyecto la utilización de una captación directa sin presa es posible también debido a la magnitud relativamente pequeña del caudal de diseño y a la disponibilidad de la carga necesaria. En realidad, se cuenta con un dique frontal de hormigón de altura pequeña, que opera como captación y vertedero de tránsito.

3.1.3.1. Condiciones físicas para implantar la obra de captación. La evaluación in situ, de las condiciones físicas de la actual obra de captación, estructuras anexas y su entorno, a pesar del tiempo de operación transcurrido (25 años) ha permitido constatar las condiciones geomecánicas y topográficas favorables para la implantación del nuevo sistema de derivación. Este hecho aparte de haber sido corroborado con la información proporcionada por la comunidad y sus autoridades ha sido ratificado con las investigaciones de laboratorio.

Condiciones topográficas en el lugar de captación

El lugar de captación se encuentra ubicado en la cota 733 msnm y en una zona con topografía de montaña con una pendiente de $(3-4)^\circ$, el cauce en el lugar de la captación tiene un ancho irregular que varía de (5.20-6.00) m y poseen laderas con un coeficiente de talud menores a 1. Con la geometría plana en el lugar de captación se tiene un efecto positivo para controlar los sedimentos que podrían ingresar al lugar de captación; por consiguiente si es posible implantar dicha obra.

- **Condiciones geológicas-geotécnicas del lugar de captación**

El estudio geotécnico para esta etapa de diseño del sistema de agua potable es de vital importancia ya que nos permite conocer las características geomecánicas del lugar del terreno a implantar, siempre teniendo en cuenta ciertas características como son deformabilidad, corte, resistencia, permeabilidad, comportamiento del suelo para los lugares de implantación de la captación, conducción, planta de tratamiento y tanques de almacenamiento que describiremos los resultados con los debidos estudios de suelos en el proyecto.

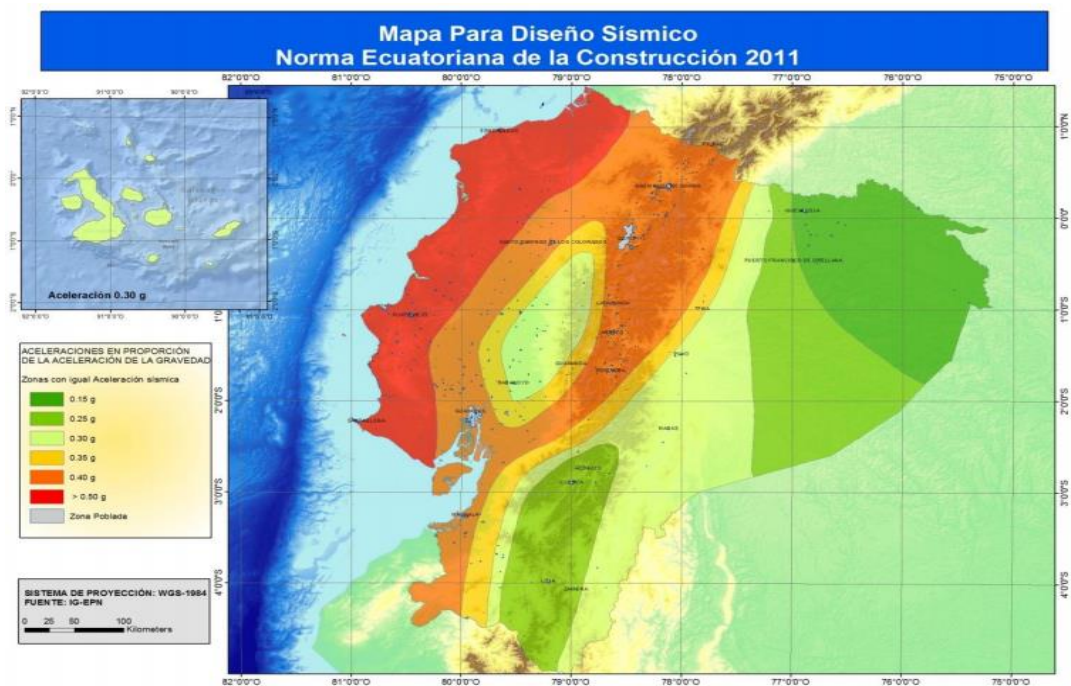
Por la magnitud pequeña de la obra se concluye que la obra de captación es óptima para su implantación en el sitio.

- **Características sísmicas de la zona**

Todas las obras hidráulicas del proyecto de agua potable para la comunidad “San Vicente de Andoas” se encuentran ubicadas en la zona V, correspondientes a $Z=0.4g$, la que representa el valor máximo de la aceleración sísmica y una caracterización del peligro sísmico alta tomada para los parámetros de diseño, tomados de la (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-RE, 2015).

Ilustración 17

Mapa de diseño sísmico



Fuente: NEC-2015

Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Tabla 11

Valores del Factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: NEC-2015

- **Datos a considerar para el diseño de la obra de captación**

Presentamos a continuación un resumen de los datos de diseño para la obra de captación, que ya se determinaron anteriormente en los capítulos pasados:

Tabla 12

Datos a considerar para el diseño de la captación

DATOS DE DISEÑO		
Dotación:	100	l/hab/día
Población de Diseño:	2872	Hab
Caudal de Diseño:	5.98	l/s

Elaborado por: Andrade-Colcha

3.1.3.2. Planteamiento de las alternativas para la obra de captación. En el lugar del proyecto para el sitio de captación, se proponen las siguientes alternativas:

➤ **ALTERNATIVA “A”**

Captación directa con rejilla de fondo

Esta es una obra que se va a implantar en las quebradas de montaña o ríos ya que estos transportan pocos sedimentos y presentan mayor arrastre de material de fondo como la grava, canto rodado, piedra bola, etc. Una captación directa sin presa es viable cuándo los niveles de agua durante el año son suficientes para abastecer la cota en el río, el nivel de agua requerido por el usuario en la abscisa inicial del canal de conducción.

Una de las principales estructuras de esta propuesta es un dique frontal que cumpla las funciones de captación del caudal del río a ser derivado y modificado.

Esta alternativa propuesta se caracteriza por captar los caudales a través de una rejilla con una ligera inclinación hacia aguas abajo, puesto que esta inclinación facilita el tránsito de sedimentos gruesos hacia aguas abajo, y por consiguiente va a disminuir la probabilidad de ser obstruida.

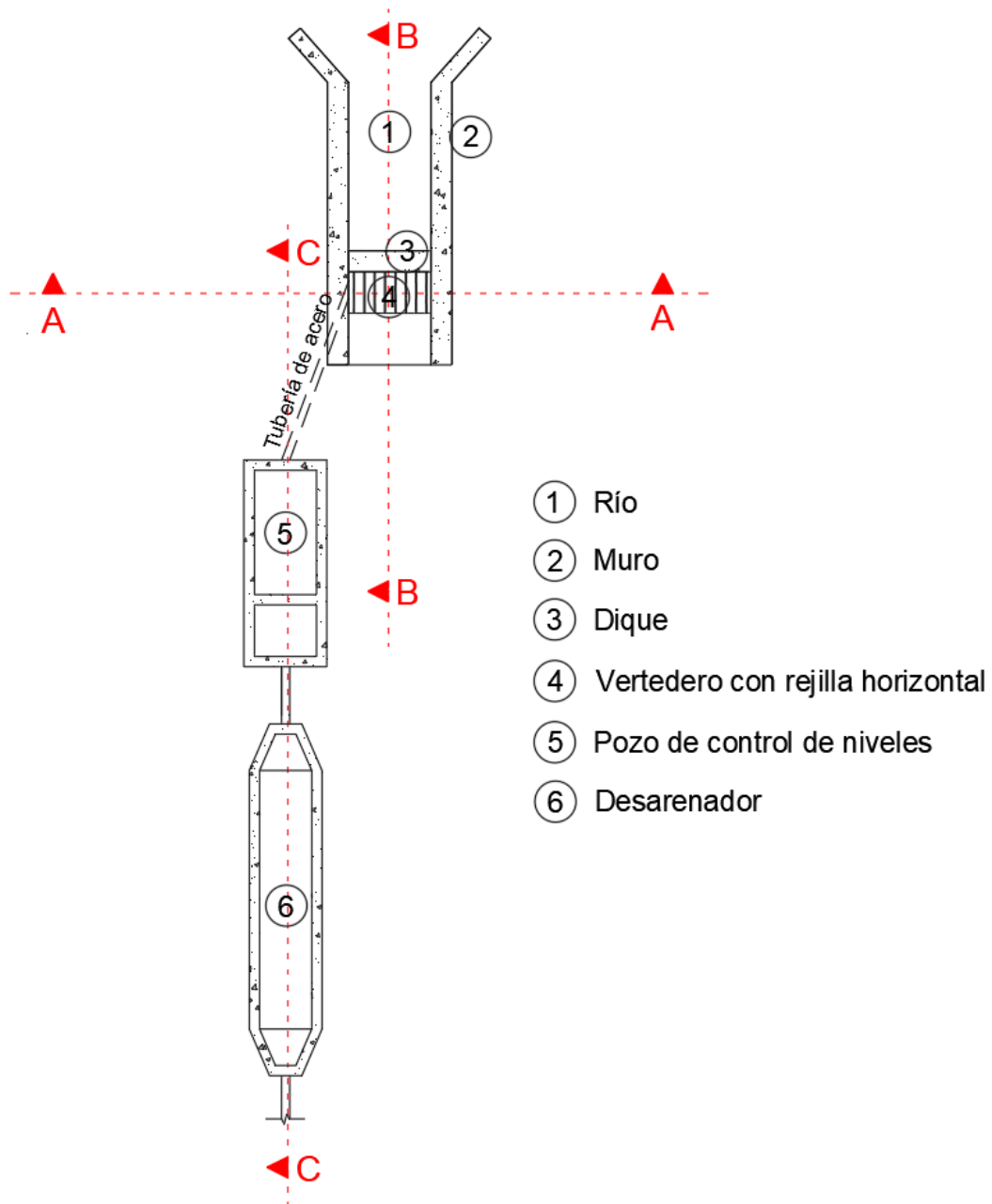
Por otro lado las condiciones geológicas y geotécnicas son favorables ya que aflora roca en el sitio de captación, ya que en la práctica se excluyen los riesgos de erosión o socavación en el cauce natural y constituyen los siguientes elementos hidráulicos:

- Muro de ala
- Muro lateral
- Dique
- Vertedero con rejilla horizontal
- Pozo de control de niveles
- Cámara de captación
- Pozo de disipación

VISTA EN PLANTA (ALTERNATIVA A)

Ilustración 18

Esquema de la captación (Alternativa A). Vista en Planta (No escalado)



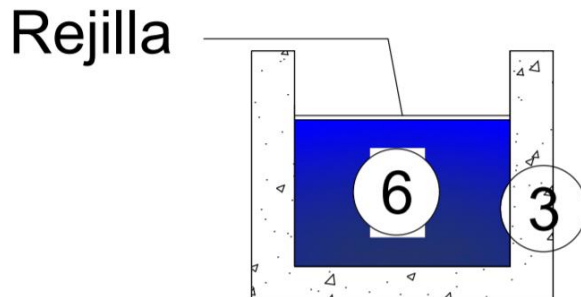
Elaborado por: Andrade-Colcha

NOTA: las dimensiones reales calculadas se detallan en el anexo de los planos.

CORTE A-A (ALTERNATIVA A)

Ilustración 19

Esquema de la captación (Alternativa A). Corte A-A



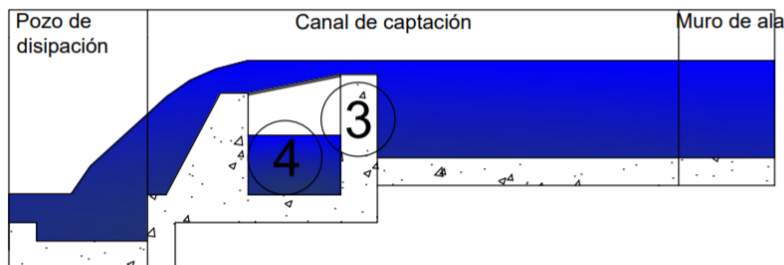
- 3 Muro
- 6 Cámara de captación

Elaborado por: Andrade-Colcha

CORTE B-B (ALTERNATIVA A)

Ilustración 20

Esquema de la captación (Alternativa A). Corte B-B



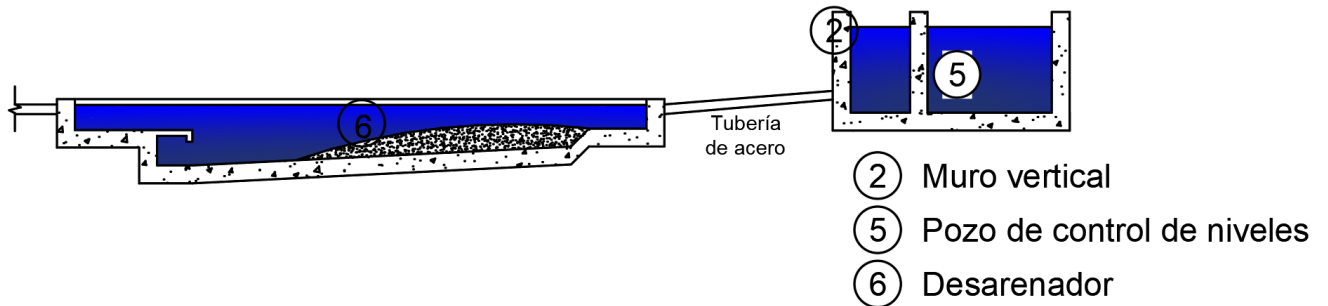
- 3 Dique
- 4 Vertedero con rejilla horizontal

Elaborado por: Andrade-Colcha

CORTE C-C (ALTERNATIVA A)

Ilustración 21

Esquema de la captación (Alternativa A). Corte C-C



Elaborado por: Andrade-Colcha

El dique frontal en forma de vertedero, cubierto en su cresta por una rejilla con barrotes metálicos colocados en la dirección del flujo del cauce, bajo dicha rejilla se colocará una cámara de captación rectangular que receptorá el flujo de agua que ingrese. Cabe mencionar que las dimensiones de la rejilla son mínimas desde el punto de vista constructivo (Ver anexo 19).

La finalidad del pozo de control de niveles es regular la magnitud de los caudales derivados, se encuentra ubicado aguas debajo de la captación de agua del cauce, la cámara de captación se une al pozo con una tubería de acero de 75mm.

En la parte frontal de la captación se implantarán 2 muros que tienen la función de retener el agua para el ingreso por la rejilla a la cámara de captación y demás estructuras situadas aguas debajo de la toma. Los muros y muros verticales deben ser de hormigón ciclópeo y ser diseñados para evitar problemas de abrasión y socavación.

La obra de disipación o pozo de disipación es la profundización del fondo del cauce. El objetivo de este es lograr que el resalto no sea desplazado sino sumergido.

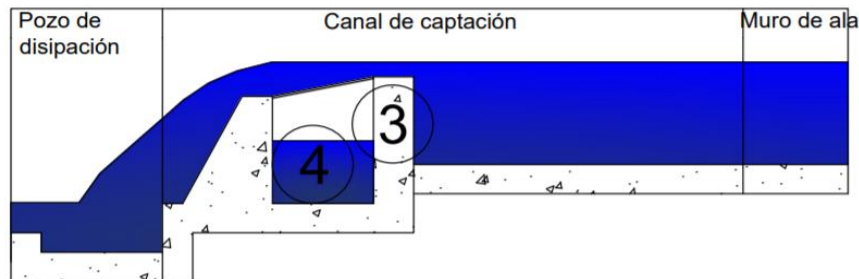
A continuación, se presenta el prediseño y el dimensionamiento de los elementos propuestos para la alternativa mencionada:

- **Dimensionamiento del dique de captación frontal:**

El dique de captación frontal (con rejilla horizontal) es un elemento de una obra hidráulica, cuya finalidad en este proyecto y en la alternativa propuesta es encajonar el flujo del río a fin de darle un flujo más rápido, así como también retener los elementos sólidos para garantizar un buen desempeño, hay que hacer referencia que el dique cumplirá con las condiciones de estabilidad al deslizamiento y de resistencia.

Se propone un dique con las siguientes dimensiones de prediseño:

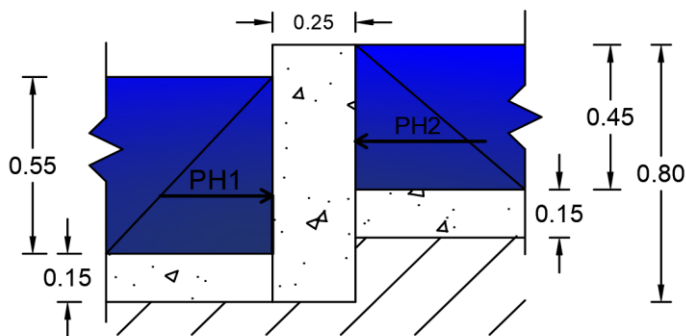
Corte B-B (Alternativa A)



Corte B-B-ampliación (Alternativa A)

Ilustración 22

Dique de captación (Alternativa A)



Elaborado por: Andrade-Colcha

Al realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento se obtuvieron los siguientes resultados:

• Factor de seguridad al deslizamiento			
FSD	1,326		
FSD perm	1,3		CUMPLE

• Esfuerzos en el suelo			
σ (max)	1,304	T/m ²	CUMPLE
σ (min)	1,296	T/m ²	CUMPLE

• Esfuerzo admisible en el suelo			
σ (adm)	20,39	T/m ²	

Dónde:

FSD: Factor de seguridad al deslizamiento

σ (max): Esfuerzo máximo

σ (min): Esfuerzo mínimo

σ (adm); Esfuerzo admisible

Nota: El dique trabaja a gravedad y no es necesario verificar el análisis al volcamiento.

- Dimensionamiento de la rejilla de captación**

Este elemento permite que el caudal del río ingrese a la cámara de captación y a su vez evitar el ingreso de los sólidos gruesos como gravas, arenas o elementos flotantes que son arrastrados por el agua. La rejilla se ubicará con una ligera inclinación hacia aguas abajo de un

10% respecto a la horizontal, es decir a unos 6°, lo que impedirá el paso de sedimentos o el taponamiento en el ingreso a la cámara de captación.

Desde el punto de vista hidráulico constituye el orificio de ingreso de los caudales de demanda cuya intensidad será regulada aguas abajo con la ayuda de una válvula reguladora ubicada entre la cámara de captación y el pozo de control de niveles, la misma que servirá para evitar el exceso de caudal que ingresa y para suspender el caudal en el caso de mantenimientos a las obras hidráulicas.

Según las visitas técnicas de campo los moradores y las personas encargadas de la junta administradora de aguas se ha determinado que en las épocas de estiaje no se evidencia el acarreo de material grueso ni flotante, y así se pudo verificar con la rejilla ya existente, decidimos proponer un pre-diseño parecido al que está en funcionamiento actualmente como alternativa de la rejilla fina que satisfaga las exigencias hidráulicas propuestos en el diseño del sistema de agua potable.

Para realizar el cálculo de las dimensiones necesarias de la rejilla hemos tomado en cuenta los siguientes datos:

DATOS		
Q1	0,41	m ³ /s
Qcap necesario	0,0598	m ³ /s
b rio	5,6	m
br rejilla	0,4	m
Lr rejilla	0,8	m
d (espacio entre barrotes)	3	cm
t (Ancho del barrote)	1	cm
s (Altura del barrote)	3	cm
i (pendiente de la rejilla)	6	°

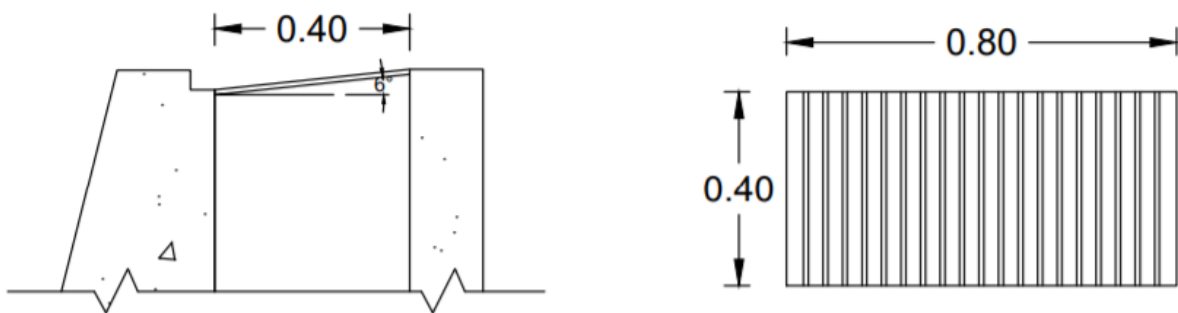
Los resultados obtenidos de las dimensiones necesarias para poder captar el caudal de diseño son las siguientes:

Número de espacios	20
Número de barrotes	19,00
Ancho total	80 cm
Medidas adoptadas	
Lr	0,4 m
B	0,8 m

Se presenta a continuación el esquema de rejilla fina propuesto en el pre diseño:

Ilustración 23

Rejilla de captación (Alternativa A)



Elaborado por: Andrade-Colcha

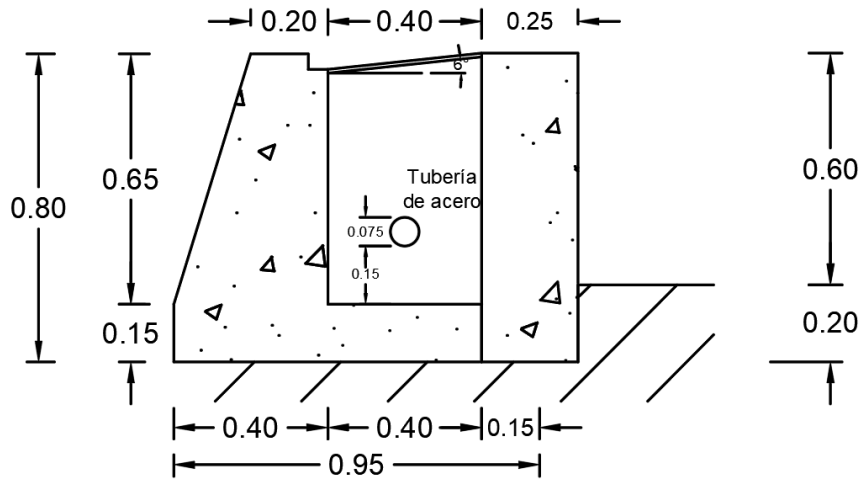
- **Dimensionamiento de la cámara de captación**

Entendemos como cámara de captación a un elemento hidráulico de sección rectangular que su principal y único objetivo es captar el caudal del río a través de la rejilla, que posteriormente será conducido dicho caudal a través de una tubería de acero de 75mm hacia el pozo de control de niveles, considerando que los caudales a captar no son relativamente grandes.

A continuación, presentamos las dimensiones propuestas para la cámara de captación:

Ilustración 24

Cámara de captación (Alternativa A)



Elaborado por: Andrade-Colcha

Para el dimensionamiento del dique aguas abajo fue necesario volver a realizar un análisis de estabilidad, para lo cual obtuvimos los siguientes resultados:

- Factor de seguridad al deslizamiento**

FSD	1,32	
FSD perm	1,3	CUMPLE

- Esfuerzos en el suelo**

σ (max)	1,19	T/m ²	CUMPLE
σ (min)	1,45	T/m ²	CUMPLE

- Esfuerzo admisible en el suelo**

σ (adm)	20,39	T/m ²
----------------------------------	-------	------------------

Dónde:

FSD: Factor de seguridad al deslizamiento

σ (max): *Esfuerzo máximo*

σ (min): *Esfuerzo mínimo*

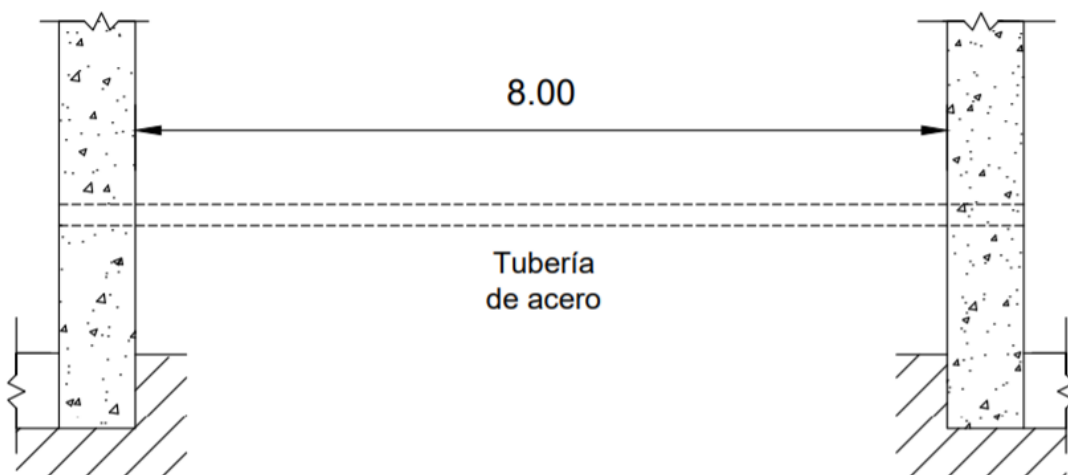
σ (adm): *Esfuerzo admisible*

Tenemos algunos elementos adicionales a la cámara de captación y muy importantes para nuestro diseño de conducción, como los que mencionaremos a continuación:

- **Tubería de acero:** se trabajará con una tubería de 75mm de diámetro y de 8m de longitud aproximadamente hasta lograr interconectarse la cámara de captación con el pozo de control de niveles y posteriormente se conducirá el caudal hacia el pozo de succión de agua por bombeo para abastecer el caudal de diseño requerido.

Ilustración 25

Tubería de acero, conexión entre la cámara de captación y pozo de control de niveles (Alternativa A)



Elaborado por: Andrade-Colcha

Dentro del dimensionamiento de nuestra cámara de captación es importante realizar un análisis de almacenamiento de sólidos, este análisis lo realizaremos tanto para las dos alternativas propuestas alternativa “A” y alternativa “B”, debido a que en los dos casos se tendrá la presencia de sólidos y objetos flotantes durante toda la vida útil del sistema.

- **Almacenamiento de sólidos:** con el informe del análisis físico del agua se evidencia la presencia de pequeñas partículas de sedimentos, sin embargo, se realizará una estimación de volumen de sólidos que eventualmente podría acumularse en el tanque de bombeo. El volumen de sólidos acarreados que se acumularán en el tanque de bombeo se determina de la siguiente forma:

La obra de captación está ubicada en la parte baja del área de drenaje, posee una densa cobertura vegetal en sus alrededores, sin embargo, en épocas de crecida existe la acumulación de sedimentos, específicamente en el tanque de bombeo. Se tiene provisto la implantación de un tanque sedimentador que cumplirá las funciones de un desarenador en el caso de ser necesario.

Se va a determinar el volumen de sólidos que eventualmente se podría almacenar en el canal de captación, debido a la presencia de la rejilla en la cámara de captación, el volumen de sedimentos muertos en el caso de acumularse dentro de la cámara de captación sería periódicamente evacuados durante las operaciones de mantenimiento programados.

En el siguiente cuadro de valores vamos a mostrar diferentes diámetros de partículas sólidas de sedimentación (tamaños) con sus respectivas velocidades de decantación y la longitud mínima del desarenador para cada diámetro de partícula (tamaños):

- d = diámetro de partículas sólidas
- V_s = velocidad con que cae una partícula por influencia de la gravedad
- W = empuje ascensional dinámico

- $(W=0.152*V_s)$
- V'_s = velocidad efectiva de la cámara de sedimentación
- $(V'_s=V_s-W)$
- h = altura de la cámara de sedimentación o captación
- t_s = tiempo de sedimentación
- $\left(t_s = \frac{h}{V'_s}\right)$
- V_d =velocidad horizontal en la cámara de sedimentación
- (0.1-0.4) m/s Asumo 0.4 m/s
- $L(m)$ =longitud mínima del desarenador
- $\left(L = \frac{V_d*h}{V'_s*1000}\right)$

Tabla 13

Longitud mínima del desarenador para cada diámetro de partícula

d (mm)	V_s (cm/s)	W	V'_s (cm)	h (cm)	t_s (s)	V_d (cm)	L (m)
0,05	0,178	0,0271	0,1509	80	530,00	0,4	0,21
0,1	0,692	0,1052	0,5868	80	136,33	0,4	0,05
0,15	1,560	0,2371	1,3229	80	60,47	0,4	0,02
0,2	2,160	0,3283	1,8317	80	43,68	0,4	0,02
0,25	2,700	0,4104	2,2896	80	34,94	0,4	0,01
0,3	3,240	0,4925	2,7475	80	29,12	0,4	0,01
0,35	3,780	0,5746	3,2054	80	24,96	0,4	0,01
0,4	4,320	0,6566	3,6634	80	21,84	0,4	0,01
0,45	4,860	0,7387	4,1213	80	19,41	0,4	0,01
0,5	5,400	0,8208	4,5792	80	17,47	0,4	0,01
0,55	5,940	0,9029	5,0371	80	15,88	0,4	0,01
0,6	6,480	0,9850	5,4950	80	14,56	0,4	0,01
0,7	7,320	1,1126	6,2074	80	12,89	0,4	0,01
0,8	8,07	1,2266	6,8434	80	11,69	0,4	0,00
1	9,44	1,4349	8,0051	80	9,99	0,4	0,00
2	15,29	2,3241	12,9659	80	6,17	0,4	0,00
3	19,25	2,9260	16,3240	80	4,90	0,4	0,00
5	24,9	3,7848	21,1152	80	3,79	0,4	0,00

Elaborado por: Andrade-Colcha

Para el cálculo de la longitud del desarenador se ha tomado como referencia los valores de una tabla preparada por Arkhangelski, la cual nos proporciona valores de la velocidad de sedimentación en función del diámetro de las partículas.

La cámara de captación propuesta cumple la función de desarenador debido a que su longitud calculada es de 0.95 m de largo y la longitud máxima determinada por la decantación de las partículas es de 0.21m para un diámetro de partícula de 0.05mm.

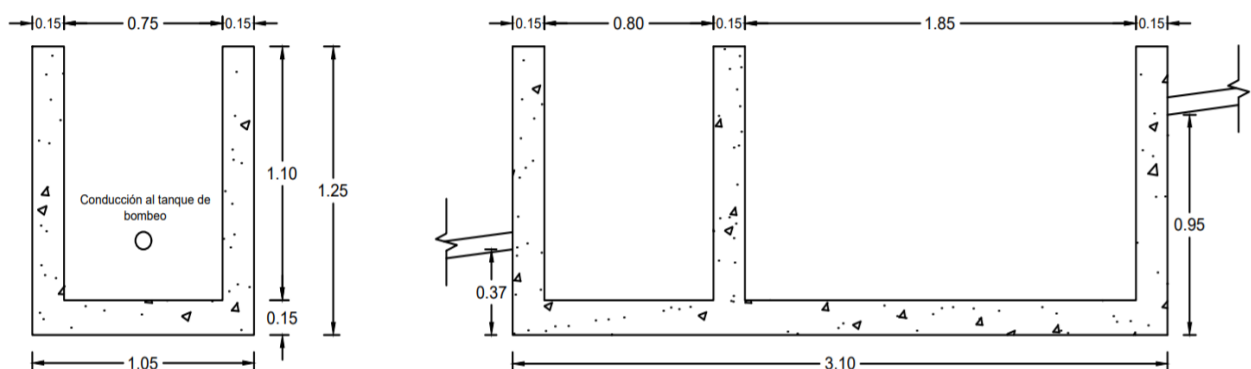
- **Dimensionamiento del pozo de control de niveles**

Este elemento hidráulico propuesto para facilitar la entrega del caudal requerido antes de ser conducido a través de las bombas a la planta de tratamiento es un elemento que nos permitirá el mantenimiento ocasional por la presencia de cualquier sedimento o partícula que pueda ingresar a la cámara de captación.

A continuación, se presenta las dimensiones propuestas para el pozo de control de niveles:

Ilustración 26

Pozo de control de niveles (Alternativa A)



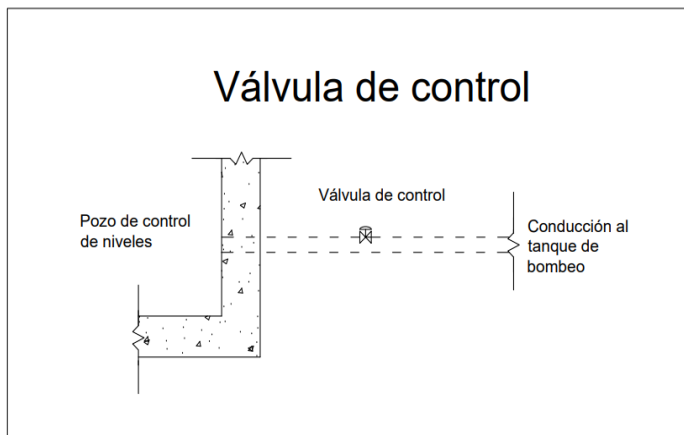
Elaborado por: Andrade-Colcha

- **Elementos complementarios de la cámara de captación:**

- **Válvula de control:** este elemento será insertado en la conexión de la tubería de 75mm teniendo como objetivo principal regular el caudal de salida hacia el pozo de bombeo, así como también para la suspensión del caudal por mantenimiento.
- **Tubería de acero:** se opta una tubería de 75mm de diámetro desde la captación hacia todo el sistema de agua, la cual estará ubicada por debajo del nivel de agua.

Ilustración 27

Válvulas de control (Alternativa A)



Elaborado por: Andrade-Colcha

- **Juntas de PVC:** constituye a un material termoplástico de policloruro de vinilo que sirve principalmente para sellar las juntas de las tuberías, construcción en estructuras de concreto. Proporcionando un mejor sellado y reteniendo posibles filtraciones, así como soportando movimientos transversales y laterales.

- **Dimensionamiento de los muros**

Un muro es un elemento estructural que soporta por lo general esfuerzos horizontales por lo que están sujetos a flexo compresión ya sean de diversos materiales, sólidos, granulados y líquidos. Son muy importantes porque a su vez nos sirve como una obra de defensa durante

las fuertes crecidas, también tiene como fin proporcionar un acercamiento suave del agua hacia la obra de captación.

Por lo general este tipo de elemento estructural debe ser sometido a ciertos análisis que describiremos a continuación:

- Análisis de estabilidad al deslizamiento en la superficie de contacto del muro con el macizo natural de cimentación que se asegura gracias al peso propio.

$$FSD \geq FSD_{PER}$$

- Condición del esfuerzo vertical mínimo en la base de la presa, que no debe ser negativo, es decir no se admiten esfuerzos a tracción.

$$\sigma_{min} \geq 0$$

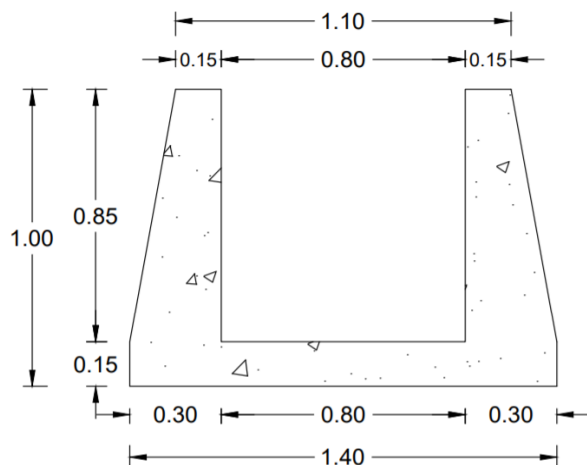
- El esfuerzo vertical máximo no debe ser mayor a la resistencia del hormigón ni superar la capacidad portante del material del muro y de la cimentación.

$$\sigma_{m\acute{a}x} \leq R_{compresión}$$

A continuación, se presenta el diseño propuesto del muro:

Ilustración 28

Muros de canal (Alternativa A)



Elaborado por: Andrade-Colcha

Al realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento se obtuvieron los siguientes resultados:

• Factor de seguridad al deslizamiento			
FSD	1,31		
FSD permisible	1,3		CUMPLE

• Esfuerzos en el suelo			
σ (max)	0,530	T/m ²	CUMPLE
σ (min)	0,190	T/m ²	CUMPLE

• Esfuerzo admisible en el suelo			
σ (adm)	20,39	T/m ²	

Dónde:

FSD: Factor de seguridad al deslizamiento

σ (max): Esfuerzo máximo

σ (min): Esfuerzo mínimo

σ (adm); Esfuerzo admisible

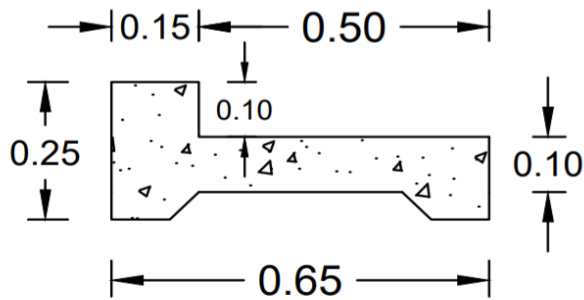
• **Dimensionamiento del pozo de disipación:**

Debido a los resultados obtenidos se concluyó que es necesario la construcción de un pozo de disipación debido que existe un resalto desplazado. El objetivo del pozo de disipación es disipar la energía de tal manera que se genere un resalto sumergido. Para esto es necesario calcular la profundidad de un escalón aguas abajo.

Se presenta el diseño del pozo de disipación con sus dimensiones:

Ilustración 29

Pozo de disipación (Alternativa A)



Elaborado por: Andrade-Colcha

➤ ALTERNATIVA “B”

Captación directa con rejilla lateral

Para esta alternativa se realizará el diseño de una canal rectangular similar al de la alternativa “A”, con la diferencia que la cámara de captación se implantará a un costado del muro, para el cual será necesario colocar una rejilla lateral para el ingreso del agua, para luego ser conducida al pozo de control de niveles y posteriormente al tanque de bombeo.

La obra deberá ubicarse a lo largo del río donde se verifique una buena estabilidad, para lo cual será necesario la implementación de muros que protejan la obra y ayuden a garantizar el caudal necesario para la captación. También habrá que tomar en cuenta que este tipo de obras se utilizan para caudales limitados, es decir caudales que no produzcan socavación profunda.

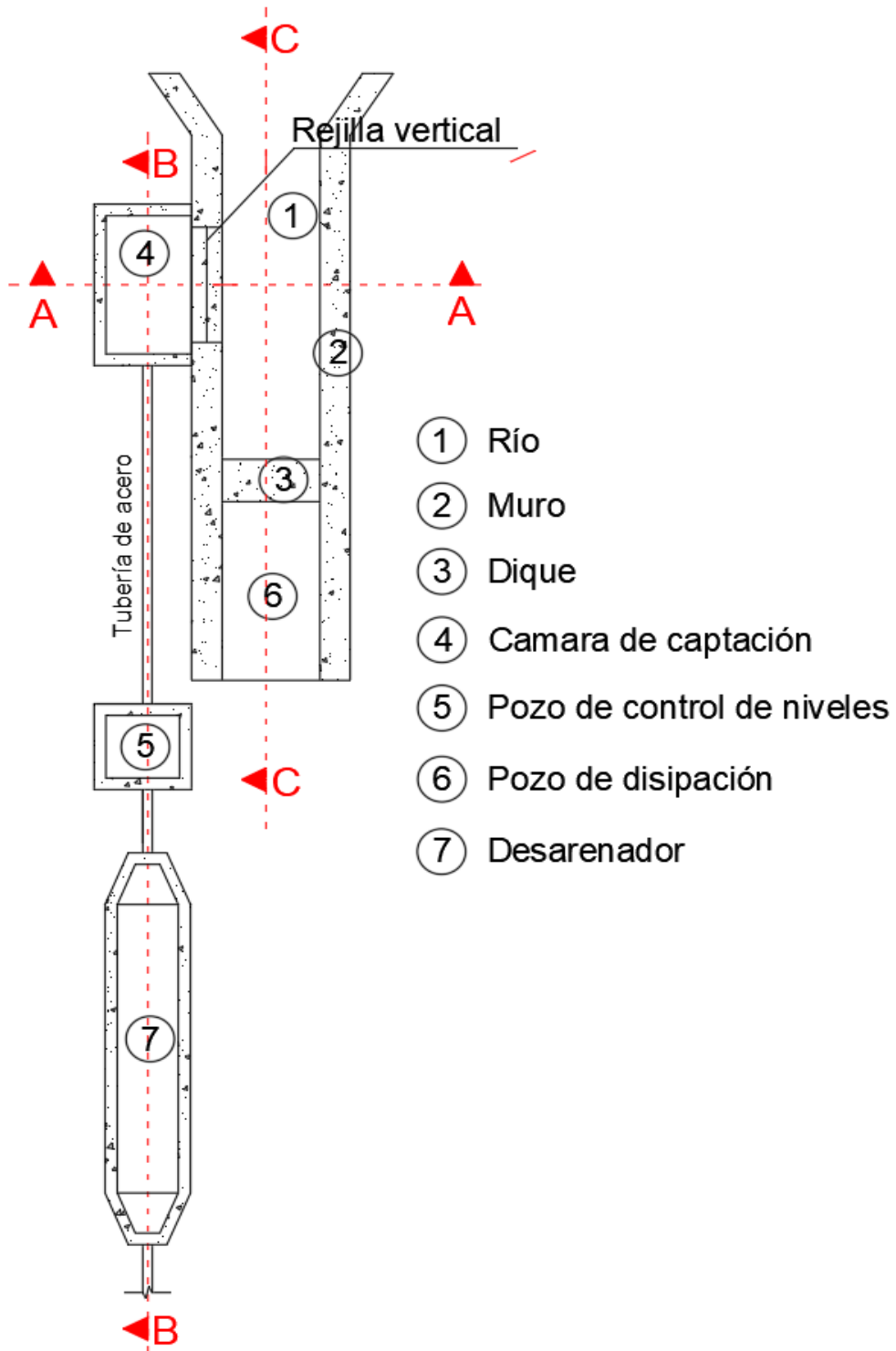
Este tipo de estructuras cuentan con los siguientes elementos:

- Muros laterales
- Muros de ala
- Rejilla
- cámara de captación
- Pozo de control de niveles
- Dique
- Pozo de disipación

VISTA EN PLANTA (ALTERNATIVA B)

Ilustración 30

Esquema de la captación (Alternativa B). Vista en Planta (No escalado)

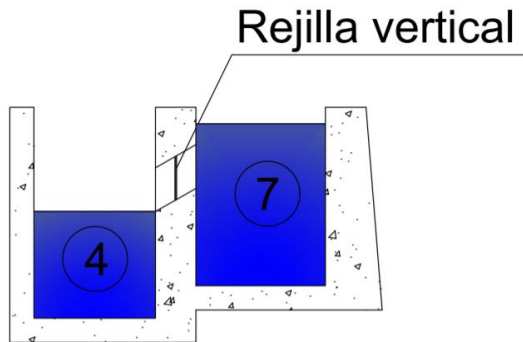


Elaborado por: Andrade-Colcha

CORTE A-A (ALTERNATIVA B)

Ilustración 31

Esquema de la captación (Alternativa B). Corte A-A



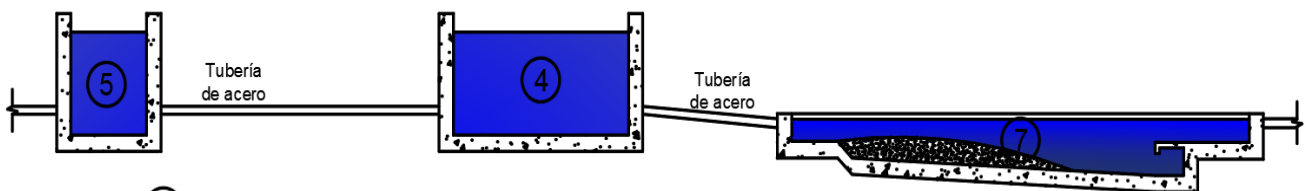
- ④ Cámara de captación
- ⑦ Canal rectangular

Elaborado por: Andrade-Colcha

CORTE B-B (ALTERNATIVA B)

Ilustración 32

Esquema de la captación (Alternativa B). Corte B-B



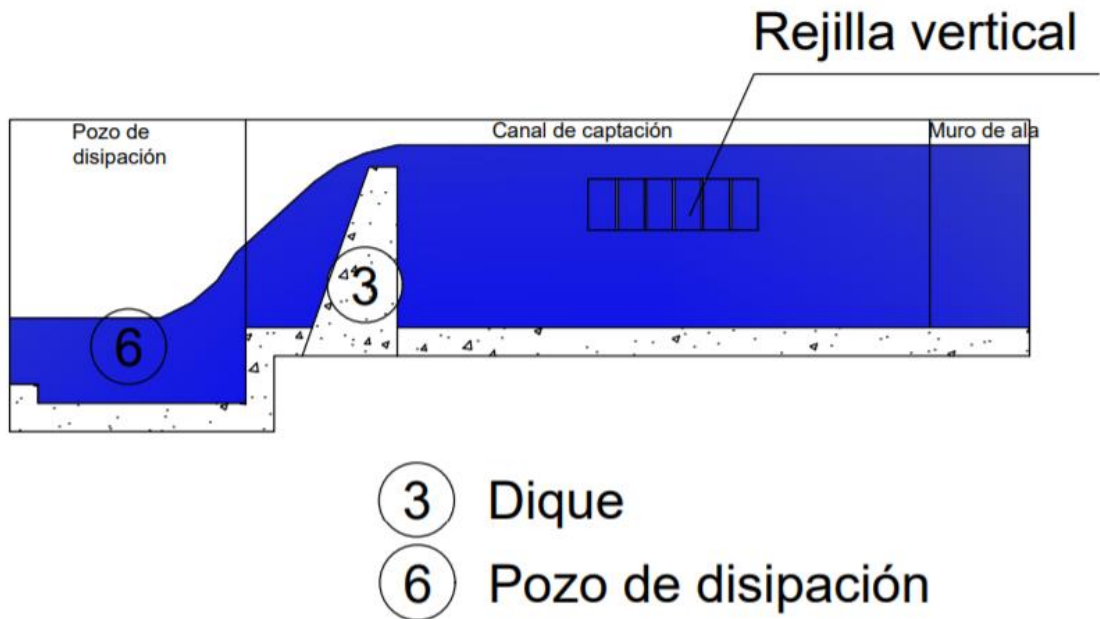
- ④ Cámara de captación
- ⑤ Pozo de control de niveles
- ⑦ Desarenador

Elaborado por: Andrade-Colcha

CORTE C-C (ALTERNATIVA B)

Ilustración 33

Esquema de la captación (Alternativa B). Corte C-C



Elaborado por: Andrade-Colcha

Para la aproximación al canal será necesario la construcción de dos muros de ala cuya función es canalizar el agua hacia el canal. Los muros de ala deberán ser construidos de hormigón ciclópeo.

La construcción de un canal rectangular conformado por dos muros laterales y una losa en el fondo, tiene como objetivo encausar el caudal del río para que pueda ingresar el caudal necesario en la rejilla de captación. La rejilla evitará el ingreso de materiales gruesos, los cuales serán acumulados en el fondo del canal, por tal motivo se necesitará limpieza periódica de los sedimentos.

La rejilla de captación estará colocada en el margen derecho del canal, la cual captará el agua en una cámara de captación para posteriormente ser conducida al pozo de control de niveles y posteriormente al tanque de bombeo.

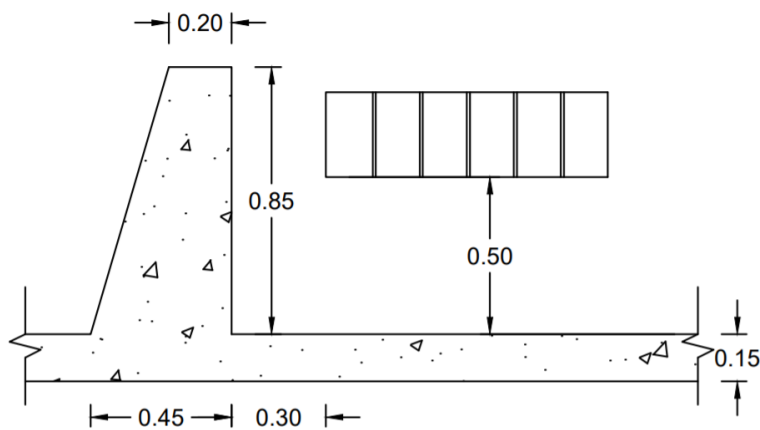
La construcción de un dique aguas abajo es necesario para que trabaje como un vertedero de perfil práctico rectangular.

- **Dimensionamiento del dique:**

En la alternativa anterior queda definida la finalidad de un dique, por consiguiente se propone las siguientes dimensiones para la alternativa (B):

Ilustración 34

Dique de captación (Alternativa B).



Elaborado por: Andrade-Colcha

Al realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento se obtuvieron los siguientes resultados:

• Factor de seguridad al deslizamiento			
FSD	1,31		
FSD permisible	1,3		CUMPLE

• Esfuerzos en el suelo			
σ (max)	1,16	T/m ²	CUMPLE
σ (min)	2,02	T/m ²	CUMPLE

- **Esfuerzo admisible en el suelo**

σ (adm)	20,39	T/m ²
----------------	-------	------------------

Dónde:

FSD: Factor de seguridad al deslizamiento

σ (max): *Esfuerzo máximo*

σ (min): *Esfuerzo mínimo*

σ (adm): *Esfuerzo admisible*

- **Dimensionamiento de la rejilla de captación**

Este elemento permite que el caudal del río ingrese a la cámara de captación y a su vez evitar el ingreso de los sólidos gruesos como gravas, arenas o elementos flotantes que son arrastrados por el agua. La rejilla se ubicará verticalmente a una altura de 0.50m desde el fondo del canal.

Para realizar el cálculo de las dimensiones necesarias de la rejilla hemos tomado en cuenta los siguientes datos:

DATOS		
Caudal de diseño	0,0598	m ³ /s
Lr	0,3	m
espacio entre barrotes	30	mm
ancho del barrote	25	mm
Pendiente de la rejilla	0	°
Porcentaje de obstrucción	30	%
Espesor del barrote	10	mm

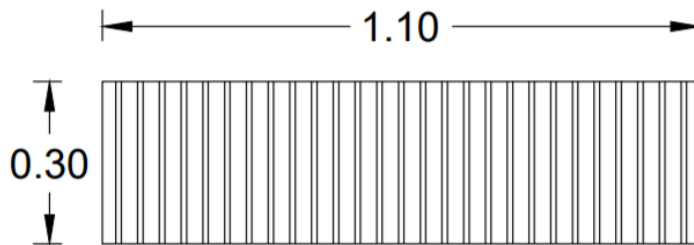
Los resultados obtenidos de las dimensiones necesarias para poder captar el caudal de diseño son las siguientes:

Número de espacios	28,23	
Número de barrotes	27,00	
Ancho total	111	cm
Medidas adoptadas		
Lr	0,3	m
b	1,1	m

Se presenta a continuación el esquema de rejilla fina propuesto en el pre diseño:

Ilustración 35

Rejilla de captación (Alternativa B).



Elaborado por: Andrade-Colcha

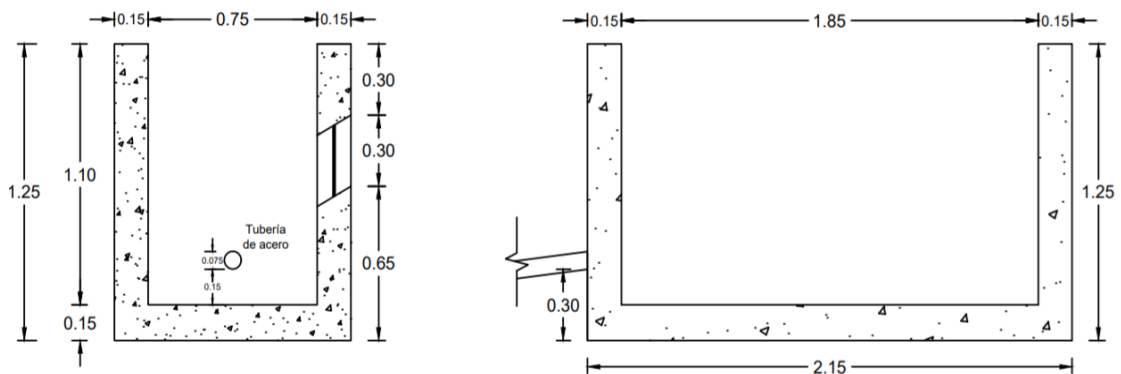
- **Dimensionamiento de la cámara de captación**

La cámara de captación será de hormigón ciclópeo y tendrá forma de cajón rectangular.

A continuación, presentamos las dimensiones propuestas para la cámara de captación:

Ilustración 36

Cámara de captación (Alternativa B).



Elaborado por: Andrade-Colcha

Para el diseño de la cámara de captación de optó por medidas similares al de la alternativa (A).

Posteriormente el agua se dirige a un pozo de control, el cual servirá para la regularización del caudal.

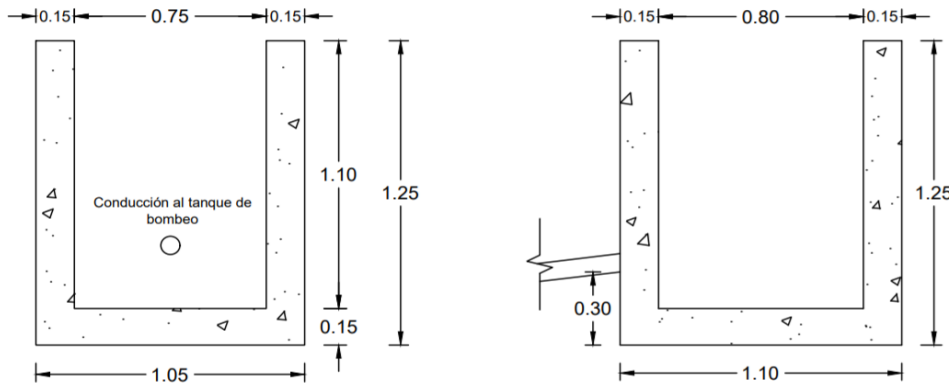
- **Dimensionamiento del pozo de control de niveles**

Este elemento hidráulico propuesto para facilitar la entrega del caudal requerido antes de ser conducido a través de las bombas a la planta de tratamiento es un elemento que nos permitirá el mantenimiento ocasional por la presencia de cualquier sedimento o partícula que pueda ingresar a la cámara de captación.

A continuación, se presenta las dimensiones propuestas para el pozo de control de niveles:

Ilustración 37

Pozo de control de niveles (Alternativa B)



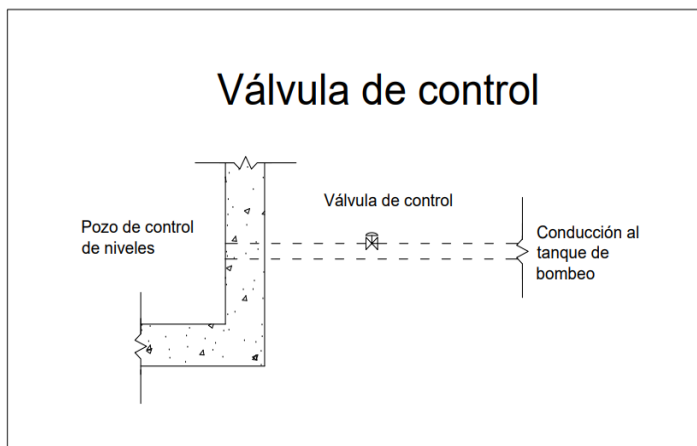
Elaborado por: Andrade-Colcha

- **Elementos complementarios de la cámara de captación:**

- **Válvula de control:** este elemento será insertado en la conexión de la tubería de 75mm teniendo como objetivo principal regular el caudal de salida hacia el pozo de bombeo, así como también para la suspensión del caudal por mantenimiento.
- **Tubería de acero:** se opta una tubería de 75mm de diámetro desde la captación hacia todo el sistema de agua, la cual estará ubicada por debajo del nivel de agua.

Ilustración 38

Válvula de control (Alternativa B)



Elaborado por: Andrade-Colcha

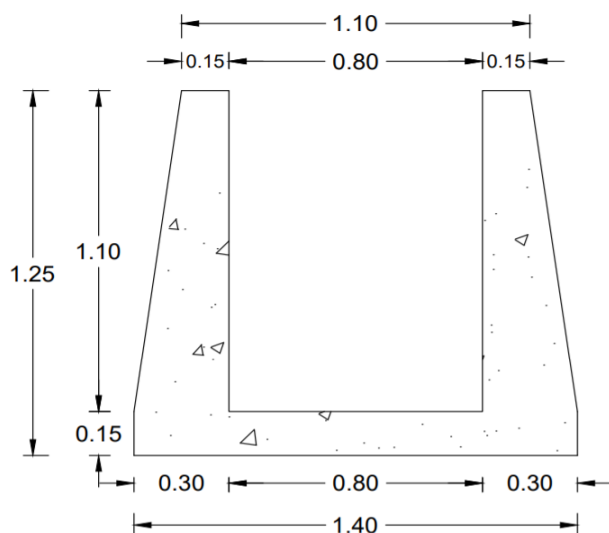
- **Dimensionamiento de los muros**

Los muros servirán para encausar el caudal del río y proteger la estructura de captación.

A continuación, se presenta el diseño propuesto del muro:

Ilustración 39

Muros de canal (Alternativa B)



Elaborado por: Andrade-Colcha

Al realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento se obtuvieron los siguientes resultados:

- **Factor de seguridad al deslizamiento**

FSD	1,68	
FSD perm	1,3	CUMPLE

- **Esfuerzos en el suelo**

σ (max)	1,63	T/m ²	CUMPLE
σ (min)	2,55	T/m ²	CUMPLE

- **Esfuerzo admisible en el suelo**

σ (adm)	20,39	T/m ²
----------------	-------	------------------

Dónde:

FSD: Factor de seguridad al deslizamiento

σ (max): *Esfuerzo máximo*

σ (min): *Esfuerzo mínimo*

σ (adm): *Esfuerzo admisible*

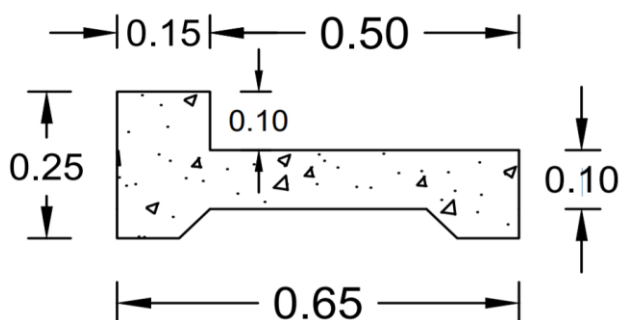
- **Dimensionamiento del pozo de disipación:**

Debido a los resultados obtenidos se concluyó que es necesario la construcción de un pozo de disipación debido que existe un resalto desplazado. El objetivo del pozo de disipación es disipar la energía de tal manera que se genere un resalto sumergido. Para esto es necesario calcular la profundidad de un escalón aguas abajo.

Se presenta el diseño del pozo de disipación con sus dimensiones:

Ilustración 40

Pozo de disipación (Alternativa B)



Elaborado por: Andrade-Colcha

Nota: para el diseño del pozo de disipación se tomó como referencia las medidas de la alternativa (A) ya que las medidas necesarias son mínimas.

3.1.4. Selección de la alternativa de captación

Antes de seleccionar la alternativa más conveniente para la obra de captación será necesario realizar un análisis comparativo sobre las alternativas propuestas, para lo cual tomaremos en cuenta las ventajas y desventajas de cada una.

A continuación, se presenta el análisis comparativo de la alternativa A y B:

Tabla 14

Análisis comparativo de las alternativas de la obra de captación

Ventajas (Alternativa A)	Ventajas (Alternativa B)
<ul style="list-style-type: none"> • Menor magnitud de obras civiles. • Menor costo de la obra. • Menor obstáculo al escurrimiento. • No importa la ubicación de la obra. 	<ul style="list-style-type: none"> • Se puede acceder a la cámara de captación. • Menor probabilidad de obstrucción de la rejilla por sedimentos y material flotante.
<p>Desventajas (Alternativa A)</p> <ul style="list-style-type: none"> • No se tiene acceso a la cámara de captación por lo que se dificulta la limpieza. • Mayor probabilidad de obstrucción de la rejilla por sedimentos y material flotante. 	<p>Desventajas (Alternativas B)</p> <ul style="list-style-type: none"> • Mayor magnitud de obras civiles. • Mayor Costo de la obra.

Elaborado por: Andrade-Colcha

En base al presupuesto disponible por la comunidad para la realización del proyecto y a las ventajas que propone, hemos seleccionado la alternativa (A), la cual es una captación directa con rejilla de fondo.

3.2. TANQUE SEDIMENTADOR

Un tanque sedimentador también llamado decantador o tanque de asentamiento sirve para la eliminación de los sólidos suspendidos por la sedimentación. En este tanque la velocidad con la que circula el agua es muy baja y se reduce la turbulencia, por tal motivo permite que las partículas sedimentables se hundan, mejorando la calidad del agua en este punto.

Un sedimentador está compuesto por cuatro partes principales: zona de entrada; zona de sedimentación; zona de salida (constituida por un vertedero) y finalmente una zona de recolección de lodos.

Hay que tomar en cuenta que en este tipo de obras es necesario prevenir el desprendimiento de gases olorosos, por lo cual es necesario remover los lodos frecuentemente.

Ventajas:

- Tecnología sencilla
- Remoción de los sólidos suspendidos
- Costos de operación bajos

Desventajas

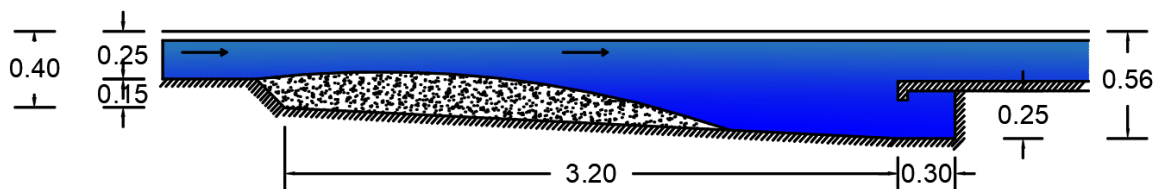
- Es necesario remover los lodos frecuentemente

A continuación, presentaremos el diseño de un tanque sedimentador para nuestro proyecto, el cual estará ubicado luego de la obra de captación y antes del tanque de bombeo, debido a que en esta zona se producen los taponamientos en épocas de crecida debido a los sedimentos. Este constituye el problema principal en nuestro proyecto.

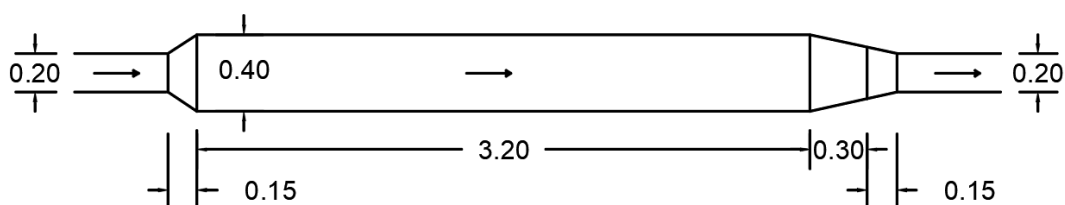
SEDIMENTADOR		
Altura de la profundidad a la entrada del desarenador (h1)	0,4	m
Longitud del desarenador (S)	3,2	m
Profundidad del volumen muerto a llenarse (hm)	0,1	m
Pendiente del desarenador (i)	5	%

Profundidad al final de la cámara	0,56 m
Ancho de la galería de sedimentación	0,3 m
Altura de la galería de sedimentación	0,25 m

VISTA LATERAL



VISTA EN PLANTA



3.3. TRATAMIENTO DE AGUA

Para nuestro proyecto será necesario el tratamiento del agua captada desde el río Maldonado Chico para que sea apta para el uso de la población de San Vicente de Andoas.

Actualmente el agua es tratada por una planta de tratamiento existente, por tal motivo realizaremos el estudio necesario para determinar si dicha planta es apta para tratar el agua o en caso contrario realizar las modificaciones necesarias para optimizarla.

A continuación de muestra los indicadores de calidad de agua del río Maldonado Chico:

Tabla 15*Indicadores de calidad de agua del rio Maldonado Chico*

INTERPRETACIÓN					
PARÁMETROS ANALIZADOS	METODOLOGÍA DE REFERENCIA	UNIDAD	AGUA DE CONSUMO LSA20 350	LÍMITE MÁXIMO PERMISIBLE	CRITERIOS DE RESULTADOS
Potencial Hidrógeno	SM 4500 H+B	Uds	7.30	5.0-9.0	CUMPLE
Color	SM 2120: B	PCU	<0.10	15.00	CUMPLE
Dureza Total	SM 3111-B	mg/L	78.72	500.00	CUMPLE
Cloro Residual	SM 4500-Cl: E	mg/L	<0.05	0.03-1.50	NO CUMPLE
Sulfatos	SM 4500-SO4: E	mg/L	<5.00	250.00	CUMPLE
Nitratos	SM 4500-NO3: C	mg/L	0.49	10.00	CUMPLE
Hierro Total	Standard Methods. Ed 22, 2012	mg/L	0.85	5.00	CUMPLE
Boro	3111 B		<1	1.00	CUMPLE
Coliformes Totales	SM 9222: D	nmp/100 mL	<1	<1000	CUMPLE
Coliformes Fecales	SM 9222: D	nmp/100 mL	<1	<1	CUMPLE

Elaborado por: Andrade-Colcha

Para desarrollar una planta de tratamiento de agua es necesario tomar en cuenta varios procesos por los cuales tiene que pasar el agua antes de llegar al consumo humano. A continuación, enunciaremos los procesos necesarios para el buen funcionamiento de la planta de tratamiento:

- Cribado
- Aireación
- Coagulación
- Floculación
- Sedimentación
- Filtración
- Cloración

3.3.1. Cribado

El cribado es básicamente la remoción de los desechos o solidos grandes que pueden dañar los equipos o estructuras para el tratamiento del agua. El sistema más utilizado para el cribado es el de rejillas, ya que es un sistema simple y la limpieza se la puede realizar de forma mecánica o manual.

Ilustración 41

Rejilla



Fuente: UNAD, 2016

3.3.2. Aireación

La aireación es básicamente la transferencia de oxígeno de aire al agua. El agua necesita de la aireación debido a que cuando el agua presenta bajos niveles de oxígeno presenta olores desagradables y el enturbiado del agua. La falta de oxígeno también puede incrementar la descomposición anaeróbica de los lodos en el fondo del agua, por tal motivo se produce el aumento de nutrientes y por consiguiente se produce el crecimiento de algas. Otra consecuencia por falta de oxígeno en el agua es que se produce un fenómeno llamado termoclina el cual es una estratificación del agua que es causada porque en la superficie el agua es más caliente ya que está en contacto con el aire y en el fondo es más fría por la falta de oxígeno.

La aireación del agua garantiza un habitat más natural y sano, reduce el florecimiento de las algas, mejora la claridad del agua y elimina los posibles malos olores.

La cantidad de aireación dependerá de factores tales como la profundidad del tanque, la calidad del agua, etc. Como referencia, mientras más pequeño sea el tanque para utilizarse, mayor es la aireación necesaria.

Ilustración 42

Zanjón de aireación



Fuente: EMPRESA DE SERVICIOS PÚBLICOS DE EL ROSAL, 2016

3.3.3. Coagulación

Es el proceso en el cual se adiciona un producto químico a una dispersión coloidal, el cual produce que las partículas se junten formando pequeñas masas. Básicamente este producto químico ocasiona la desestabilización de las partículas por la reducción de una fuerza que las mantiene separadas.

Cuando las partículas se aglutinan en pequeñas masas tienen un peso específico superior al agua. El proceso en el que transcurre todo es muy corto.

3.3.4. Floculación

La floculación es la segunda fase para la formación de partículas sedimentables, es decir después del proceso de coagulación. En definición la floculación es el fenómeno en el cual las partículas ya desestabilizadas chocan entre si para formar coágulos de mayor tamaño.

Existen varios tipos de floculadores:

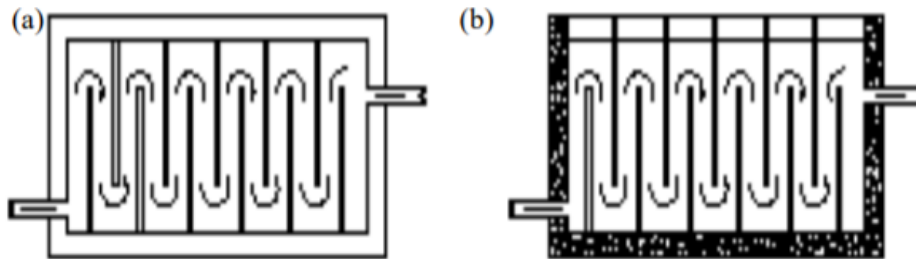
- **Hidráulico**

Los floculadores hidráulicos derivan su energía de la carga de velocidad que el flujo adquiere al transportarse por un conducto.

Consisten en tanques provistos por pantallas entre las cuales el agua circula a una velocidad fija, produciendo una turbulencia en cada cambio de dirección.

Ilustración 43

Floculadores hidráulicos



Fuente: Núñez M., 2015

- **Floculador de flujo horizontal**

El tanque debe estar dividido por pantallas de concreto u otro material para que el agua pueda realizar un recorrido de ida y de vuelta.

Ilustración 44

Floculador de flujo horizontal



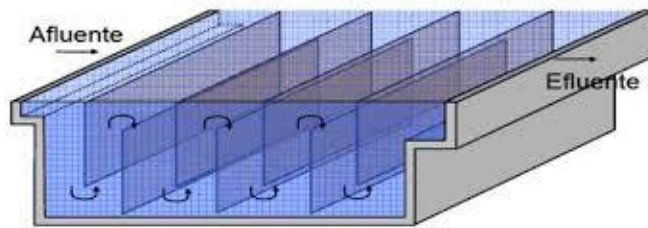
Fuente: Universidad Católica de Colombia, 2016

- **Floculador de flujo vertical**

Este floculador es similar al anterior, con la diferencia que el agua debe fluir por encima y por debajo de las pantallas que dividen el tanque.

Ilustración 45

Floculador de flujo vertical



Fuente: Matiz L., 2008

3.3.5. *Filtración*

Para nuestro proyecto utilizaremos el filtro de arena ya que es un método de tratamiento de agua ecológico, sencillo y de bajo costo.

El método consiste en que los granos de arena forman una capa por la cual tiene que atravesar el agua, por tal motivo retiene por un efecto de tamizado las partículas de mayor tamaño a los existentes. Existen 3 tipos de filtración de arena:

- Filtros de arena rápidos
- Filtros de arena semi-rápidos
- Filtros de arena lentos

Ilustración 46

Filtros de arena



Fuente: PTAP, 2015

3.3.6. Cloración

La cloración es el proceso de desinfección del agua que se emplea al final del tratamiento de agua, en el cual a través de cloro o compuesto clorados se eliminan microorganismos del agua que causan enfermedades. Además, logra la eliminación de patógenos y ciertas sustancias sólidas minerales y orgánicas no deseados (sustancias que provocan olores y sabores desagradables).

En resumen, el cloro es un producto muy eficaz para el tratamiento del agua, con el cual se puede obtener lo siguiente:

- Eliminación de metales del agua, como el hierro y manganeso
- Eliminación de ácido sulfhídrico
- Eliminación de colorantes orgánicos
- Control de olores
- Control de sabores
- Prevención del crecimiento de algas

3.4. LÍNEA DE CONDUCCIÓN

La línea de conducción es la responsable de transportar el agua desde la captación hasta la planta de tratamiento.

Para línea de conducción en nuestro proyecto utilizaremos un sistema con bombeo debido a la topografía del terreno, ya que la cota en el lugar de la captación es menor a la cota en el lugar donde será construida nuestra planta de tratamiento.

En una línea de conducción por bombeo la diferencia de cotas es la carga para vencerse con ayuda de una bomba y en función del diámetro que se elija para la conducción, ya que existe una relación inversa de costo entre potencia requerida y el diámetro de la tubería. Esto se puede resumir en las siguientes alternativas:

- Un diámetro de tubería pequeño y un equipo de bombeo grande, lo cual tiene un costo bajo en la tubería, pero un costo mayor en el equipo de bombeo y su operación.
- Un diámetro de tubería grande y un equipo de bombeo pequeño, lo cual tiene un costo alto en la tubería, pero un costo menos en el equipo de bombeo y su operación.

3.4.1. Consideraciones de Diseño

- Se deberá calcular la carga disponible o la diferencia de elevaciones.
- La línea de conducción será diseñada para conducir el volumen de agua requerido en un día máximo de consumo, es decir 4.99 lt/s.
- Se deberá tomar en cuenta el tipo de tubería que soporte la carga hidrostática.
- Se tomará en cuenta accesorios o equipos que complementen el buen funcionamiento de la obra tales como válvulas de aire, etc.
- Es importante tomar en cuenta en el diseño que un sistema con bombeo está diseñado para que funcione las 24 horas del día. Esto se tomará en cuenta para el cálculo de los costos ya que debe ser adaptable al presupuesto del proyecto.

3.4.2. Tipo de Tubería para utilizarse

Para el proyecto se utilizará tubería PVC por las siguientes razones:

- Es invulnerable a la corrosión tanto bajo el suelo como en exteriores.
- Debido a su bajo peso, su instalación es sencilla y por ende el personal necesario para su instalación es bajo.
- Su costo es bajo, lo que ofrece un ahorro para nuestro proyecto.
- Las tuberías de PVC son extremadamente lisas lo que reduce la resistencia en el flujo del agua.
- La instalación es hasta un 30% más rápida que una tubería de concreto del mismo tamaño.

- Las conexiones son mucho más sencillas de enlazar.
- Tiene una larga vida útil.
- Debido a su flexibilidad y resistencia, es poco probable que existan fugas por el crecimiento de las raíces de árboles.

3.4.3. Pérdidas de carga

La pérdida de carga de una tubería es la pérdida de presión que se produce debido a varios factores.

Existen 2 tipos de pérdidas de carga a considerarse:

3.4.4. Perdidas Longitudinales

Las perdidas longitudinales o también conocidas como pérdidas primarias son aquellas que se producen debido a la fricción del fluido con las paredes de la tubería. Para calcular dichas pérdidas se utiliza la ecuación de Darcy Weisbach, la cual considera cada uno de los efectos que influyen en la pérdida de carga en tubería:

$$hL = \lambda * \frac{L}{D} * \frac{v^2}{2g}$$

3.4.5. Pérdidas Locales

Las perdidas locales o también conocidas como pérdidas secundarias son aquellas que se producen por los accesorios instalados a lo largo de la tubería tales como codos, estrechamientos, válvulas, etc.

3.4.6. Velocidad Mínima

En una tubería es necesario tener en consideración una velocidad mínima para el flujo de agua ya que si la velocidad es menor a ese valor se producirá sedimentación y por ende se podrá producir un taponamiento de la tubería. Para nuestro proyecto, según la norma EMAAP (2008), consideraremos una velocidad mínima de 0.45 m/s para materiales plásticos.

3.4.7. Velocidad Máxima

En una tubería también es necesario considerar una velocidad máxima para el flujo de agua ya que si la velocidad excede dicho valor se producirá el daño de la tubería. Para nuestro proyecto, según la norma EMAAP (2008), consideraremos una velocidad máxima de 8 m/s para materiales plásticos.

3.4.8. Presiones

Las presiones dependen del material con el que trabajaremos. Tomaremos en cuenta una presión dinámica mínima de 7 mca y una presión dinámica máxima de 30 mca para nuestro diseño. También tomaremos en cuenta una presión estática máxima de 40 mca.

3.4.9. Características de la conducción

Para la conducción tomaremos en cuenta la utilización de múltiples accesorios para su buen funcionamiento, para esto se deberá realizar primeramente el trazado de la línea de conducción.

Entre los accesorios a colocarse están las válvulas las cuales sirven para detener o regular el flujo de agua, lo cual será necesario para cuando sea necesario realizar inspecciones, reparaciones, limpieza, etc. Las válvulas por colocarse serán válvulas de desagüe las cuales deberán ser colocadas en puntos bajos y válvulas de aireación las cuales deberán colocarse en cajas de hormigón.

3.4.10. Diseño hidráulico de la línea de conducción

Para realizar el diseño de la línea de conducción se calculará el diámetro de la tubería y las presiones que existirán a lo largo de la línea de conducción (Ver anexo 28).

Para el cálculo se seguirán los siguientes pasos:

- Proponer el diámetro y el tipo de tubería.

- Calcular el caudal y comparar con el caudal de diseño. En este paso tocara redimensionar la tubería hasta que el caudal calculado sea mayor o igual al de diseño.
- Calcular las velocidades y verificar que se encuentren dentro del rango de la velocidad mínima y máxima.
- Dibujar la línea piezométrica sobre el perfil del terreno.

3.4.11. Selección del diámetro necesario para la línea de conducción

Tabla 16

Selección del diámetro necesario para la línea de conducción

CARACTERÍSTICAS	UNID AD	DIÁMETRO COMERCIAL (mm)			
		90,00	110,00	160,00	200,00
		DIÁMETRO INTERIOR (mm)			
		81,40	99,40	144,60	180,80
DATOS FÍSICOS					
Caudal de Operación	l/s	14,97	14,97	14,97	14,97
Caudal de Operación	m ³ /s	0,01497	0,01497	0,01497	0,01497
Velocidad	m/s	2,88	1,93	0,91	0,58
Cota de Llegada	msnm	807,00	807,00	807,00	807,00
Cota de Impulsión Estación de Bombeo	msnm	729,38	729,38	729,38	729,38
Altura Estática	m	77,62	77,62	77,62	77,62
DARCY-WEISBACH					
Viscosidad del Agua		1,13E-06	1,13E-06	1,13E-06	1,13E-06
Rugosidad Absoluta del Material (ke)	mm	0,0015	0,0015	0,0015	0,0015
Número de Reynolds (Re)		2,07E+05	1,70E+05	1,17E+05	9,33E+04
Factor (λ)		0,0156	0,0162	0,0174	0,0182
LÍNEA DE IMPULSIÓN					
Longitud de la Tubería de Impulsión	m	1453,00	1453,00	1453,00	1453,00
Pérdida de Carga por Fricción	m	117,43	44,83	7,39	2,53
Pérdida de Carga Unitaria	m/m	0,081	0,031	0,005	0,002
Sumatoria de Coeficientes de Accesorios		19,60	19,60	19,60	19,60
Pérdida por Accesorios	m	8,27	3,72	0,83	0,34
LÍNEA DE SUCCIÓN					
Longitud de la Tubería de Succión	m	7,12	7,12	7,12	7,12
Pérdida de Carga por Fricción	m	0,58	0,22	0,04	0,01
Pérdida de Carga Unitaria	m/m	0,081	0,031	0,005	0,002
Sumatoria de Coeficientes de Accesorios		4,85	4,85	4,85	4,85
Pérdida por Accesorios	m	2,05	0,92	0,21	0,08
Altura Mínima de Presión de Llegada	m	10,00	10,00	10,00	10,00
Altura Dinámica Total (HDT)	m	98,51	92,48	88,69	88,06

SISTEMA DE BOMBEO					
Eficiencia Bomba-Motor	%	70	70	70	70
Potencia Requerida	HP	27,72	26,02	24,96	24,78
Potencia Requerida	Kw	20,67	19,40	18,61	18,48
Consumo Anual de Energía	Kw/h	181070,4	169986,1	163027,8	161859,3
		9	8	4	7
COSTOS					
Costo de Energía	\$	0,0926	0,0926	0,0926	0,0926
Costo Anual de Energía	\$	16767,13	15740,72	15096,38	14988,18
Años de Servicio		10	10	10	10
Interés	%	12	12	12	12
Valor Presente del Consumo de Energía		\$94.738,0	\$88.938,5	\$85.297,9	\$84.686,5
		1	8	0	4
COSTOS DE LA TUBERÍA DE IMPULSIÓN					
Costo Unitario de la Tubería	\$	4,63	7,03	15,14	30,80
Costo de la Tubería	\$	6727,39	10214,59	21998,42	44752,40
DIÁMETRO COMERCIAL (mm)		90,00	110,00	160,00	200,00
VALOR PRESENTE TOTAL		\$101.465,40	\$99.153,17	\$107.296,32	\$129.438,94
Potencia Requerida (HP)		27,72	26,02	24,96	24,78
COSTO MÍNIMO SELECCIONADO=			\$101.465,40		
TUBERÍA SELECCIONADA (mm)=			90,00		
POTENCIA REQUERIDA (HP)=			27,72		

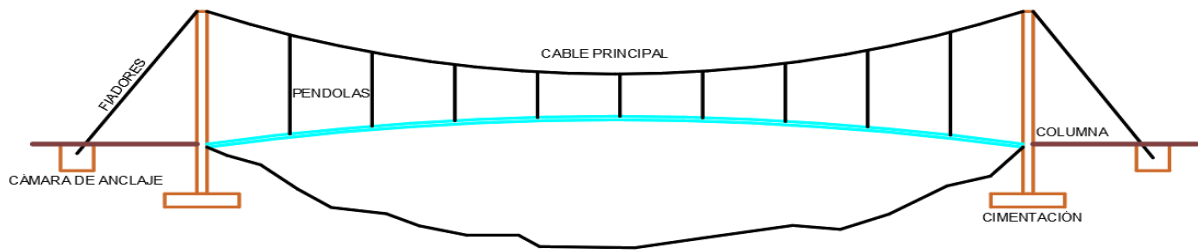
Elaborado por: Andrade-Colcha

3.5. PASO AÉREO DE LA TUBERÍA

El pase aéreo es una estructura la cual sirve para dar paso a una tubería que se encuentra suspendida en el aire debido a las condiciones topográficas del terreno por el cual atravesará la línea de conducción. Consta de estructuras compuestas por una columna y una zapata aislada, las cuales servirán de soporte a un cable principal el cual servirá para sostener la tubería mediante péndulas. El cable principal de acero se encuentra apoyado en las columnas y sostenido por anclajes de concreto.

Ilustración 47

Esquema de pasaje aéreo



Elaborado por: Andrade-Colcha

A continuación, se procede a realizar los cálculos para el diseño del pase aéreo (Ver anexo 29).

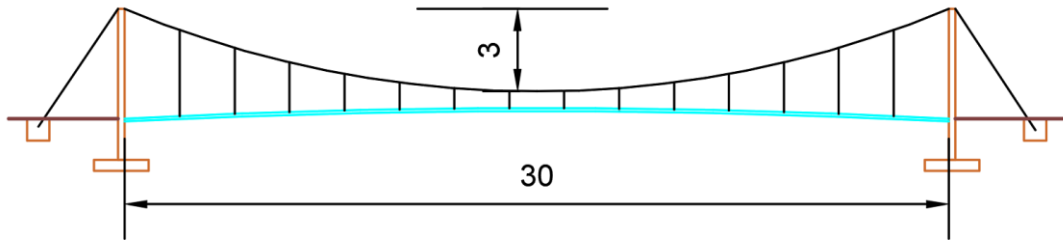
Resumen del diseño de estos elementos para nuestro proyecto.

Tabla 17

Hoja de resumen del pase aéreo

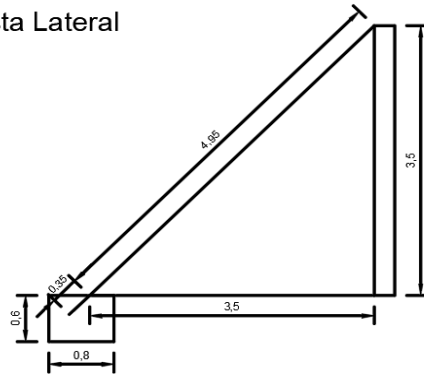
HOJA RESUMEN CRUCE AEREO L=30 m			
DATOS GENERALES			
CABLES			
Longitud(entre columnas)	30,00 m		
Fecha del cable	3,00 m		
Distancia de Separación de las pendolas	2,00 m		
Longitud de Amarre	2,00 m		
Longitud del margen izquierdo	4,95 m		
Longitud del margen Derecho	4,95 m		
Longitud del Cable Total	35,0 m		
N° de Pendolas	15,0 und		
Contra Flecha (Cable-Tubería)	0,05 m		
Diametro de la Tubería	3,5" =	90 mm	
Diametro del cable Principal	3/8 "		
ZAPATA			
Altura	0,40 m		
Ancho de la Sección	1,10 m		
Base de la sección(Dirección long. Cable)	2,00 m		
Acero de 1/2" cada 16 cm			
COLUMNA			
Altura			4,50 m
DIMENSIONES DE LA SECCION BASE			
Ancho de la Sección			0,20 m
Base de la sección(Dirección long. Cable)			0,25 m
Acero Base: 6 varillas de 3/8"			
Acero Superior: 5 Varillas de: 1/2"			
DADO DE CONCRETO			
Altura			0,60 m
Ancho de la Sección			0,80 m
Base de la sección(Dirección long. Cable)			0,80 m
Recubrimiento del Acero			0,0750 m
Traslape del Acero			0,35 m

Elaborado por: Andrade-Colcha

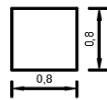


CÁMARA DE ANCLAJE

Vista Lateral

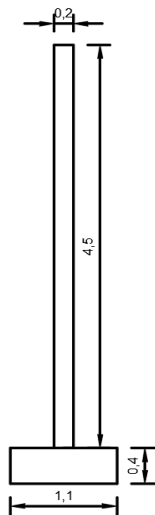


Vista Superior

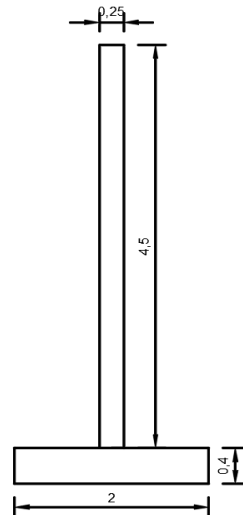


COLUMNA Y CIMENTACIÓN

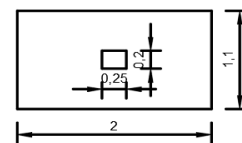
Vista Frontal



Vista Lateral



Vista Superior



3.6. TANQUE DE ALMACENAMIENTO

Los tanques de almacenamiento son elementos constructivos necesarios para cualquier sistema de abastecimiento de agua de una población. La función de un tanque de almacenamiento es guardar o almacenar el agua que viene desde la captación, posteriormente a la planta de tratamiento y finalmente al tanque de almacenamiento, para posteriormente proveer a la población el agua necesaria para cumplir con la demanda máxima de la misma.

Para la localización y construcción de un tanque de almacenamiento es necesario tomar en cuenta varios factores tales como la topografía del terreno, geología, estudio de precipitación, etc. Para propósito de nuestro proyecto el tanque de almacenamiento se construirá alado del tanque que está funcionando actualmente, el cual se encuentra en operación aproximadamente 8 años y no presenta ningún problema.

El tanque de almacenamiento que funciona actualmente es un tanque cilíndrico de 200 m³. El nuevo tanque que se diseñará será rectangular debido a la facilidad de construcción y menor costo de inversión. Para este tipo de obras se utiliza comúnmente estructuras de hormigón armado.

A continuación, se presenta el resumen de las dimensiones necesarias obtenidas del tanque de almacenamiento rectangular que se construirá de 218 m³:

Tabla 18

Datos para el diseño del tanque de almacenamiento

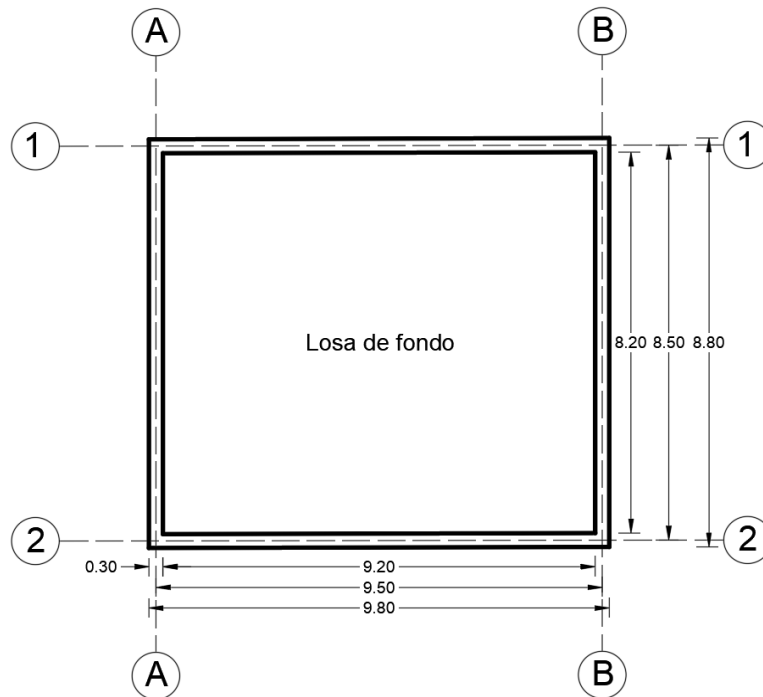
TANQUE DE ALMACENAMIENTO		
Altura del tirante de agua	2,7	m
Borde Libre	0,3	m
Largo efectivo	9,5	m
Ancho efectivo	8,5	m
Recubrimiento	0,05	m
Espesor de los muros	0,3	m
Espesor de la losa	0,25	m

Elaborado por: Andrade-Colcha

Ilustración 48

Vista en planta del esquema del tanque de almacenamiento

VISTA EN PLANTA

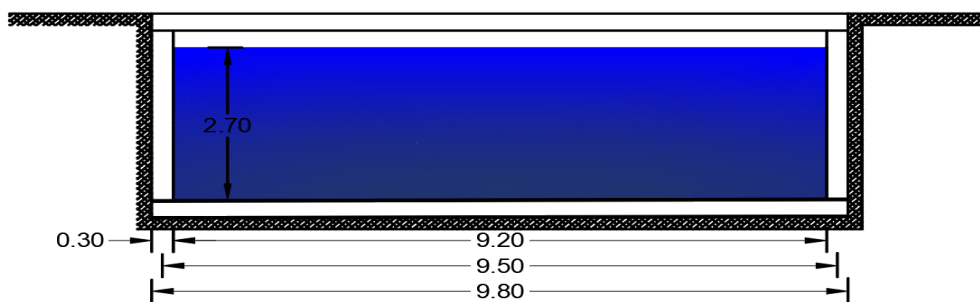


Elaborado por: Andrade-Colcha

Ilustración 49

Vista lateral del esquema del tanque de almacenamiento

VISTA LATERAL



Elaborado por: Andrade-Colcha

CAPÍTULO IV

IMPACTO AMBIENTAL

4.1. INTRODUCCIÓN

El objetivo de desarrollar un estudio de impacto ambiental es analizar la viabilidad del proyecto y efectuar recomendaciones que serán necesarias tomar en cuenta en la etapa de construcción del proyecto, ya que habrá actividades que afectarán el medio ambiente. Los principales factores que se pueden dar en este tipo de proyectos son los siguientes:

- Impactos relacionados con la obra de captación
- Impactos relacionados con el tratamiento del agua

4.2. DESCRIPCIÓN DEL MEDIO AMBIENTE

Tomaremos en cuenta los elementos en los cuales podría tener influencia nuestro proyecto, para lo cual vamos a mencionar los posibles impactos que se podrían dar. Los elementos a mencionar son los siguientes:

- Aire
- Suelo
- Agua
- Bosques
- fauna

Aire

Tomando en cuenta el tipo de obra no existe un impacto en el aire debido a que no se trabaja con una gran cantidad de automotores, los cuales son los responsables de la contaminación del aire.

Suelo

En el suelo tampoco se puede evidenciar un impacto negativo debido a que no se realizará grandes excavaciones.

Agua

No se evidencia un impacto negativo en el agua debido a que en los estudios realizados se obtiene como resultado que el agua es apta para el consumo humano, previo a un tratamiento de desinfección.

Bosques

No se necesitará la tala de árboles de la zona debido a que se cuenta con el espacio necesario para realizar las obras para el proyecto.

Fauna

No afectará a la fauna de la zona debido a que para la construcción del proyecto no es necesario la tala de árboles (mencionado anteriormente) lo cual es un factor principal para la destrucción de hábitats.

4.3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Para la presente descripción del proyecto se iniciará detallando los diferentes procesos adoptados y estudiados en cada una de las etapas de diseño, haciendo énfasis en los modelos propuestos de captación y conducción de agua detallados en el capítulo III, esto es lo que se puede plantear como introducción y un pronóstico previo y análisis de impactos ambientales de la obra.

En lo que corresponde a la captación de agua del cauce natural, el proyecto se lo realizará mediante una fuente de abastecimiento de tipo superficial, cuya cota de inicio en la captación está ubicada a 733 msnm, en las coordenadas N 6908,667 y E 724654,258.

Presentando un caudal de captación de 5.98 l/s y un caudal de conducción de 5.24 l/s que se dirige hacia la planta de tratamiento.

A partir de la captación de agua en el cauce natural se utilizará para el diseño tuberías de PVC de 1.6Mpa a 2Mpa de presión de trabajo.

4.4. PRONÓSTICO Y ANÁLISIS DE IMPACTOS

Este es un proceso en el que se identifican acontecimientos de varios criterios, ya sean lógicos, de impactos en el desarrollo o de vulnerabilidad sobre las áreas de afectación, los mismos que nos ayudaran a tomar precauciones, decisiones y medidas preventivas con tal de combatir de una manera eficaz y oportuna las diferentes alteraciones al ambiente que pueda ocasionar este proyecto técnico. Este análisis se lo realizará tomando en cuenta e identificando los posibles impactos tanto positivos como negativos en cada una de las fases del presente proyecto.

4.4.1. Impactos positivos

Entre los impactos positivos más importantes podemos mencionar los siguientes:

- Desarrollo socioeconómico de la población
- Mejorar las condiciones de vida y salud de la población
- Optimizar el sistema hidráulico actual de agua potable
- Mejorar la calidad de la producción agrícola y ganadera de la zona
- Mejorar las condiciones sanitarias locales
- Generar plazas de empleo

4.4.2. Impactos negativos

Entre los aspectos negativos y perjudiciales para el entorno natural y el ecosistema del proyecto se tiene:

- Generación de escombros y demás materiales a ser utilizados en el proyecto
- Emisiones de ruido y contaminación en la zona
- Manifestación de enfermedades de infección por la mala gestión de desechos generados, estrés.

4.5. EVALUACIÓN DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES

Para evaluar los posibles y diferentes impactos ambientales se debe realizar una valoración mediante una comparación de las condiciones expuestas en el proyecto, tomando en cuenta el uso y aplicación de las normas de calidad ambiental (Texto unificado legislación secundaria, medio ambiente-TULSMA, Libro VI, 31-mar.-2003).

4.5.1. Matriz de Leopold

Es un cuadro de doble entrada que relaciona una metodología causa-efecto empleada en la evaluación del impacto ambiental ya sean positivos o negativos que se puedan presentar en el proyecto. Esta matriz sistematiza la relación entre las acciones a realizar en la ejecución del proyecto y sus posibles efectos en factores ambientales tanto en magnitud como en niveles de importancia que se presentan.

Este procedimiento es utilizado como un método de evaluación cualitativo y sencillo de implementar, de bajo costo y aplicable a todo tipo de proyectos.

En la primera fila (parte superior) se colocan las acciones a ejecutar en el proyecto a evaluar, en el extremo izquierdo (primera columna) se colocan los factores ambientales que pueden ser afectados por cada acción. En las celdas formadas por la intersección entre filas y columnas se coloca la magnitud e importancia del impacto. En las columnas finales van los totales de número de afectaciones positivas, negativas y el impacto para cada factor ambiental.

La diferencia entre un impacto positivo (+) como negativo (-) recaerá en el signo que presente el mismo.

4.6. MITIGACIÓN, PREVENCIÓN Y COMPENSACIÓN DE LOS IMPACTOS NEGATIVOS

Con el objetivo de presentar posibles soluciones se realizará una evaluación de impacto ambiental, tomando en cuenta el previo análisis para lograr plantear medidas, soluciones posibles o acciones a efectos desfavorables. Este tipo de acciones considera algunos métodos de prevención, moderación, compensación, mitigación para cada uno de ellos promoviendo varias técnicas o soluciones basándose en un marco actual y legal.

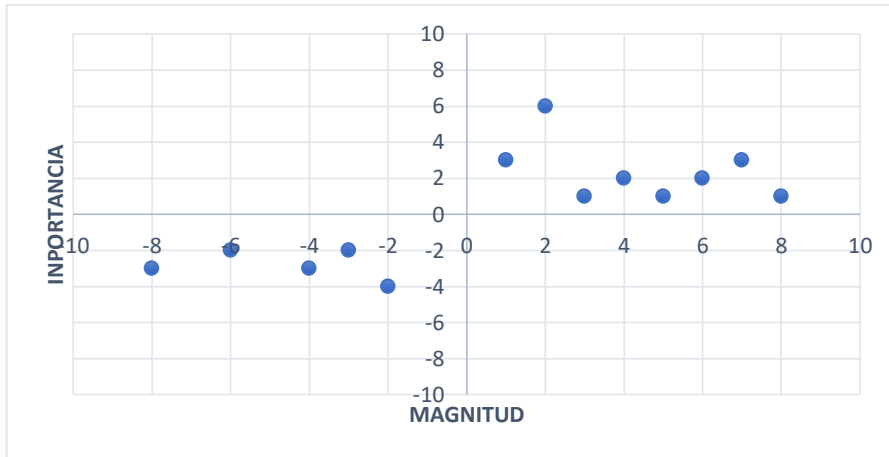
Los mecanismos propuestos para contrarrestar la mitigación, prevención o compensación para el presente proyecto son:

- ✓ Realizar ensayos o análisis periódicos de la calidad del agua en la captación de la fuente natural para poder identificar posibles cambios o alteraciones en la calidad de la misma.
- ✓ Tener en cuenta la posible existencia acuíferos cercanos al lugar del proyecto, para lo cual se hará un análisis o estudio previo, el cual debe ser presentado y supervisado en la fase de construcción.
- ✓ Plantear y ejecutar un plan de reforestación, se lo debe hacer junto con las autoridades y encargados municipales.
- ✓ Realizar un análisis previo en el sector para confirmar que no existe ningún tipo de problema o perturbación del cauce natural por parte de la población aledaña al lugar del proyecto.
- ✓ Realizar un plan de capacitación para la persona encargada de operar la planta.

4.6.1. Interpretación gráfica de la matriz causa-efecto (Matriz de Leopold)

Ilustración 50

Matriz de Leopold



Elaborado por: Andrade-Colcha

En la gráfica presentada concerniente a la matriz causa-efecto (Matriz de Leopold) se puede estimar la disposición casi equilibrada entre los aspectos positivos y negativos, presentando valores elevados en cada uno de ellos.

Con este análisis se puede concluir que con el presente proyecto de rediseño va a existir un impacto pequeño o mínimo daño ecológico en el medio ambiente del lugar. También es importante mencionar y recomendar que se debe tomar en cuenta acciones correctivas para disminuir y prevenir los mismos.

4.7. DESCRIPCIÓN DE LOS PROBLEMAS AMBIENTALES IDENTIFICADOS

Para describir los posibles impactos identificados en la matriz causa-efecto (Matriz de Leopold), vamos a ejecutar un análisis en cada una de las fases a realizar en el proyecto.

A.- Fase de construcción

Se va a tomar en consideración cada uno de los diferentes procesos constructivos que se realizan para ejecutar la implantación de las obras del sistema hidráulico y demás equipos,

se realizara detallada y detenidamente especificando los factores ambientales tomados en consideración y la magnitud de impacto de cada una.

a.- Construcción del canal de conducción

Es un proceso en el cual se van implantando las instalaciones de tubería para el agua en la zona establecida para la misma, en el cual se identifica una gran variedad de problemas negativos en el factor mencionado ya sea por el recurso aire o suelo, este proceso debe ser correctamente ejecutado teniendo en cuenta todos los medios de mitigación, además se debe considerar que este presenta uno de los valores más altos de los índices positivos en el valor socioeconómico por la cantidad del proyecto a ejecutar.

b.- Construcción de las obras hidráulicas en el lugar de captación (cámara de captación, muros, rejilla)

Es el periodo en el cual se ejecuta la construcción de las estructuras hidráulicas para el sistema de conducción de agua, desde la captación del cauce natural en la que se determinó que no existe una afectación considerable, pero si va a ser afectada temporalmente la dirección del río mientras se implanta la estructura de captación.

En lo relacionado al impacto de afectación en el resto de todas las demás fases de construcción es necesario mencionar que los mismos son disminuidos con un previo control en sus diseños y diferentes componentes para la ejecución del proyecto, garantizando el tratamiento respectivo y la distribución de este.

B.- Fase de operación de la planta de tratamiento

El principal problema en esta etapa es la presencia de lodos (desechos), los cuales deben ser gestionados por la entidad competente y encargados.

Entre los factores analizados se concluye un muy buen efecto entre los usuarios ya que aumenta la calidad de vida y disminuye cierto tipo de enfermedades, ya que se presenta un mejor control y tratamiento en la planta de operaciones de la calidad del agua para el consumo.

C.- Fase de mantenimiento del sistema

En esta etapa de mantenimiento del sistema hidráulico del proyecto no existirá un mayor deterioro del ecosistema, si fuera el caso más crítico se identificaría la parte del problema y se realizarían los trabajos necesarios, pero no se usarían sustancias químicas tóxicas o nocivas que perjudiquen el medio ambiente.

CAPÍTULO V

MANUAL DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

5.1. FORMA DE MANEJO DEL SISTEMA HIDRÁULICO DE AGUA POTABLE PARA LA COMUNIDAD SAN VICENTE DE ANDOAS

Un manejo adecuado del sistema de agua potable a realizarse para la Comunidad San Vicente de Andoas tanto en operación, mantenimiento y tratamiento es aquel que se ejecuta de forma permanente y sistemática en todas las instalaciones, equipos para conservar y mantenerlas en un correcto y adecuado funcionamiento.

5.1.1. Operación

- **Definición**

Es el conjunto de acciones que se realizan con determinada frecuencia y control para que trabaje sin ningún problema o interrupción un adecuado sistema de agua potable.

- **Responsables**

Este proceso y acciones la realiza el operador o la persona encargada siguiendo las instrucciones o instructivos de operación de cada uno de los diferentes sistemas aplicando sus conocimientos adquiridos previos a una capacitación de operación de las bombas y demás elementos hidráulicos que conforman el sistema de conducción de agua. Una de las responsabilidades y más importante es revisar periódicamente que no existan obstrucciones, filtraciones, rompimientos, agua estancada, maleza, taponamientos o materia orgánica que impida el normal funcionamiento del sistema o pueda causar ciertos daños o afectaciones en medio ambiente.

Las novedades encontradas o identificadas por el operador deberán ser anotadas y deben ser notificadas de inmediato a las autoridades, funcionarios o representantes.

5.1.2. *Mantenimiento del sistema hidráulico*

El mantenimiento es el proceso o conjunto de acciones, que se cumplen o ejecutan en forma permanente y sistemática en las instalaciones, obras construidas y equipos para mantenerlos en un adecuado funcionamiento. Con el objeto de especificar muy detalladamente las actividades que se cumplen en el sistema de agua se han dividido en 3 tipos de mantenimientos.

5.1.2.1. Mantenimiento preventivo. Consiste en una serie de acciones de conservación que se realiza de manera anticipada y con frecuencia para evitar o prevenir el surgimiento de averías, mal funcionamiento, daños en las instalaciones y equipos previniendo una difícil y costosa reparación que puede ocasionar interrupciones o mala calidad en el servicio de agua a los usuarios.

Algunas operaciones del mantenimiento preventivo pueden ser ajustes, limpieza, análisis, lubricación, refacción, mejoras, calibración, reparación, cambios de piezas o equipos, entre otros para así garantizar un resultado de calidad a los beneficiarios.

- **Responsables**

Los responsables del mantenimiento realizan una programación de mantenimiento preventivo de cada uno de los sistemas hidráulicos, determinando responsabilidades en cada nivel y fase del proyecto, proporcionando los materiales, herramientas y equipos necesarios para su ejecución. Las actividades de mantenimiento preventivo se las planificará con el funcionario encargado y las realizará el operador.

Durante estas actividades de mantenimiento preventivo se deberá tomar en cuenta el entorno natural y ambiental, registrar y notificar cualquier cambio que pueda afectar la seguridad del medio ambiente. Un punto muy importante es el cuidado de la deforestación, incendios forestales, algún foco de contaminación, uso de sustancias químicas o pesticidas.

Cualquier anomalía u observación será notificada de inmediato por el responsable de la ejecución del mantenimiento preventivo.

El personal responsable de estas actividades recibirá una capacitación previa y los respectivos manuales de operación, talleres periódicos de actualización y estará en constante contacto con la entidad responsable encargada.

5.1.2.2. Mantenimiento correctivo. Su principal característica es corregir o reparar los defectos del sistema de agua, equipos, el arreglo se basa en el cambio o refacción del problema por otra logrando que el sistema vuelva a funcionar correctamente. Aparte del deterioro normal por el pasar del tiempo de los diferentes elementos del sistema se ocasiona la necesidad de realizar reparaciones mayores, el cambio o reposición de piezas, estructuras o equipo determinado.

- **Responsables**

La junta de agua potable dispondrá repuestos, equipos, accesorios, herramientas, talleres y bodegas, además de un personal técnico especializado y una unidad móvil para realizar el mantenimiento correctivo. Tomando en cuenta las actividades y resultados del mantenimiento preventivo, el encargado identificara los posibles problemas o actividades a ejecutar en el mantenimiento correctivo que se necesite realizar en el sistema de agua potable.

En consecuencia, se estimará los materiales, equipos y mano de obra a utilizar en el caso de ser necesario y la planificación de tiempos para la ejecución con el personal para realizar las actividades.

5.1.2.3. Mantenimiento de emergencia. Este mantenimiento se lo realiza después de una avería o fallo total del equipo o sistema, que exige una acción o mantenimiento urgente (que normalmente tienen costos elevados), generalmente ocurre por causas imprevistas y se requiere dar soluciones rápidas.

- **Responsables**

Dependiendo del tipo de daños o problemas suscitados, mediante la junta de aguas se planificará las rápidas acciones necesarias para efectuar las debidas reparaciones que ameriten, con el principal y fundamental objetivo de restablecer el sistema de agua en el menor tiempo posible. De ser el caso necesario se requerirá de instituciones locales externas. Dependiendo de la magnitud del daño podría ser necesaria la acción inclusive de coordinaciones a nivel nacional.

5.2. CONSEJOS Y PROCESOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

El manual pretende ser un instructivo de trabajo destinado a proporcionar la información necesaria a operadores, profesionales y personas encargadas de realizar el respectivo mantenimiento, conceptos y guías para planificar las actividades en forma correcta y rápida; facilitando la adecuada ejecución, preparación y evaluación de los programas en el área. Presentando de manera fácil y simplificada las definiciones y responsabilidades de operación y sus respectivos mantenimientos.

A continuación, se citan algunas pequeñas recomendaciones que se tendrán que coordinar con la junta de aguas:

- ✓ De acuerdo con las experiencias y al pasar del tiempo el profesional deberá proponer periódicamente los cambios y ajustes correctivos para el funcionamiento del sistema.
- ✓ Con base en el manual, se anexarán documentos específicos y especializados tales como folletos o cartillas para que los operadores se puedan instruir.

- ✓ Asimismo, se deberá capacitar tanto al operador como a los usuarios en campañas de educación y motivación ambiental para impulsar el uso correcto del agua y un adecuado cuidado del sistema.

5.3. LIMPIEZA DE UNIDADES

La limpieza de las unidades se ejecutará de acuerdo a la frecuencia, tiempos establecidos en el plan de mantenimiento propuestos en el manual, exceptuado los que el profesional proponga o determine que sean necesarios según el caso.

El operador dispondrá de un instructivo en el que especificará correcta y eficazmente las tareas y procesos a realizar, las actividades a ejecutar; el equipo mínimo requerido y su debido equipo de protección personal.

5.4. ELABORACIÓN DEL MANUAL

5.4.1. Captación

Algunos problemas que se podrían presentar en la captación de agua pueden ser los siguientes:

- Taponamiento del sistema de tubería o captación
- Ingreso de partículas o sedimentos hacia la tubería, por falta de mantenimiento
- Deslizamientos de tierra que puede dañar la estructura
- Daños ocasionados por causas de la protección
- Presencia de posibles focos de contaminación en el área de la estructura
- Una crecida que acarree diversos materiales flotantes
- Deterioro de las estructuras

Operación:

Para poner a trabajar la estructura y el sistema de agua, el operador debe considerar lo siguiente:

- Limpieza del interior de la cámara de captación después de la construcción, limpiar cuidadosamente y retirar todo tipo de desperdicio y todo el material depositado ya sean sedimentos o partículas si el sistema ya estuvo funcionando con anterioridad.
- Desinfección del interior de la cámara de captación, de acuerdo con las normas específicas establecidas.

Estando la estructura en servicio, un simple análisis es verificar si el caudal o flujo que llega al tanque de bombeo tiene interferencias o disminución. Si el caudal no ha disminuido se interpretará que su funcionamiento es normal, caso contrario es necesaria la inspección necesaria y tomar las medidas necesarias respectivas para contrarrestar el inconveniente en el caso.

A continuación, se presentan las actividades que el operador o persona encargada deben realizar de manera frecuente para garantizar un buen funcionamiento:

Manual de operación para la obra de captación:

Tabla 19

Manual de operación para la obra de captación

Frecuencia	Tiempo Estimado	Actividad
Diaría	1.5 horas	Monitorear la cantidad de caudal que llega al tanque de bombeo, después de que pasa por el pozo de control de niveles. Si se identifica algún tipo de disminución, se realizará la respectiva revisión con la finalidad de detectar y corregir las posibles causas o deficiencias detectadas.

Variable	Variable	Inspeccionar la captación y las demás obras hidráulicas como son el pozo de control de niveles y el pozo de bombeo para detectar posibles fuentes de contaminación y taponamiento.
Variable	1 hora	Manipulación y verificación visual de las válvulas y accesorios para detectar o verificar posibles anomalías o averías.

Elaborado por: Andrade-Colcha

Mantenimiento

Un paso muy importante y fundamental es el de la desinfección después de que alguna persona de mantenimiento a cualquier parte del sistema, siempre y cuando sea antes de habilitar de nuevo el servicio y funcionamiento.

Para suspender o dejar fuera de servicio al sistema debido a mantenimiento, reparaciones o limpieza, el operador deberá realizar lo siguiente:

- Cerrar la válvula de salida a la conducción
- Verificar que el sistema de bombeo esté apagado
- Abrir la válvula de limpieza

Las diferentes acciones y responsabilidades correspondientes por tomar para cada uno de los diferentes niveles se presentarán a continuación:

Manual de mantenimiento de la captación

Tabla 20

Manual de mantenimiento de la captación

Frecuencia	Tiempo	Responsable	Actividad
	Estimado		

Mensual	1 día	Operador	Verificación de la obra y áreas cercanas para detectar posibles problemas, evitar su propagación y corregirlos de inmediato
Mensual	2 horas	Operador	Limpiar el pozo de control de niveles
Mensual	3 horas	Operador	Limpiar el pozo de bombeo
Mensual	1 hora	Operador	Revisar que el sistema de bombas funcione correctamente y lubricarlo. Revisar algún tipo de avería
Mensual	2 horas	Operador	Inspección del estado de mantenimiento de la captación, estructuras de protección y problemas suscitados para contrarrestarlos.
Anual	0.5 día	Operador	Revisión de tuberías, válvulas, accesorios y demás elementos de operación, si necesita reparación realizarlo enseguida.

Elaborado por: Andrade-Colcha

5.4.2. Conducción

Los principales problemas que pueden presentarse normalmente o con frecuencia en la obra de conducción de agua son los siguientes:

- Taponamiento parcial o total de la tubería por mal funcionamiento de las válvulas de aire y/o desagüe. Esta irregularidad podrá ser identificada por la detección de disminución de caudal de llegada desde el pozo de bombeo. En el caso de ser instaladas válvulas de tipo manual se corrige generalmente la obstrucción, en cambio si son automáticas es necesaria su reparación inmediata.
- Taponamiento parcial o total de la tubería por falta de válvulas, a causa de un diseño deficiente y sin criterio, tal circunstancia amerita avisar a la junta de aguas para que su personal técnico proceda a solucionar el caso.

- Filtraciones o roturas de la tubería de conducción por sobrepresiones, obstrucciones bruscas, agentes externos, fallas por la calidad del material, desplazamientos ya sean verticales u horizontales, etc. Deben ser corregidos y reparados lo más pronto posible.
- Fugas por diversas causas ocasionadas que se hayan detectado por inspección minuciosa en todo el trayecto de la tubería. Cualquier área con la presencia de humedad deberá ser explorada de inmediato con su respectiva reparación.
- Cierres bruscos de las válvulas que pueden generar sobrepresiones en la conducción (golpe de ariete), pueden generar fisuras o roturas. Por eso es recomendable manipular de una manera muy delicada y lentamente el cabezal de la válvula.

Operación:

Las actividades de operación a considerar serán las siguientes:

Manual de operación de la conducción

Tabla 21

Manual de operación de la conducción

Frecuencia	Tiempo Estimado	Actividad
Diario	1 hora	Controlar la descarga de agua en los tanques de la planta de tratamiento, para verificar el correcto funcionamiento de la tubería de conducción.
Mensual	1 día	Manipular de una forma controlada las válvulas para verificar el correcto funcionamiento, verificar si existen anomalías.
Mensual	2 horas	Verificar si existen deslizamientos de tierra o deslaves en el tramo de la tubería elevada, o algún tipo de fuga.
Mensual	3 horas	Observar si existen sitios en los cuales la tubería no está colocada en la profundidad correcta.

Elaborado por: Andrade-Colcha

Mantenimiento

Las actividades de mantenimiento a realizar son las que nos ayudan a prevenir o reparar algún tipo de daño, así como cualquier tipo de problema con relación a la operación general del sistema, los cuales se detallan en el siguiente cuadro:

Manual de Mantenimiento de la conducción

Tabla 22

Manual de mantenimiento de la conducción

Frecuencia	Tiempo Estimado	Responsable	Actividad
Manual	Variable	Operador	Verificación del correcto funcionamiento de la línea de conducción de agua, que no presente problemas.
Mensual	3 horas	Operador	Purga de válvulas
Trimestral	4 horas	Operador	Verificación e inspección visual de las válvulas de aire instaladas y repararlas de ser el caso.
Semestral	1 día	Operador	Limpieza y desbroce de la línea de conducción
Semestral	1 día	Operador	Inspección del funcionamiento hidráulico e inspección del correcto funcionamiento del sistema de conducción.
Semestral	3 horas	Operador	Corregir la tubería de conducción en los lugares donde e haya identificado que está colocada de forma incorrecta con respecto a la profundidad.
Anual	1 día	Operador	Revisión e inspección de las válvulas, reparación y mantenimiento de ser necesarios.

Elaborado por: Andrade-Colcha

5.4.3. Tratamiento

Operación:

Es deber principal de los operadores controlar la existencia de los materiales químicos y de acuerdo con las condiciones de entrada del agua desde la captación evacuar los lodos del floculador, sedimentador y filtro. Tomando en cuenta un sencillo diseño de operación desde las válvulas de control.

Se presenta las diferentes actividades de operación:

Manual de operación de la planta de tratamiento

Tabla 23

Manual de operación de la planta de tratamiento

Frecuencia	Tiempo Estimado	Actividad
Variable	1 hora	Control del caudal que llega a la planta de tratamiento.
Variable	1 hora	Manipulación de forma controlada de las válvulas que se encargan del paso a la planta de tratamiento, según su requerimiento.

Elaborado por: Andrade-Colcha

Mantenimiento:

Para un correcto funcionamiento de la planta de tratamiento en el sistema hidráulico de agua se deberá realizar cierto mantenimiento que se detallará a continuación:

Manual de mantenimiento de la planta de tratamiento

Tabla 24*Manual de mantenimiento de la planta de tratamiento*

Frecuencia	Tiempo Estimado	Responsable	Actividad
Semanalmente	1 hora	Operador	Niveles normales de los químicos, rangos mínimos sugeridos en las normas
Diariamente	1 hora	Operador	Verificación del caudal de entrada normal
Semanalmente	1 hora	Operador	Funcionamiento normal y correcto de las bombas
Semanalmente	1 hora	Operador	Válvula reguladora del caudal de ingreso

Elaborado por: Andrade-Colcha

5.4.4. Tanque de almacenamiento

Los tanques de almacenamiento se clasifican dependiendo de los materiales con que fueron construidos, funcionamiento, ubicación, capacidad y uso relacionando el sistema de distribución.

Todos estos se mantienen y operan siguiendo los mismos principios de los demás elementos del sistema de conducción hidráulica, inclusive los mismos problemas que se presentan en lo referente a la deficiencia de operación de las válvulas y falta de mantenimiento. Es muy importante realizar un mantenimiento de una manera adecuada y la correcta operación de válvulas y un minucioso control de tuberías en el sistema de válvulas.

Operación

Las actividades que debe realizar el operador se detallan a continuación:

Tabla 25*Manual de operación del tanque de almacenamiento*

Frecuencia	Tiempo Estimado	Actividad
Mensualmente	1 hora	Operación y mantenimiento de válvulas según el tipo de servicio
Mensualmente	2 horas	Estabilización de los taludes de corte alrededor del tanque de almacenamiento

Elaborado por: Andrade-Colcha

Mantenimiento

Las actividades de mantenimiento se mencionan en el siguiente cuadro para cada uno de los siguientes niveles:

Manual de mantenimiento del tanque de almacenamiento:**Tabla 26***Manual de mantenimiento del tanque de almacenamiento*

Frecuencia	Tiempo Estimado	Responsable	Actividad
Mensual	2 horas	Operador	Limpieza de los sedimentos y partículas alrededor del tanque de almacenamiento.
Mensual	4 horas	Operador	Limpieza y desbroce del área alrededor del tanque de almacenamiento.
Trimestral	4 horas	Operador	Limpieza y estabilización en el caso de ser requerido en los taludes de corte.
Trimestral	4 horas	Operador	Verificación, inspección visual del funcionamiento y mantenimiento en el caso de ser necesario.
		Operador	Reparación de grietas o fugas detectadas en el tanque de almacenamiento.

Trimestral	3 horas		
Trimestral	4 horas	Operador	Revisar las condiciones salubres alrededor del tanque, y combatirlas si fuera el caso.
Semestral	1 día	Operador	Revisión del funcionamiento de las válvulas y su corrección si fuese necesario.
Anual	1 día	Operador	Adecuaciones, refacciones y pintura general del tanque de almacenamiento,
Anual	1 día	Operador	Reparaciones del cerramiento de la planta y demás instalaciones

Elaborado por: Andrade-Colcha

CAPÍTULO VI

PRESUPUESTO Y CRONOGRAMA

6.1. PRESUPUESTO

El presupuesto de una obra civil consiste principalmente en realizar una tabla con las cantidades a las que se designan valores unitarios, al final obteniendo un costo total del proyecto a ejecutar. La valoración estimada debe ser lo más próxima a la realidad, pero sin embargo el costo final puede ser o no el valor estimado al principio inicialmente

El presupuesto del presente proyecto presentado se debe desglosar en precios unitarios como ya se mencionó anteriormente, en cada ítem se describe materiales, mano de obra y equipo utilizado que participan en el costo directo del proyecto.

Dentro del análisis de precios unitarios (APU) se consideran los costos directos que son los que están en función directa con el proyecto ya sean estos manos de obra, materiales, herramientas y equipos empleados; así también como costos indirectos que vienen a ser los costos empleados en segundo plano, pero también se los toma en cuenta ya que afectan en el presupuesto final del proyecto siendo estos gastos generales externos e insumos adicionales.

Presupuesto de la captación, línea de conducción, planta de tratamiento y tanque de almacenamiento:

Tabla 27

Presupuesto del proyecto

TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS					
GRUPO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL
A	SISTEMA DE CAPTACIÓN				\$1.590,98
A1	CAPTACIÓN				\$1.590,98
A1-01	REPLANTEO Y NIVELACIÓN PARA ESTRUCTURA	m2	12,97	1,64	21,27
A1-02	DESBROCE Y LIMPIEZA	m2	12,97	0,89	11,54
A1-03	EXCAVACIÓN DE ZANJAS A MANO	m3	3,25	9,45	30,71

A1-04	RELLENO COMPACTADO	m3	1,10	4,00	4,40
A1-05	HORMIGÓN HS fC=210 kg/cm2 PARA REPLANTILLO	m3	1,19	118,76	141,32
A1-06	ACERO DE REFUERZO DE 12mm	kg	40,28	1,26	50,75
A1-07	REJILLA METÁLICA	u	1,00	100,03	100,03
A1-08	TUBERÍA DE ACERO DE 3"	m	30,00	28,72	861,60
A1-09	VÁLVULA DE CONTROL	u	1,00	60,00	60,00
A1-10	JUNTAS DE PVC	m	5,00	12,26	61,30
A1-11	EXCAVACIÓN EN MACIZO ROCOSO	m3	0,62	25,33	15,70
A1-12	ACARREO Y TRANSPORTE DE MATERIALES	m3-km	2,00	34,02	68,04
A1-13	DESVIÓ DE AGUA DURANTE LA CONSTRUCCIÓN	u	5,00	32,86	164,30
B	CONDUCCIÓN				\$18.061,91
B1	CAJA DE REVISIÓN				\$1.531,23
B1-01	EXCAVACIÓN MANUAL	m3	3,07	9,45	29,01
B1-02	ENCOFRADO/DESENCOFRA DO CON MADERA DE MONTE	m2	15,36	9,68	148,68
B1-03	HORMIGÓN SIMPLE f _c =210 kg/cm2	m3	0,95	134,04	127,34
B1-04	ENLUCIDO VERTICAL CON IMPERMEABILIZANTE	m2	15,36	9,70	148,99
B1-05	ACERO DE REFUERZO f _y =4200 kg/cm2	kg	47,16	1,26	59,42
B1-06	TAPA 80 X 80 cm TOL	u	6,00	33,35	200,10
B1-07	ACCESORIOS "LLAVE DE PASO"	u	6,00	136,28	817,68
B2	ESTRUCTURA PARA TUBERÍA ELEVADA				\$685,43
B2-01	DESBROCE Y LIMPIEZA	m2	5,68	1,08	6,13
B2-02	EXCAVACIÓN MANUAL	m3	6,93	9,45	65,49
B2-03	ENCOFRADO/DESENCOFRA DO CON MADERA DE MONTE	m2	4,05	9,68	39,20
B2-04	HORMIGÓN SIMPLE f _c =210 kg/cm2	m3	2,75	134,04	368,61
B2-05	ACERO DE REFUERZO f _y =4200 kg/cm2	kg	38,71	1,26	48,77
B2-06	ACERO ESTRUCTURAL, A36. INCLUYE MONTAJE	kg	13,51	1,13	15,27
B2-07	CABLE PRINCIPAL 3/8"	m	45,00	2,41	108,45
B2-08	CABLE DE LAS PÉNDOLAS 1/4"	m	25,00	1,34	33,50
B3	LÍNEA DE IMPULSIÓN				\$15.845,25
B3-01	DESBROCE Y LIMPIEZA	m2	375,00	1,08	405,00
B3-02	REPLANTEO Y NIVELACIÓN	m2	375,00	1,17	438,75
B3-03	EXCAVACIÓN MANUAL	m3	300,00	9,45	2835,00
B3-04	TUBERÍA PVC AGUA POTABLE U/E 90mm 1.25MPA	m	1500,00	4,63	6945,00
B3-05	RELLENO COMPACTADO	m3	300,00	4,00	1200,00
B3-06	APOYOS EN CAMBIO DE PENDIENTE	u	7,00	74,50	521,50
B3-07	BOMBA DE 27.72 HP	u	1,00	3500,00	3500,00

C	ALMACENAMIENTO				\$12.791,11
C1	TANQUE DE ALMACENAMIENTO				\$12.791,11
C1-01	EXCAVACIÓN MANUAL	m3	305,00	9,45	2882,25
C1-02	ENCOFRADO/DESENCOFRADO CON MADERA DE MONTE	m2	216,00	9,68	2090,88
C1-03	HORMIGÓN SIMPLE f _c =210 kg/cm ²	m3	40,04	107,5	4304,30
C1-04	ENLUCIDO VERTICAL	m2	130,2	13,13	1709,53
C1-05	ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm ²	kg	594,11	1,26	748,58
C1-06	CONTRAPISO HORMIGÓN SIMPLE f _c =180kg/cm ²	m3	21,56	48,96	1055,58
D	PLANTA DE TRATAMIENTO				\$25.000,00
D1	PLANTA DE TRATAMIENTO PREFABRICADA				\$25.000,00
D1-01	PLANTA TRATAMIENTO PREFABRICADA TECNOHIDRO (INSTALACIÓN + ACCESORIOS)	u	1,00	25000	25000
TOTAL					\$57.444,00

Elaborado por: Andrade-Colcha

6.2. CRONOGRAMA

Básicamente se define como un calendario de trabajo o de actividades a realizar, es una herramienta muy utilizada e importante para la ejecución de proyectos que incluye una lista de actividades o tareas con las fechas previstas de principio a final.

El cronograma brinda una ayuda muy importante en la planificación y alcances requeridos del proyecto, garantizando así una organización en todas las tareas planificadas, haciendo prevalecer y respetar los tiempos planificados, tomando en cuenta la importancia de cada actividad.

Cabe mencionar que para cumplir con los tiempos establecidos y obtener un resultado óptimo, el encargado de la ejecución de la obra debe respetar y cumplir con cabalidad los tiempos establecidos.

Cronograma de trabajo:

Tabla 28

Cronograma del proyecto

CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES												
PROYECTO: "REDISEÑO DE LA OBRA DE CAPTACIÓN, LÍNEA DE CONDUCCIÓN, RESERVOIRIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO PARA EL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LA COMUNIDAD SAN VICENTE DE ANDOAS, CANTÓN PEDRO VICENTE MALDONADO PROVINCIA DE PICHINCHA"												
GRUPO	DESCRIPCIÓN	TOTAL	MESES									
			MES 1				MES 2				MES 3	
			S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10
A	SISTEMA DE CAPTACIÓN	\$ 1.590,98										
A1	CAPTACIÓN	\$ 1.590,98	1.590,98									
B	CONDUCCIÓN	\$ 18.061,91										
B1	CAJA DE REVISIÓN	\$ 1.531,23		1531,23								
B2	ESTRUCTURA PARA TUBERÍA ELEVADA	\$ 685,43			685,43							
B3	LÍNEA DE IMPULSIÓN	\$ 15.845,25				3961,31		11883,94				
C	ALMACENAMIENTO	\$ 12.791,11										
C1	TANQUE DE ALMACENAMIENTO	\$ 12.791,11							4263,70		8527,41	
D	PLANTA DE TRATAMIENTO	\$ 25.000,00										
D1	PLANTA DE TRATAMIENTO PREFABRICADA	\$ 25.000,00										25000,00
	VALOR TOTAL PARCIAL			7.768,95				16.147,64			33.527,41	
	VALOR TOTAL ACUMULADO	\$57.444,00		7.768,95				23.916,59			57.444,00	

Elaborado por: Andrade-Colcha

CAPÍTULO VII

ANÁLISIS ECONÓMICO FINANCIERO

En este capítulo vamos a estudiar y determinar si el proyecto es factible para su ejecución, tomando en cuenta factores como inversión, costos, tiempo, en otras palabras, identificar si nos resulta rentable, comparando las ventajas y desventajas de este.

Este proyecto es de vinculación con la sociedad, es decir un proyecto social que genera mucho bienestar y beneficios en los usuarios tanto directos como indirectos, la viabilidad económica se determinará al comparar los costos del proyecto con los respectivos beneficios.

7.1. BENEFICIOS VALORADOS

El rediseño de un nuevo sistema de agua potable en la Comunidad San Vicente de Andoas del cantón Pedro Vicente Maldonado provincia de Pichincha, causará un impacto positivo en la calidad de vida de todos los habitantes, logrando un suministro garantizado de agua y sin ningún tipo de interrupción.

7.2. COSTOS DE INVERSIÓN O PRESUPUESTO

En la siguiente tabla se muestra el costo del nuevo sistema de agua potable que incluye captación, sistema de bombeo, línea de conducción, reservorio y planta de tratamiento, valores que se indicaron en el capítulo VI.

Costos de Inversión o Presupuesto	
COMPONENTES	VALOR (\$)
Sistema de agua potable	57444,00
Impacto ambiental	500,00
INVERSIÓN TOTAL	57944,00

7.3. COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

Los costos de operación, así como los mantenimientos que deben realizarse periódicamente, el personal y los materiales utilizados, se los ha calculado tomando en cuenta las cantidades mínimas o referentes a utilizar en dichas operaciones.

Mientras que los gastos empleados en la administración van a incluir los costos de los sueldos al personal encargado o contratado por la Junta Administradora de Agua Potable, los costos de mantenimiento incluyen los gastos en insumos y materiales que se utilizarán para el mantenimiento del sistema de agua potable y sus accesorios.

PERSONAL			
Nombre del Cargo	Cantidad	Pago Mensual (\$)	Pago Anual (\$)
Administrador	1	400,00	4.800
Personal Técnico	1	300,00	3.600
Obrero	1	200,00	2.400
TOTAL	3	900,00	10.800

HERRAMIENTAS				
Rubros	Cantidad	P. Unitario (\$)	V. Útil (años)	P. Total (\$)
Carretilla	1	35,00	2	17.50
Palas	1	12,00	1	12.00
Escobas	1	3,00	0.5	6.00
Pico	1	15,00	2	7.50
Concreteira	1	150,00	5	30.00
TOTAL	5			73.00

MATERIALES				
Rubros	Unidad	Cantidad	P. Unitario (\$)	P. Total (\$)
Cloro	Kg	40	6,70	268.00
Tubería	m	10	4,63	46.30
Arena	m3	0.5	9,00	4.50
Cemento	saco	1	7,95	7.95
TOTAL				326.75

DOTACIÓN				
Rubros	Unidad	Cantidad	P. Unitario (\$)	P. Total (\$)
Uniformes	u	2	25,00	50,00
Guantes	par	2	5,00	10,00
Casco	u	2	5,00	10,00
Botas	par	2	35,00	70,00
TOTAL				140,00

En la siguiente tabla se indicará un resumen de los gastos operativos y de mantenimiento para el primer año de funcionamiento del nuevo sistema de agua potable.

COMPONENTES	VALOR
Personal	10.800
Herramientas	73,00
Materiales	326,75
Equipos	140,00
Depreciación Anual	2815,77
TOTAL DE COSTOS	14.155,52

7.4. COSTOS ANUALES DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

En el primer año de operación y mantenimiento del nuevo sistema de agua potable, se estima los siguientes valores:

- Total anual sin depreciación: 11,339.75 \$
- Depreciación anual: 2,815.77 \$
- Total anual: 14,155.52 \$

En la siguiente tabla se detalla los costos anuales estimados a emplearse en operación y mantenimiento:

N°	Año	Costos		Total Costos de Operación y Mantenimiento
		Sin Depreciación	Depreciación	
1	2021	\$ 11,339.75	\$ 2,815.77	\$ 14,155.52
2	2022	\$ 16,434.94	\$ 2,815.77	\$ 19,250.71
3	2023	\$ 21,261.97	\$ 2,815.77	\$ 24,077.73
4	2024	\$ 25,820.83	\$ 2,815.77	\$ 28,636.59
5	2025	\$ 30,111.52	\$ 2,815.77	\$ 32,927.28
6	2026	\$ 34,134.04	\$ 2,815.77	\$ 36,949.80
7	2027	\$ 37,888.39	\$ 2,815.77	\$ 40,704.16
8	2028	\$ 41,374.58	\$ 2,815.77	\$ 44,190.34
9	2029	\$ 44,592.59	\$ 2,815.77	\$ 47,408.36
10	2030	\$ 47,542.44	\$ 2,815.77	\$ 50,358.21
11	2031	\$ 50,224.12	\$ 2,815.77	\$ 53,039.89
12	2032	\$ 52,637.64	\$ 2,815.77	\$ 55,453.40
13	2033	\$ 54,782.98	\$ 2,815.77	\$ 57,598.75
14	2034	\$ 56,660.16	\$ 2,815.77	\$ 59,475.92
15	2035	\$ 58,269.17	\$ 2,815.77	\$ 61,084.93
16	2036	\$ 59,610.01	\$ 2,815.77	\$ 62,425.77
17	2037	\$ 60,682.68	\$ 2,815.77	\$ 63,498.44
18	2038	\$ 61,487.18	\$ 2,815.77	\$ 64,302.95
19	2039	\$ 62,023.52	\$ 2,815.77	\$ 64,839.29
20	2040	\$ 62,291.69	\$ 2,815.77	\$ 65,107.45

7.5. FLUJO ECONÓMICO Y FINANCIERO

Los indicadores económicos que se van a calcular son los siguientes: VAN (valor actual neto), TIR (tasa interna de retorno) y B/C (relación beneficio/costo).

7.6. INDICADORES ECONÓMICOS VAN, TIR, B/C

El valor actual neto (VAN), consiste en determinar el valor actual de los flujos de caja que se esperan en todo el transcurso de la inversión realizada, es decir va a medir los flujos de los futuros ingresos y egresos económicos que se tendrá a lo largo del proyecto, para posteriormente descontar al final la inversión inicial ver si queda algún tipo de ganancia. Si se obtiene un resultado positivo es proyecto es de tipo viable.

VAN>0: Proyecto Rentable, es decir genera beneficios

VAN=0: Proyecto no genera ni beneficios ni pérdidas.

VAN<0: Proyecto no rentable, genera pérdidas y debe ser rechazado.

La fórmula de cálculo es la siguiente:

$$VAN = \frac{f1}{(1+i)^{n1}} + / - \frac{f2}{(1+i)^{n2}} \dots \dots \dots -lo$$

La tasa interna de retorno (TIR), es la rentabilidad de los capitales que permanecen o que se hayan invertido en un proyecto. Consiste en encontrar una tasa de interés, la misma que debe cumplir las condiciones buscadas en el momento de iniciar cualquier proyecto de inversión. Este porcentaje es la tasa que se está ganando un interés sobre el saldo no recuperable de la inversión en cualquier momento de la duración del proyecto.

En resumen, se puede decir que la TIR de un proyecto es la máxima tarifa de descuento que se puede tener para que sea rentable, ya que a una tasa mayor causaría que el beneficio neto sea menor que la inversión.

Su fórmula de cálculo es:

$$0 = \frac{f1}{(1+i)^{n1}} + / - \frac{f2}{(1+i)^{n2}} \dots \dots \dots -lo$$

El último indicador tanto económico como financiero es la relación beneficio/costo, la misma que se la obtiene al dividir el valor presente de los flujos de caja del proyecto para el monto de la inversión inicial del mismo. Este indicador permite establecer en qué medida los flujos de caja recuperan el monto de inversión inicial.

El valor de este indicador debe ser mayor a 1 para que tengamos como resultado un proyecto viable.

Indicadores Económicos de Flujo de Caja Económico			
VANe=	\$	80,671.20	dólares
TIRe=		2.96%	
B/Ce=		1.30	
VAN ingresos=	\$	124,238.52	dólares
VAN costos=	\$	95,601.93	dólares

Indicadores Económicos de Flujo de Caja Financiero			
VANe=	\$	32,834.21	dólares
TIRe=		3.19%	
B/Ce=		1.244	
VAN ingresos=	\$	59,131.07	dólares
VAN costos=	\$	47,542.44	dólares

CAPÍTULO VIII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1. CONCLUSIONES

- La comunidad San Vicente de Andoas, ubicada en el cantón Pedro Vicente Maldonado de la provincia de Pichincha muestra un deficiente sistema de abastecimiento de agua que presenta problemas en las épocas de crecidas, y por eso este estudio es de vital importancia para su desarrollo tanto económico, social, cultural y humano.
- Los habitantes de la comunidad se beneficiarán de agua tanto en calidad como en cantidad, ya que con el rediseño de la red de agua se logrará distribuir suficiente agua para el consumo humano, para la producción agrícola, ganadera y comercial.
- Para el estudio hidrológico se trabajó con las estaciones más cercanas al proyecto que son las estaciones meteorológicas M0025 “La Concordia”, M0325 “García Moreno” y M0327 “Chontal bajo (Guayll.Dj Alambi)” que cuentan con información de precipitación desde el año de 1995 al 2012; es necesario mencionar que para la homogenización y el relleno de información fueron a partir de ellas por la ausencia de estaciones en la zona; por lo tanto la confiabilidad de la información y resultados puede tener cierto margen de error.
- En base a la clasificación de suelos se determinó que para la implantación de la tubería de PVC (línea de conducción), planta de tratamiento y tanque de almacenamiento se cuenta con una estratigrafía formada por suelos de tipo limo elástico de alta comprensibilidad con presencia de arena, muy húmedo, color café claro de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación SUCS, cabe mencionar que para la captación se cuenta con un macizo rocoso el cual nos brinda mayor seguridad, estabilidad y una muy buen infraestructura.
- En la parte final de la línea de conducción, específicamente en el tanque de almacenamiento se observa que los taludes de corte son perfectamente verticales y nos brinda mejores antecedentes para la implantación, también se observa la presencia de grietas en el actual

tanque de almacenamiento lo cual nos permite concluir que debemos realizar un hormigón de mejor calidad.

- En el análisis de calidad del agua se determina en base a los límites establecidos en normativas que el agua satisface las características físico-químicas de potabilidad, es apta para el consumo humano y el grado de contaminación es muy bajo por lo cual se debe diseñar una unidad de desinfección adecuada, que permita distribuir a los consumidores agua de muy buena calidad.
- Se decide usar una planta de tratamiento prefabricada la cual nos permite reducir el tiempo de fabricación, instalación, costo en obra, de fácil instalación y sencilla de operar.
- La tubería que se va a utilizar en toda la línea de conducción es de policloruro de vinilo (PVC) con un diámetro de 3.5'' (90mm) con una presión de trabajo de 0.80Mpa a 1.25Mpa y en un rango de velocidades de (0.45-6) m/s.
- Se instalará las respectivas válvulas de desagüe para garantizar un mejor y óptimo funcionamiento con un diámetro de 3.5'' (90mm), con el propósito de inspeccionar, reparar, drenar, realizar mantenimiento y limpieza al sistema de agua.
- Se estableció el respectivo manual de operación y mantenimiento (capítulo V) para que sea entregado con el fin de realizar un adecuado manejo en el sistema de agua para la Comunidad San Vicente de Andoas, tanto en operación, mantenimiento, tratamiento que se deberá ejecutar de forma permanente y sistemática en todas las instalaciones, equipos, estructuras para así conservar y mantener un adecuado funcionamiento.
- Con lo que corresponde al estudio de impacto ambiental se establece que nuestro proyecto no ocasiona impactos negativos notables en toda el área del proyecto pero se debe manejar las respectivas medidas de mitigación, prevención y compensación.
- Con el análisis económico-financiero se determinó que la construcción del proyecto si es factible, tomando en cuenta la inversión, costos, tiempo de ejecución y los beneficios

positivos que vamos a obtener. Para que los habitantes reciban un estilo de vida digno y sobretodo con agua de calidad sin ningún tipo de problemas de corte y que sea suficiente para una estimada población futura.

8.2. RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar mantenimiento cada tres meses para eliminar los sedimentos acumulados en la cámara de limpieza del tanque sedimentador.
- Es importante que la obra se la realice a corto plazo debido a los problemas que tiene la comunidad de San Vicente de Andoas con respecto al agua potable, en especial en estas épocas de lluvia.
- Se recomienda la habilitación de una vía de acceso hasta la obra de captación ya que cuando se presenta algún problema, en especial en lluvias, el acceso es dificultoso.

CAPÍTULO IX

REFERENCIAS

- Almeida, M. (2010). *Instructivo de procesamiento de información hidrometeorológica*. Quito, Ecuador: Facultad de Ingeniería civil y ambiental de la Escuela Politécnica Nacional.
- Calero, I. (2019). *Apuntes Obras Hidráulicas II*.
- Código Ecuatoriano para el diseño de la construcción de obras sanitarias. Norma CO 10.07-601*. (2010). Quito.
- GAD Pedro Vicente Maldonado. (2014).
- Gutiérrez, C. (2014). *Hidrología básica y aplicada*. Quito, Ecuador: Abya-Yala.
- INAMHI. (2000-2016). *Anuarios Meteorológicos*. Quito.
- Lavao Pastrana, S. (2014). *Aplicación de la teoría del número de curva (CN) a una cuenca de montaña*. Bogotá D.C.: Universidad Militar Nueva Granada.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-RE*. (2015).
- Organización Mundial de la Salud OMS. (2011). OMS.
- Pedro Vicente Maldonado, G.P. (2014). *Plan de desarrollo y ordenamiento territorial*. Recuperado el 10 de junio de 2020, de http://app.sni.gob.ec/sni-link/sni/PORTAL_SNI/data_sigad_plus/sigadplusdocumentofinal/1760009530001_PDyOT%20PVM_18-04-2015_13-49-05.pdf
- Secretaría del Agua . (s.f.). *Norma de Diseño para Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, Disposición de Excretas y Residuos Líquidos en el Área Rural (Norma CO 10.7-602-Revisión)*. Quito.
- Texto unificado legislación secundaria, medio ambiente-TULSMA, Libro VI*. (31-mar.-2003). Quito: Registro Oficial Suplemento 2 .

ANEXOS

Anexo 1 Precipitaciones mensuales de la estación M0025 (La Concordia)

NOMBRE: LA CONCORDIA

CODIGO: M0025

Precipitación Total Mensual (mm)

PERIODO: 1995 - 2012

LATITUD: 0G 01' 29.20" S

LONGITUD: 79G 22' 49.00"W

ELEVACION: 379.00

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1995	558,1	565,0	355,4	574,0	248,5	103,3	48,7	58,7	9,6	99,7	14,4	251,8
1996	323,6	543,8	723,9	283,8	201,6	75,4	23,6	27,4	12,3	19,8	9,6	34,9
1997	425,3	566,5	569,2	777,4	556,9	713,0	413,7	518,5	849,6	757,2	509,7	530,6
1998	750,0	462,1	966,7	973,6	912,8	500,2	417,6	56,5	82,6	13,9	32,1	46,7
1999	276,3	609,2	580,7	911,7	437,0	123,1	36,2	22,0	124,8	65,2	45,0	122,9
2000	156,7	430,3	466,2	603,6	269,9	105,3	7,8	18,5	64,4	79,1	6,2	74,3
2001	449,1	376,9	717,3	808,0	198,4	11,6	31,1	0,9	33,9	4,8	7,5	82,5
2002	340,5	606,2	629,0	682,4	526,6	257,3	15,8	8,2	108,0	86,4	47,1	496,1
2003	660,3	539,9	498,0	660,1	327,9	85,5	58,0	35,8	3,0	130,6	21,7	287,8
2004	287,9	630,1	433,0	287,9	367,0	71,0	15,5	6,0	81,7	99,0	48,7	33,9
2005	177,1	332,2	796,7	778,7	26,8	4,0	2,1	4,3	24,3	33,4	22,3	167,7
2006	262,2	482,7	676,0	466,0	192,0	88,7	18,4	97,0	48,9	25,1	374,9	53,2
2007	563,2	633,8	774,0	620,3	665,9	238,0	90,3	19,6	33,6	17,2	32,4	95,3
2008	823,7	639,7	503,2	478,9	161,4	89,5	118,4	71,8	152,0	55,4	25,8	76,5
2009	573,5	298,7	442,3	453,5	257,4	9,0	39,2	21,7	6,8	8,1	7,7	470,6
2010	365,7	605,7	661,6	687,9	449,9	60,4	87,7	72,2	45,2	13,2	99,4	405,4
2011	789,0	218,6	446,9	423,6	91,6	119,2	113,7	20,4	65,0	48,3	3,6	117,4
2012	688,8	706,0	989,9	573,5	694,3	221,4	14,5	6,0	4,9	73,7	42,9	28,8

Fuente: INAMHI

Anexo 2 Precipitaciones mensuales de la estación M0325 (García Moreno)

NOMBRE: GARCÍA MORENO

CODIGO: M0325

Precipitación Total Mensual (mm)

PERIODO: 1995 - 2012

LATITUD: 0G 14' 5" N

LONGITUD: 78G 37' 38" W

ELEVACION: 1950.00

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1995	206,8	136,6	205,5	309,3				118,7	20,4	250,3	192,9	103,1
1996	284,3	232,5	351,6	288,2	389,2	56,0	23,3	35,1	37,2	53,3	17,2	156,0
1997	448,3	196,7	318,9	285,5	137,0	111,0	27,4	0,0	198,9	398,3	377,0	148,3
1998	115,0	210,4	153,3	284,8	247,2	62,0	58,1	42,7	97,8	30,7	120,4	57,1
1999	351,9	276,9	292,4	429,2	178,0	102,0	46,8	9,5	161,5	108,7	93,6	254,9
2000	270,7	250,6	302,9	328,0		93,1	16,2	17,6	137,0	26,5	19,1	201,5
2001	203,6	193,8	277,5	146,3	96,4	37,3	26,3	0,7	63,0	7,9	75,8	
2002	118,8	190,2	225,6	289,0	101,1	36,9	21,4	7,5		141,4	150,6	333,9
2003	114,3	193,0	164,4	368,2	91,0	41,2	25,5	26,0	26,5	263,6	92,8	101,0
2004	191,5	105,0	177,3	266,4	175,3	10,8	16,5	11,1	74,0	114,4	69,3	169,7
2005	172,8	251,4	286,2	264,2	44,6	5,1	1,1	0,0	24,1	36,9	43,4	225,0
2006	186,4	323,7	345,2	311,2	116,1	155,9		20,8	73,4	83,3	321,9	194,1
2007		148,7	253,2	263,1	232,6	77,3	84,6	22,0	9,6	79,1	81,7	115,4
2008	317,9		317,5	371,4	289,4	84,8	45,0	88,7	97,7	158,5	63,5	162,7
2009	336,7	234,6	90,4	99,7	123,6	41,2	4,7	32,5	4,5	33,6	25,9	281,4
2010	95,1	143,6	96,0			68,6	129,1	12,9		18,0	252,5	362,6
2011		290,2	192,5	230,0	53,7	80,7	96,0	22,9	60,4	83,9	41,9	85,8
2012	452,0	175,3	188,2	323,3	254,6	49,9	6,7	0,0		116,1	159,8	84,8

Fuente: INAMHI

Anexo 3 Precipitaciones mensuales de la estación M0327 (Chontal Bajo)

NOMBRE: CHONTAL BAJO(GUAYLLABAMBA.DJ ALAMBI)

CODIGO: M0327

Precipitación Total Mensual (mm)

PERIODO: 1995 - 2012

LATITUD: 0G 14' 0" N

LONGITUD: 78G 50' 0"W

ELEVACION: 700.00

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1995	31,3	194,4	145,3	346,3	139,4	111,0	51,4	80,4	13,1	128,5	63,9	54,6
1996	298,0	279,2	314,6		208,5	31,0	75,7				18,3	63,8
1997	349,9	166,1	241,0	221,2		72,5	19,4	6,1	124,0	209,0	132,5	99,4
1998	20,8	92,4	59,7	365,0	105,1	53,5	22,2	40,3	57,4	23,4	44,7	57,1
1999	185,8	200,1	263,0	122,9	56,1	43,2	77,4	9,2	113,6	188,0	76,7	132,7
2000	192,3	252,1	155,5	250,7	222,2	226,2	5,4	3,3	6,7	8,9	3,8	139,6
2001	211,2		164,8	118,7	119,4	21,0	0,0		0,0	51,3	36,5	85,8
2002	109,0	156,4	178,9	265,4	129,2	74,4	14,5	0,0	0,0	91,6	126,4	177,1
2003	92,2	78,9	134,9	227,3	109,4	51,4		237,4	180,8	127,5		140,7
2004	170,9	77,0	250,0		173,2	61,8	33,7	18,8	202,0	0,0	44,4	82,3
2005	58,6	129,3	212,2	213,9	32,1	5,7	2,5	0,0	1,0	64,3	51,2	155,5
2006	98,4	264,4	262,9	205,7	126,0	155,1	0,0	15,8	73,1	28,6	177,0	150,7
2007	195,2	156,7	115,9	372,0	116,9	49,6	77,7	11,2	6,1	101,1	53,4	135,0
2008	156,4	280,5	227,2	311,9	180,3	241,7	73,4	77,2	67,3	163,5	34,2	141,2
2009	348,0	349,5	320,0		235,2	208,9	66,3	30,9		22,1	0,0	255,0
2010	143,0						172,6	20,1	11,0	7,4	438,5	585,2
2011	408,2	380,9	226,4	475,4	61,5	27,4	86,9	5,5	9,6	163,6	43,2	142,8
2012	284,0	381,7	153,2	247,4	305,9	37,8	24,0	1,4	11,2	99,8	166,1	124,9

Fuente: INAMHI

Anexo 4 Relleno de Información de la estación M0325 – Método de la media aritmética

NOMBRE: GARCÍA MORENO

CODIGO: M0325

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1995	206,8	136,6	205,5	309,3		65,5		118,7	20,4	250,3	192,9	103,1
1996	284,3	232,5	351,6	288,2	389,2	56,0	23,3	35,1	37,2	53,3	17,2	156,0
1997	448,3	196,7	318,9	285,5	137,0	111,0	27,4	0,0	198,9	398,3	377,0	148,3
1998	115,0	210,4	153,3	284,8	247,2	62,0	58,1	42,7	97,8	30,7	120,4	57,1
1999	351,9	276,9	292,4	429,2	178,0	102,0	46,8	9,5	161,5	108,7	93,6	254,9
2000	270,7	250,6	302,9	328,0		93,1	16,2	17,6	137,0	26,5	19,1	201,5
2001	203,6	193,8	277,5	146,3	96,4	37,3	26,3	0,7	63,0	7,9	75,8	178,7
2002	118,8	190,2	225,6	289,0	101,1	36,9	21,4	7,5		141,4	150,6	333,9
2003	114,3	193,0	164,4	368,2	91,0	41,2	25,5	26,0	26,5	263,6	92,8	101,0
2004	191,5	105,0	177,3	266,4	175,3	10,8	16,5	11,1	74,0	114,4	69,3	169,7
2005	172,8	251,4	286,2	264,2	44,6	5,1	1,1	0,0	24,1	36,9	43,4	225,0
2006	186,4	323,7	345,2	311,2	116,1	155,9		20,8	73,4	83,3	321,9	194,1
2007		148,7	253,2	263,1	232,6	77,3	84,6	22,0	9,6	79,1	81,7	115,4
2008	317,9	209,0	317,5	371,4	289,4	84,8	45,0	88,7	97,7	158,5	63,5	162,7
2009	336,7	234,6	90,4	99,7	123,6	41,2	4,7	32,5	4,5	33,6	25,9	281,4
2010	95,1	143,6	96,0	285,8		68,6	129,1	12,9		18,0	252,5	362,6
2011		290,2	192,5	230,0	53,7	80,7	96,0	22,9	60,4	83,9	41,9	85,8
2012	452,0	175,3	188,2	323,3	254,6	49,9	6,7	0,0		116,1	159,8	84,8

DATOS RELLENADOS - MEDIA ARITMÉTICA



Elaborado por: Andrade-Colcha

Anexo 5 Relleno de Información de la estación M0327 – Método de la media aritmética

NOMBRE: CHONTAL BAJO(GUAYLLABAMBA.DJ ALAMBI)

CODIGO: M0327

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1995	31,3	194,4	145,3	346,3	139,4	111,0	51,4	80,4	13,1	128,5	63,9	54,6
1996	298,0	279,2	314,6		208,5	31,0	75,7			87,0	18,3	63,8
1997	349,9	166,1	241,0	221,2		72,5	19,4	6,1	124,0	209,0	132,5	99,4
1998	20,8	92,4	59,7	365,0	105,1	53,5	22,2	40,3	57,4	23,4	44,7	57,1
1999	185,8	200,1	263,0	122,9	56,1	43,2	77,4	9,2	113,6	188,0	76,7	132,7
2000	192,3	252,1	155,5	250,7	222,2	226,2	5,4	3,3	6,7	8,9	3,8	139,6
2001	211,2		164,8	118,7	119,4	21,0	0,0		0,0	51,3	36,5	85,8
2002	109,0	156,4	178,9	265,4	129,2	74,4	14,5	0,0	0,0	91,6	126,4	177,1
2003	92,2	78,9	134,9	227,3	109,4	51,4	47,2	237,4	180,8	127,5	88,9	140,7
2004	170,9	77,0	250,0		173,2	61,8	33,7	18,8	202,0	0,0	44,4	82,3
2005	58,6	129,3	212,2	213,9	32,1	5,7	2,5	0,0	1,0	64,3	51,2	155,5
2006	98,4	264,4	262,9	205,7	126,0	155,1	0,0	15,8	73,1	28,6	177,0	150,7
2007	195,2	156,7	115,9	372,0	116,9	49,6	77,7	11,2	6,1	101,1	53,4	135,0
2008	156,4	280,5	227,2	311,9	180,3	241,7	73,4	77,2	67,3	163,5	34,2	141,2
2009	348,0	349,5	320,0		235,2	208,9	66,3	30,9		22,1	0,0	255,0
2010	143,0		201,5			86,6	172,6	20,1	11,0	7,4	438,5	585,2
2011	408,2	380,9	226,4	475,4	61,5	27,4	86,9	5,5	9,6	163,6	43,2	142,8
2012	284,0	381,7	153,2	247,4	305,9	37,8	24,0	1,4	11,2	99,8	166,1	124,9

DATOS RELLENADOS - MEDIA ARITMÉTICA



Elaborado por: Andrade-Colcha

Anexo 6 Relleno de información restante anual – Método de proporción normal y Media aritmética

1995	ESTACIONES		
	M0025 (mm)	M0325 (mm)	M0327 (mm)
MES			
ENE	558,1	206,8	31,3
FEB	565,0	136,6	194,4
MAR	355,4	205,5	145,3
ABR	574,0	309,3	346,3
MAY	248,5	PX1	139,4
JUN	103,3	65,5	111,0
JUL	48,7	PX2	51,4
AGO	58,7	118,7	80,4
SEP	9,6	20,4	13,1
OCT	99,7	250,3	128,5
NOV	14,4	192,9	63,9
DIC	251,8	103,1	54,6

PROPORCIÓN NORMAL	
M0325	
PX1	182,1
PX2	52,8

N	240,6	160,9	113,3
---	-------	-------	-------

1995	ESTACIONES		
	M0025 (mm)	M0325 (mm)	M0327 (mm)
MES			
ENE	558,1	206,8	31,3
FEB	565,0	136,6	194,4
MAR	355,4	205,5	145,3
ABR	574,0	309,3	346,3
MAY	248,5	182,1	139,4
JUN	103,3	65,5	111,0
JUL	48,7	52,8	51,4
AGO	58,7	118,7	80,4
SEP	9,6	20,4	13,1
OCT	99,7	250,3	128,5
NOV	14,4	192,9	63,9
DIC	251,8	103,1	54,6

DATOS RELLENADOS

Elaborado por: Andrade-Colcha

1996	ESTACIONES		
	M0025 (mm)	M0325 (mm)	M0327 (mm)
MES			
ENE	323,6	284,3	298
FEB	543,8	232,5	279,2
MAR	723,9	351,6	314,6
ABR	283,8	288,2	PX1
MAY	201,6	389,2	208,5
JUN	75,4	56	31
JUL	23,6	23,3	75,7
AGO	27,4	35,1	PX2
SEP	12,3	37,2	PX3
OCT	19,8	53,3	87
NOV	9,6	17,2	18,3
DIC	34,9	156	63,8

PROPORCIÓN NORMAL	
M0325	
PX1	251,6
PX2	27,8
PX3	22,7

N	190,0	160,3	152,9
---	-------	-------	-------

1996	ESTACIONES		
	M0025 (mm)	M0325 (mm)	M0327 (mm)
MES			
ENE	323,6	284,3	298
FEB	543,8	232,5	279,2
MAR	723,9	351,6	314,6
ABR	283,8	288,2	251,6
MAY	201,6	389,2	208,5
JUN	75,4	56	31
JUL	23,6	23,3	75,7
AGO	27,4	35,1	27,8
SEP	12,3	37,2	22,7
OCT	19,8	53,3	87
NOV	9,6	17,2	18,3
DIC	34,9	156	63,8

DATOS RELLENADOS

Elaborado por: Andrade-Colcha

1997	ESTACIONES		
	M0025 (mm)	M0325 (mm)	M0327 (mm)
MES			
ENE	425,3	448,3	349,9
FEB	566,5	196,7	166,1
MAR	569,2	318,9	241,0
ABR	777,4	285,5	221,2
MAY	556,9	137,0	149,2
JUN	713,0	111,0	72,5
JUL	413,7	27,4	19,4
AGO	518,5	0,0	6,1
SEP	849,6	198,9	124,0
OCT	757,2	398,3	209,0
NOV	509,7	377,0	132,5
DIC	530,6	148,3	99,4

MEDIA ARITMÉTICA
M0327
149,2

DATOS RELLENADOS

1998	ESTACIONES		
	M0025 (mm)	M0325 (mm)	M0327 (mm)
MES			
ENE	750,0	115,0	20,8
FEB	462,1	210,4	92,4
MAR	966,7	153,3	59,7
ABR	973,6	284,8	365,0
MAY	912,8	247,2	105,1
JUN	500,2	62,0	53,5
JUL	417,6	58,1	22,2
AGO	56,5	42,7	40,3
SEP	82,6	97,8	57,4
OCT	13,9	30,7	23,4
NOV	32,1	120,4	44,7
DIC	46,7	57,1	57,1

DATOS RELLENADOS

Elaborado por: Andrade-Colcha

1999	ESTACIONES		
	M0025 (mm)	M0325 (mm)	M0327 (mm)
MES			
ENE	276,3	351,9	185,8
FEB	609,2	276,9	200,1
MAR	580,7	292,4	263,0
ABR	911,7	429,2	122,9
MAY	437,0	178,0	56,1
JUN	123,1	102,0	43,2
JUL	36,2	46,8	77,4
AGO	22,0	9,5	9,2
SEP	124,8	161,5	113,6
OCT	65,2	108,7	188,0
NOV	45,0	93,6	76,7
DIC	122,9	254,9	132,7

DATOS RELLENADOS

2000	ESTACIONES		
	M0025 (mm)	M0325 (mm)	M0327 (mm)
MES			
ENE	156,7	270,7	192,3
FEB	430,3	250,6	252,1
MAR	466,2	302,9	155,5
ABR	603,6	328,0	250,7
MAY	269,9	151,2	222,2
JUN	105,3	93,1	226,2
JUL	7,8	16,2	5,4
AGO	18,5	17,6	3,3
SEP	64,4	137,0	6,7
OCT	79,1	26,5	8,9
NOV	6,2	19,1	3,8
DIC	74,3	201,5	139,6

MEDIA ARITMÉTICA
M0325
151,2

DATOS RELLENADOS

Elaborado por: Andrade-Colcha

2001	ESTACIONES		
	M0025 (mm)	M0325 (mm)	M0327 (mm)
MES			
ENE	449,1	203,6	211,2
FEB	376,9	193,8	PX1
MAR	717,3	277,5	164,8
ABR	808,0	146,3	118,7
MAY	198,4	96,4	119,4
JUN	11,6	37,3	21,0
JUL	31,1	26,3	0,0
AGO	0,9	0,7	PX2
SEP	33,9	63,0	0,0
OCT	4,8	7,9	51,3
NOV	7,5	75,8	36,5
DIC	82,5	178,7	85,8

PROPORCIÓN NORMAL	
M0325	
PX1	139,1
PX2	0,4

N	226,8	108,9	80,9
---	-------	-------	------

2001	ESTACIONES		
	M0025 (mm)	M0325 (mm)	M0327 (mm)
MES			
ENE	449,1	203,6	211,2
FEB	376,9	193,8	139,1
MAR	717,3	277,5	164,8
ABR	808,0	146,3	118,7
MAY	198,4	96,4	119,4
JUN	11,6	37,3	21,0
JUL	31,1	26,3	0,0
AGO	0,9	0,7	0,4
SEP	33,9	63,0	0,0
OCT	4,8	7,9	51,3
NOV	7,5	75,8	36,5
DIC	82,5	178,7	85,8

 DATOS RELLENADOS

Elaborado por: Andrade-Colcha

2002	ESTACIONES		
	M0025 (mm)	M0325 (mm)	M0327 (mm)
MES			
ENE	340,5	118,8	109,0
FEB	606,2	190,2	156,4
MAR	629,0	225,6	178,9
ABR	682,4	289,0	265,4
MAY	526,6	101,1	129,2
JUN	257,3	36,9	74,4
JUL	15,8	21,4	14,5
AGO	8,2	7,5	0,0
SEP	108,0	146,9	0,0
OCT	86,4	141,4	91,6
NOV	47,1	150,6	126,4
DIC	496,1	333,9	177,1

MEDIA ARITMÉTICA
M0325
146,9

DATOS RELLENADOS

2003	ESTACIONES		
	M0025 (mm)	M0325 (mm)	M0327 (mm)
MES			
ENE	660,3	114,3	92,2
FEB	539,9	193,0	78,9
MAR	498,0	164,4	134,9
ABR	660,1	368,2	227,3
MAY	327,9	91,0	109,4
JUN	85,5	41,2	51,4
JUL	58,0	25,5	47,2
AGO	35,8	26,0	237,4
SEP	3,0	26,5	180,8
OCT	130,6	263,6	127,5
NOV	21,7	92,8	88,9
DIC	287,8	101,0	140,7

DATOS RELLENADOS

Elaborado por: Andrade-Colcha

2004	ESTACIONES		
	M0025 (mm)	M0325 (mm)	M0327 (mm)
MES			
ENE	287,9	191,5	170,9
FEB	630,1	105,0	77,0
MAR	433,0	177,3	250,0
ABR	287,9	266,4	101,3
MAY	367,0	175,3	173,2
JUN	71,0	10,8	61,8
JUL	15,5	16,5	33,7
AGO	6,0	11,1	18,8
SEP	81,7	74,0	202,0
OCT	99,0	114,4	0,0
NOV	48,7	69,3	44,4
DIC	33,9	169,7	82,3

MEDIA ARITMÉTICA
M0327
101,3

DATOS RELLENADOS

2005	ESTACIONES		
	M0025 (mm)	M0325 (mm)	M0327 (mm)
MES			
ENE	177,1	172,8	58,6
FEB	332,2	251,4	129,3
MAR	796,7	286,2	212,2
ABR	778,7	264,2	213,9
MAY	26,8	44,6	32,1
JUN	4,0	5,1	5,7
JUL	2,1	1,1	2,5
AGO	4,3	0,0	0,0
SEP	24,3	24,1	1,0
OCT	33,4	36,9	64,3
NOV	22,3	43,4	51,2
DIC	167,7	225,0	155,5

DATOS RELLENADOS

Elaborado por: Andrade-Colcha

2006	ESTACIONES		
	M0025 (mm)	M0325 (mm)	M0327 (mm)
MES			
ENE	262,2	186,4	98,4
FEB	482,7	323,7	264,4
MAR	676,0	345,2	262,9
ABR	466,0	311,2	205,7
MAY	192,0	116,1	126,0
JUN	88,7	155,9	155,1
JUL	18,4	193,8	0,0
AGO	97,0	20,8	15,8
SEP	48,9	73,4	73,1
OCT	25,1	83,3	28,6
NOV	374,9	321,9	177,0
DIC	53,2	194,1	150,7

MEDIA ARITMETICA
M0325
193,8

DATOS RELLENADOS

2007	ESTACIONES		
	M0025 (mm)	M0325 (mm)	M0327 (mm)
MES			
ENE	563,2	124,3	195,2
FEB	633,8	148,7	156,7
MAR	774,0	253,2	115,9
ABR	620,3	263,1	372,0
MAY	665,9	232,6	116,9
JUN	238,0	77,3	49,6
JUL	90,3	84,6	77,7
AGO	19,6	22,0	11,2
SEP	33,6	9,6	6,1
OCT	17,2	79,1	101,1
NOV	32,4	81,7	53,4
DIC	95,3	115,4	135,0

MEDIA ARITMETICA
M0325
124,3

DATOS RELLENADOS

Elaborado por: Andrade-Colcha

2008	ESTACIONES		
	M0025 (mm)	M0325 (mm)	M0327 (mm)
MES			
ENE	823,7	317,9	156,4
FEB	639,7	209,0	280,5
MAR	503,2	317,5	227,2
ABR	478,9	371,4	311,9
MAY	161,4	289,4	180,3
JUN	89,5	84,8	241,7
JUL	118,4	45,0	73,4
AGO	71,8	88,7	77,2
SEP	152,0	97,7	67,3
OCT	55,4	158,5	163,5
NOV	25,8	63,5	34,2
DIC	76,5	162,7	141,2

DATOS RELLENADOS

2009	ESTACIONES		
	M0025 (mm)	M0325 (mm)	M0327 (mm)
MES			
ENE	573,5	336,7	348,0
FEB	298,7	234,6	349,5
MAR	442,3	90,4	320,0
ABR	453,5	99,7	PX1
MAY	257,4	123,6	235,2
JUN	9,0	41,2	208,9
JUL	39,2	4,7	66,3
AGO	21,7	32,5	30,9
SEP	6,8	4,5	PX2
OCT	8,1	33,6	22,1
NOV	7,7	25,9	0,0
DIC	470,6	281,4	255,0
N	215,7	109,1	183,6

PROPORCION NORMAL	
M0327	
PX1	276,90
PX2	6,68

2009	ESTACIONES		
	M0025 (mm)	M0325 (mm)	M0327 (mm)
MES			
ENE	573,5	336,7	348,0
FEB	298,7	234,6	349,5
MAR	442,3	90,4	320,0
ABR	453,5	99,7	276,9
MAY	257,4	123,6	235,2
JUN	9,0	41,2	208,9
JUL	39,2	4,7	66,3
AGO	21,7	32,5	30,9
SEP	6,8	4,5	6,7
OCT	8,1	33,6	22,1
NOV	7,7	25,9	0,0
DIC	470,6	281,4	255,0

DATOS RELLENADOS

2010	ESTACIONES		
	M0025 (mm)	M0325 (mm)	M0327 (mm)
MES			
ENE	365,7	95,1	143,0
FEB	605,7	143,6	PX1
MAR	661,6	96,0	201,5
ABR	687,9	285,8	PX2
MAY	449,9		
JUN	60,4	68,6	86,6
JUL	87,7	129,1	172,6
AGO	72,2	12,9	20,1
SEP	45,2	PX3	11,0
OCT	13,2	18,0	7,4
NOV	99,4	252,5	438,5
DIC	405,4	362,6	585,2
N	296,2	146,4	185,1

PROPORCION NORMAL	
M0327	
PX1	280,03
PX2	395,60
M0327	
PX3	15,5

2010	ESTACIONES		
	M0025 (mm)	M0325 (mm)	M0327 (mm)
MES			
ENE	365,7	95,1	143,0
FEB	605,7	143,6	280,0
MAR	661,6	96,0	201,5
ABR	687,9	285,8	395,6
MAY	449,9	134,5	212,9
JUN	60,4	68,6	86,6
JUL	87,7	129,1	172,6
AGO	72,2	12,9	20,1
SEP	45,2	15,5	11,0
OCT	13,2	18,0	7,4
NOV	99,4	252,5	438,5
DIC	405,4	362,6	585,2

MEDIA ARITMETICA
M0325
134,5
M0327
212,9

DATOS RELLENADOS

2011	ESTACIONES		
	M0025 (mm)	M0325 (mm)	M0327 (mm)
MES			
ENE	789,0	112,5	408,2
FEB	218,6	290,2	380,9
MAR	446,9	192,5	226,4
ABR	423,6	230,0	475,4
MAY	91,6	53,7	61,5
JUN	119,2	80,7	27,4
JUL	113,7	96,0	86,9
AGO	20,4	22,9	5,5
SEP	65,0	60,4	9,6
OCT	48,3	83,9	163,6
NOV	3,6	41,9	43,2
DIC	117,4	85,8	142,8

MEDIA ARITMETICA
M0325
112,5

DATOS RELLENADOS

Elaborado por: Andrade-Colcha

2012	ESTACIONES		
	M0025 (mm)	M0325 (mm)	M0327 (mm)
MES			
ENE	688,8	452,0	284,0
FEB	706,0	175,3	381,7
MAR	989,9	188,2	153,2
ABR	573,5	323,3	247,4
MAY	694,3	254,6	305,9
JUN	221,4	49,9	37,8
JUL	14,5	6,7	24,0
AGO	6,0	0,0	1,4
SEP	4,9	164,6	11,2
OCT	73,7	116,1	99,8
NOV	42,9	159,8	166,1
DIC	28,8	84,8	124,9

MEDIA ARITMETICA
M0325
164,6

 **DATOS RELLENADOS**

Elaborado por: Andrade-Colcha

Anexo 7 Información Completa de la estación M0325

NOMBRE: GARCÍA MORENO

CODIGO: M0325

Precipitación Total Mensual (mm)

PERIODO: 1995 - 2012

LATITUD: 0G 14' 5" N

LONGITUD: 78G 37' 38"W

ELEVACION: 1950.00

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	suma	media
1995	206,8	136,6	205,5	309,3	182,1	65,5	52,8	118,7	20,4	250,3	192,9	103,1	1844	153,7
1996	284,3	232,5	351,6	288,2	389,2	56,0	23,3	35,1	37,2	53,3	17,2	156,0	1923,9	160,3
1997	448,3	196,7	318,9	285,5	137,0	111,0	27,4	0,0	198,9	398,3	377,0	148,3	2647,3	220,6
1998	115,0	210,4	153,3	284,8	247,2	62,0	58,1	42,7	97,8	30,7	120,4	57,1	1479,5	123,3
1999	351,9	276,9	292,4	429,2	178,0	102,0	46,8	9,5	161,5	108,7	93,6	254,9	2305,4	192,1
2000	270,7	250,6	302,9	328,0	151,2	93,1	16,2	17,6	137,0	26,5	19,1	201,5	1814,4	151,2
2001	203,6	193,8	277,5	146,3	96,4	37,3	26,3	0,7	63,0	7,9	75,8	178,7	1307,3	108,9
2002	118,8	190,2	225,6	289,0	101,1	36,9	21,4	7,5	146,9	141,4	150,6	333,9	1763,3	146,9
2003	114,3	193,0	164,4	368,2	91,0	41,2	25,5	26,0	26,5	263,6	92,8	101,0	1507,5	125,6
2004	191,5	105,0	177,3	266,4	175,3	10,8	16,5	11,1	74,0	114,4	69,3	169,7	1381,3	115,1
2005	172,8	251,4	286,2	264,2	44,6	5,1	1,1	0,0	24,1	36,9	43,4	225,0	1354,8	112,9
2006	186,4	323,7	345,2	311,2	116,1	155,9	193,8	20,8	73,4	83,3	321,9	194,1	2325,8	193,8
2007	124,3	148,7	253,2	263,1	232,6	77,3	84,6	22,0	9,6	79,1	81,7	115,4	1491,6	124,3
2008	317,9	209,0	317,5	371,4	289,4	84,8	45,0	88,7	97,7	158,5	63,5	162,7	2206,1	183,8
2009	336,7	234,6	90,4	99,7	123,6	41,2	4,7	32,5	4,5	33,6	25,9	281,4	1308,8	109,1
2010	95,1	143,6	96,0	285,8	134,5	68,6	129,1	12,9	15,5	18,0	252,5	362,6	1614,2	134,5
2011	112,5	290,2	192,5	230,0	53,7	80,7	96,0	22,9	60,4	83,9	41,9	85,8	1350,5	112,5
2012	452,0	175,3	188,2	323,3	254,6	49,9	6,7	0,0	164,6	116,1	159,8	84,8	1975,3	164,6
suma	4102,9	3762,2	4238,6	5143,6	2997,6	1179,3	875,3	468,7	1413,0	2004,5	2199,3	3216,0	31601	2633,4
media	227,9	209,0	235,5	285,8	166,5	65,5	48,6	26,0	78,5	111,4	122,2	178,7	1755,61111	146,3
mínima	95,1	105	90,4	99,7	44,6	5,1	1,1	0	4,5	7,9	19,1	84,8		0,00
máxima	452	323,7	345,2	371,4	289,4	155,9	193,8	88,7	164,6	263,6	321,9	362,6		452,00

DATOS RELLENADOS - MEDIA ARITMÉTICA

DATOS RELLENADOS - PROPORCIÓN NORMAL



Fuente: INAMHI

Anexo 8 Información Completa de la estación M0327

NOMBRE: CHONTAL BAIJO(GUAYLLABAMBA.DJ ALAMBI)

CODIGO: M0327

Precipitación Total Mensual (mm)

PERIODO: 1995 - 2012

LATITUD: 0G 14' 0" N

LONGITUD: 78G 50' 0"W

ELEVACION: 700.00

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	suma	media
1995	31,3	194,4	145,3	346,3	139,4	111,0	51,4	80,4	13,1	128,5	63,9	54,6	1359,6	113,3
1996	298,0	279,2	314,6	251,6	208,5	31,0	75,7	27,8	22,7	87,0	18,3	63,8	1678,2	139,9
1997	349,9	166,1	241,0	221,2	149,2	72,5	19,4	6,1	124,0	209,0	132,5	99,4	1790,3	149,2
1998	20,8	92,4	59,7	365,0	105,1	53,5	22,2	40,3	57,4	23,4	44,7	57,1	941,6	78,5
1999	185,8	200,1	263,0	122,9	56,1	43,2	77,4	9,2	113,6	188,0	76,7	132,7	1468,7	122,4
2000	192,3	252,1	155,5	250,7	222,2	226,2	5,4	3,3	6,7	8,9	3,8	139,6	1466,7	122,2
2001	211,2	139,1	164,8	118,7	119,4	21,0	0,0	0,4	0,0	51,3	36,5	85,8	948,2	79,0
2002	109,0	156,4	178,9	265,4	129,2	74,4	14,5	0,0	0,0	91,6	126,4	177,1	1322,9	110,2
2003	92,2	78,9	134,9	227,3	109,4	51,4	47,2	237,4	180,8	127,5	88,9	140,7	1516,6	126,4
2004	170,9	77,0	250,0	101,3	173,2	61,8	33,7	18,8	202,0	0,0	44,4	82,3	1215,4	101,3
2005	58,6	129,3	212,2	213,9	32,1	5,7	2,5	0,0	1,0	64,3	51,2	155,5	926,3	77,2
2006	98,4	264,4	262,9	205,7	126,0	155,1	0,0	15,8	73,1	28,6	177,0	150,7	1557,7	129,8
2007	195,2	156,7	115,9	372,0	116,9	49,6	77,7	11,2	6,1	101,1	53,4	135,0	1390,8	115,9
2008	156,4	280,5	227,2	311,9	180,3	241,7	73,4	77,2	67,3	163,5	34,2	141,2	1954,8	162,9
2009	348,0	349,5	320,0	276,9	235,2	208,9	66,3	30,9	6,7	22,1	0,0	255,0	2119,5	176,6
2010	143,0	280,0	201,5	395,6	212,9	86,6	172,6	20,1	11,0	7,4	438,5	585,2	2554,4	212,9
2011	408,2	380,9	226,4	475,4	61,5	27,4	86,9	5,5	9,6	163,6	43,2	142,8	2031,4	169,3
2012	284,0	381,7	153,2	247,4	305,9	37,8	24,0	1,4	11,2	99,8	166,1	124,9	1837,4	153,1
suma	3353,2	3858,7	3627,0	4769,2	2682,5	1558,8	850,3	585,8	906,3	1565,6	1599,7	2723,4	28080,5	2340,0
media	186,3	214,4	201,5	265,0	149,0	86,6	47,2	32,5	50,4	87,0	88,9	151,3	1560,02778	130,0
mínima	58,6	77	115,9	101,3	32,1	5,7	0	0	0	0	0	82,3		0,00
máxima	408,2	381,7	320	475,4	305,9	241,7	172,6	237,4	202	163,6	438,5	585,2		585,20

DATOS RELLENADOS - MEDIA ARITMÉTICA

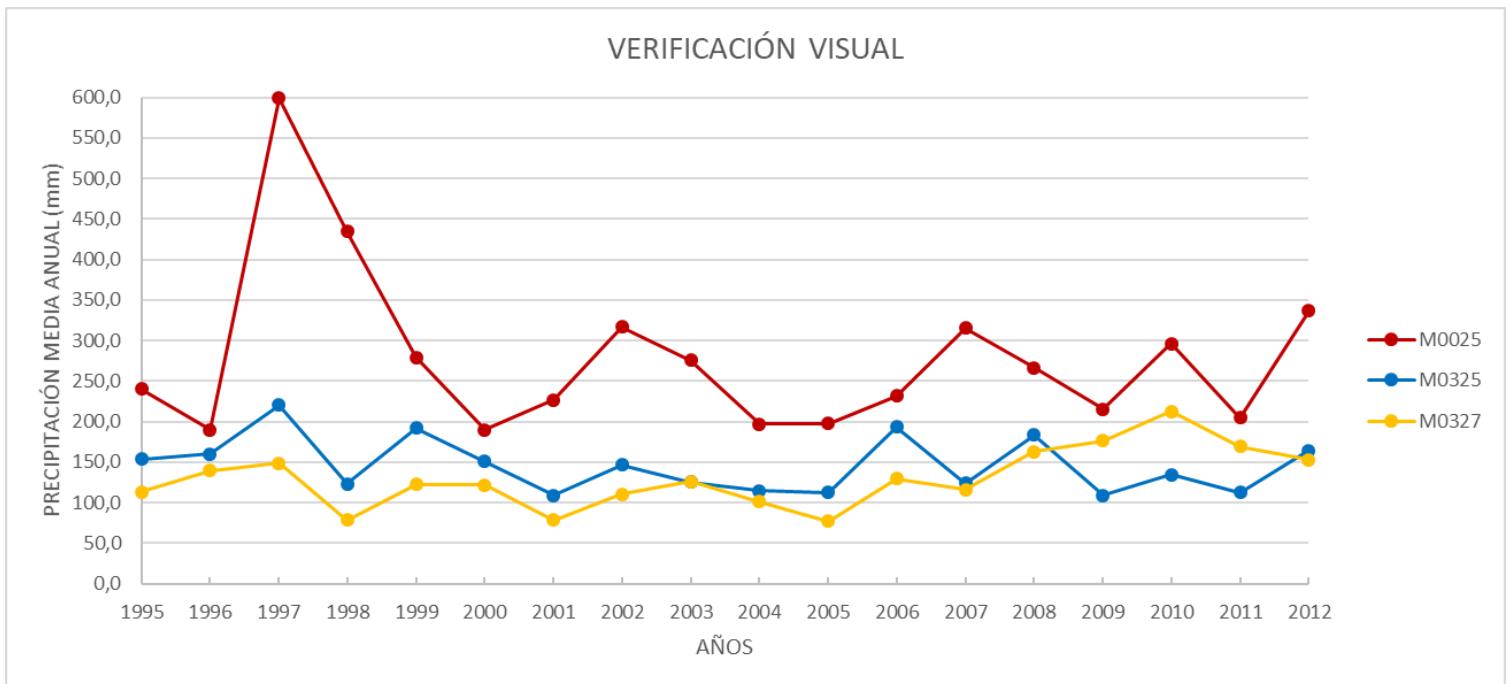
DATOS RELLENADOS - PROPORCIÓN NORMAL



Fuente: INAMHI

Anexo 9 Verificación de datos de precipitación (Validación de datos)

AÑOS	M0025	M0325	M0327
1995	240,6	153,7	113,3
1996	190,0	160,3	139,9
1997	599,0	220,6	149,2
1998	434,6	123,3	78,5
1999	279,5	192,1	122,4
2000	190,2	151,2	122,2
2001	226,8	108,9	79,0
2002	317,0	146,9	110,2
2003	275,7	125,6	126,4
2004	196,8	115,1	101,3
2005	197,5	112,9	77,2
2006	232,1	193,8	129,8
2007	315,3	124,3	115,9
2008	266,4	183,8	162,9
2009	215,7	109,1	176,6
2010	296,2	134,5	212,9
2011	204,8	112,5	169,3
2012	337,1	164,6	153,1

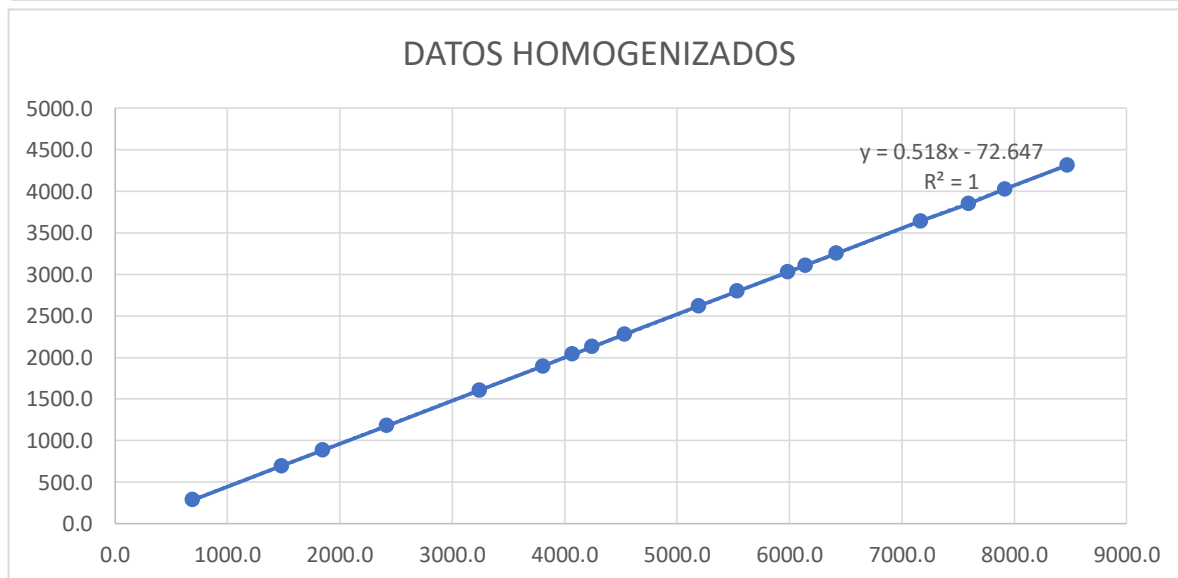
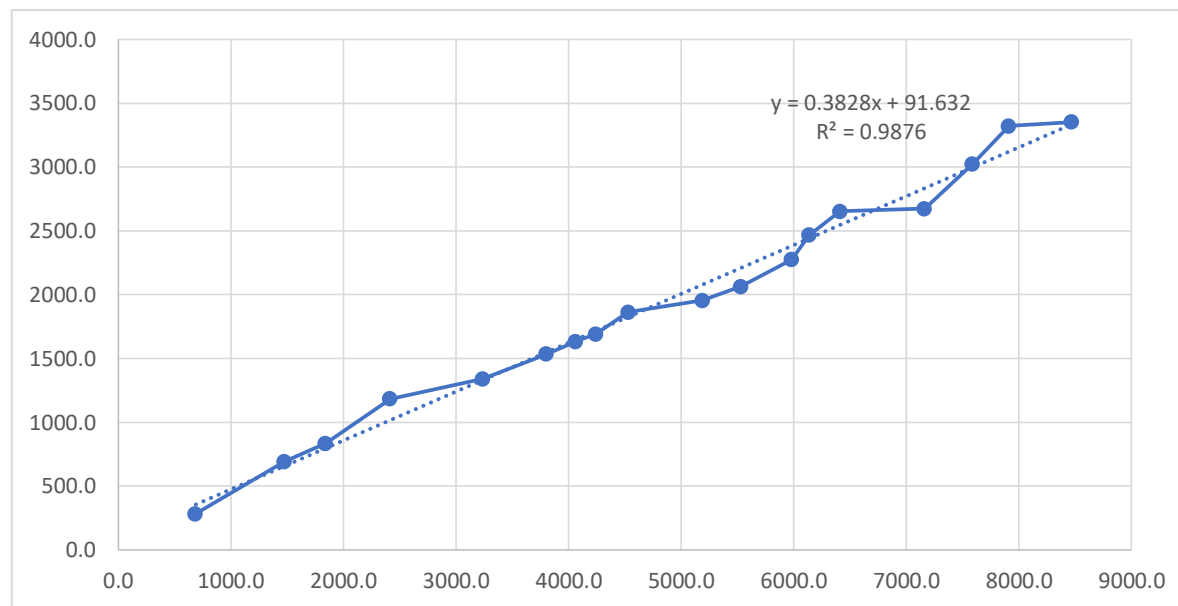


Elaborado por: Andrade-Colcha

Anexo 10 Homogenización de la información (Método de doble masa)

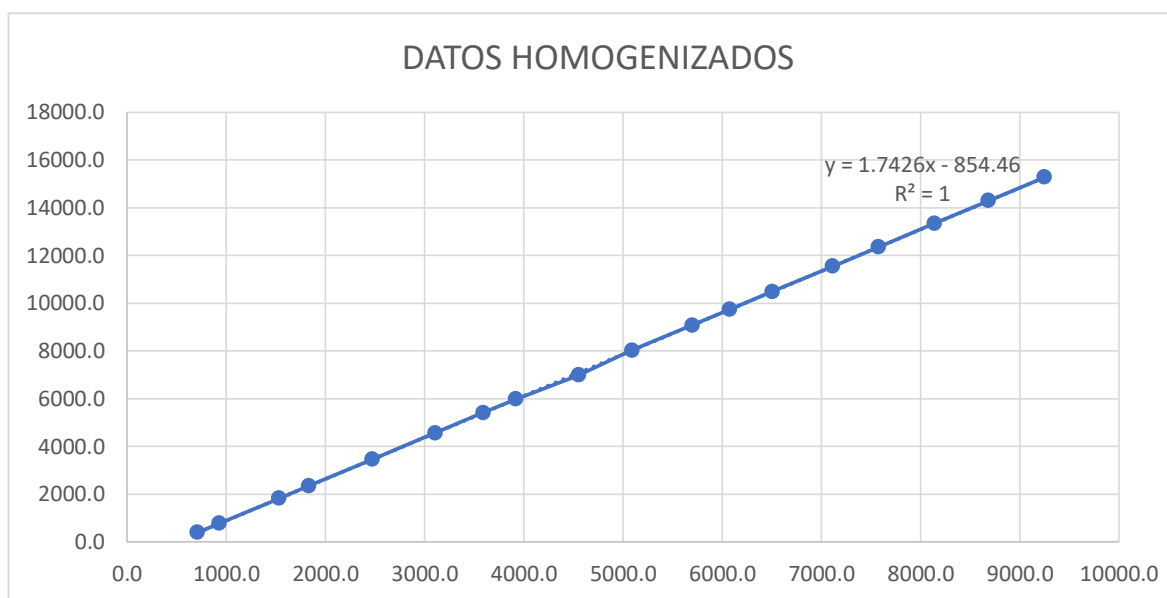
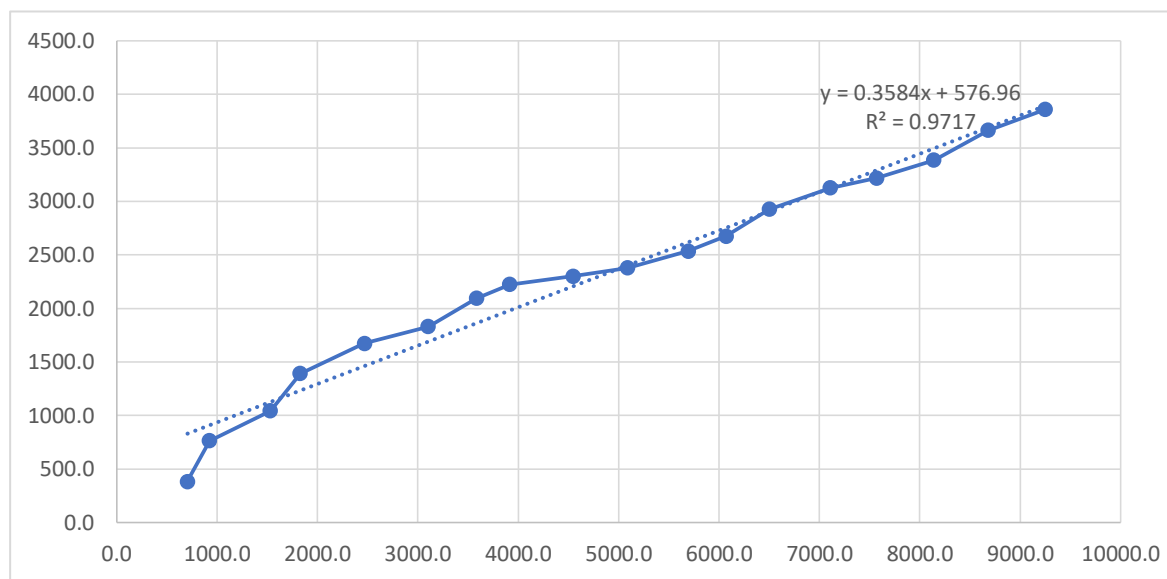
ENERO

AÑOS	M0025		M0327		M0327 CORREGIDO	
	x	Σx	y	Σy	y	Σy
2012	688,8	688,8	284,0	284,0	284,0	284,0
2011	789,0	1477,8	408,2	692,2	408,2	692,2
2010	365,7	1843,5	143,0	835,2	189,2	881,4
2009	573,5	2417,0	348,0	1183,2	296,7	1178,1
2008	823,7	3240,7	156,4	1339,6	426,2	1604,3
2007	563,2	3803,9	195,2	1534,8	287,5	1891,7
2006	262,2	4066,1	98,4	1633,2	144,9	2036,6
2005	177,1	4243,2	58,6	1691,8	91,6	2128,2
2004	287,9	4531,1	170,9	1862,7	148,9	2277,2
2003	660,3	5191,4	92,2	1954,9	341,6	2618,8
2002	340,5	5531,9	109,0	2063,9	176,2	2795,0
2001	449,1	5981,0	211,2	2275,1	232,3	3027,3
2000	156,7	6137,7	192,3	2467,4	81,1	3108,4
1999	276,3	6414,0	185,8	2653,2	142,9	3251,3
1998	750,0	7164,0	20,8	2674,0	388,0	3639,4
1997	425,3	7589,3	349,9	3023,9	209,2	3848,6
1996	323,6	7912,9	298,0	3321,9	178,2	4026,8
1995	558,1	8471,0	31,3	3353,2	288,7	4315,6



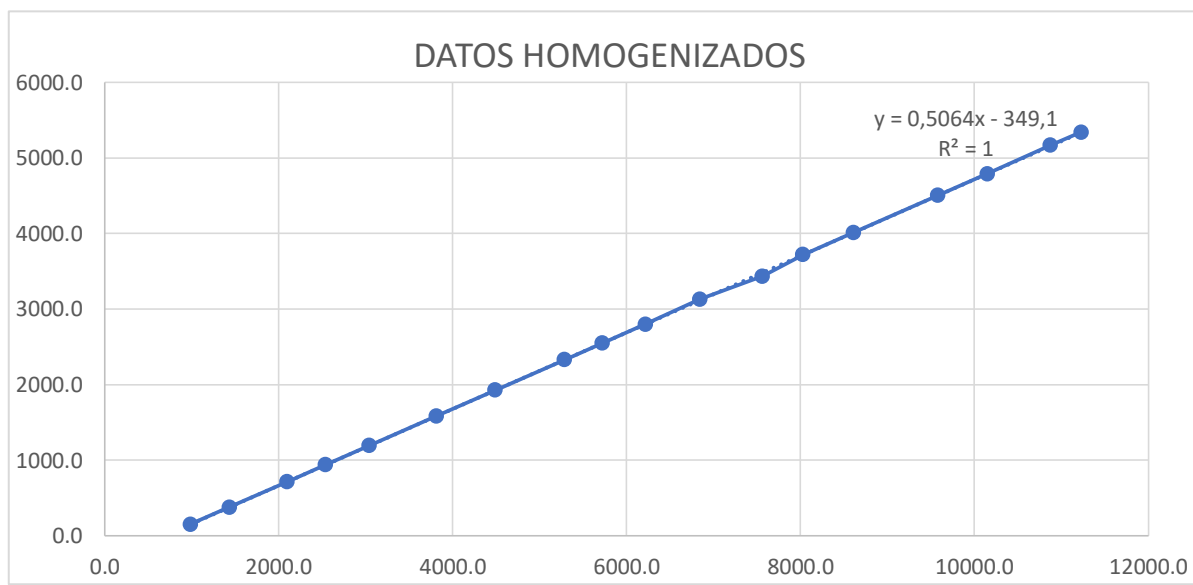
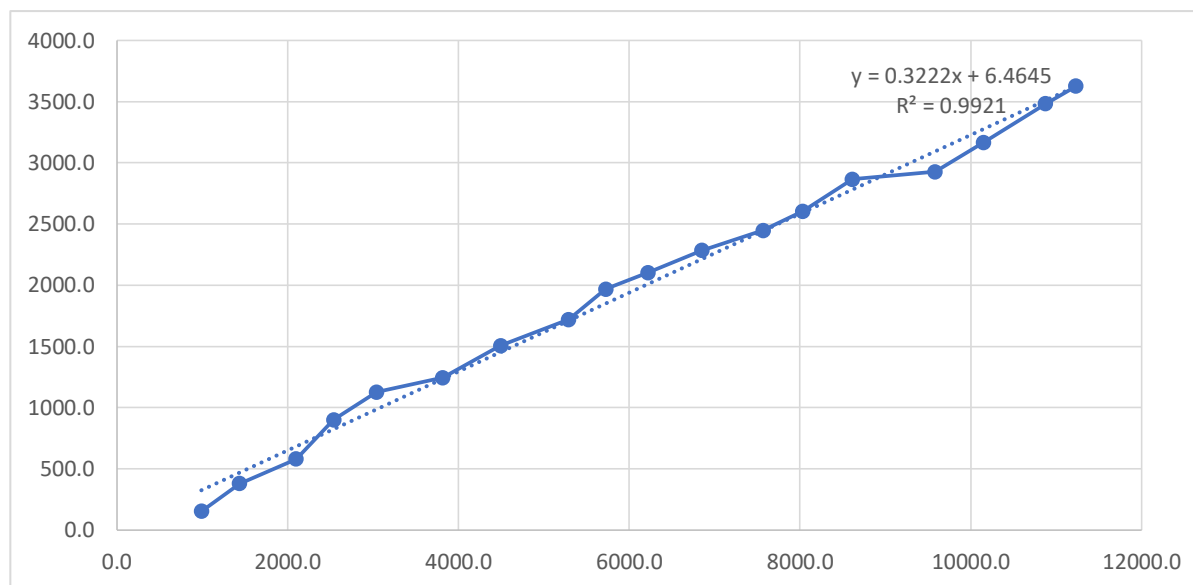
FEBRERO

AÑOS	M0025		M0327		M0327 CORREGIDO	
	x	Σx	y	Σy	y	Σy
2012	706,0	706,0	381,7	381,7	381,7	381,7
2011	218,6	924,6	380,9	762,6	380,9	762,6
2010	605,7	1530,3	280,0	1042,6	1055,4	1818,0
2009	298,7	1829,0	349,5	1392,1	520,5	2338,5
2008	639,7	2468,7	280,5	1672,6	1114,6	3453,1
2007	633,8	3102,5	156,7	1829,3	1104,4	4557,5
2006	482,7	3585,2	264,4	2093,7	841,1	5398,6
2005	332,2	3917,4	129,3	2223,0	578,8	5977,4
2004	630,1	4547,5	77,0	2300,0	1006,9	6984,3
2003	539,9	5087,4	78,9	2378,9	1031,8	8016,1
2002	606,2	5693,6	156,4	2535,3	1056,3	9072,4
2001	376,9	6070,5	139,1	2674,4	656,7	9729,1
2000	430,3	6500,8	252,1	2926,5	749,8	10478,9
1999	609,2	7110,0	200,1	3126,6	1061,5	11540,4
1998	462,1	7572,1	92,4	3219,0	805,2	12345,5
1997	566,5	8138,6	166,1	3385,1	987,1	13332,6
1996	543,8	8682,4	279,2	3664,3	947,5	14280,2
1995	565,0	9247,4	194,4	3858,7	984,5	15264,7



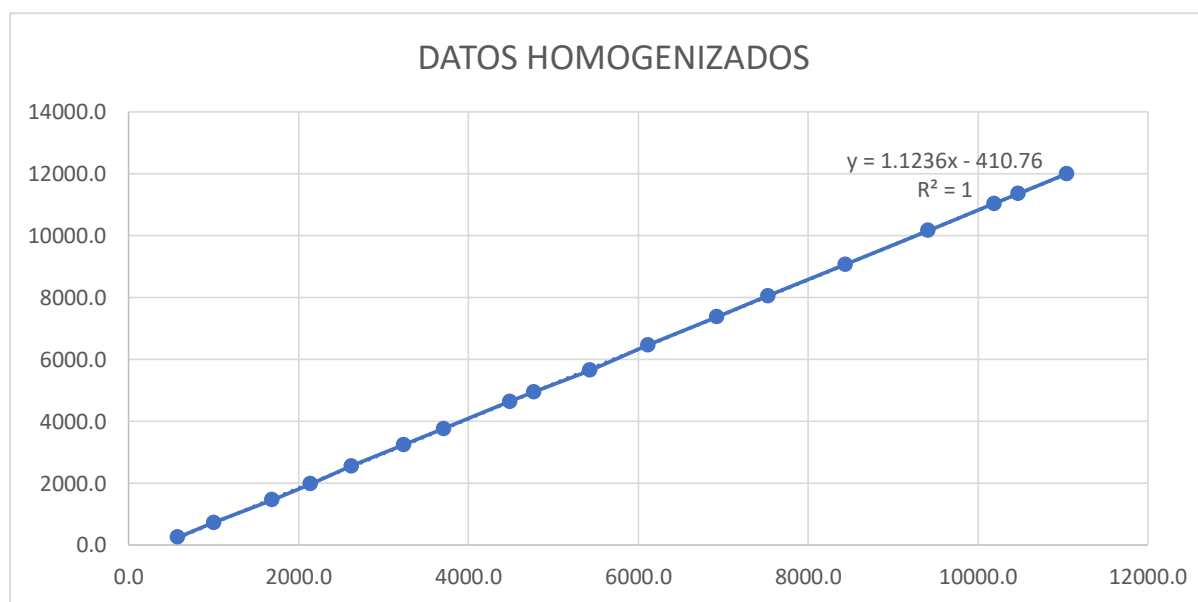
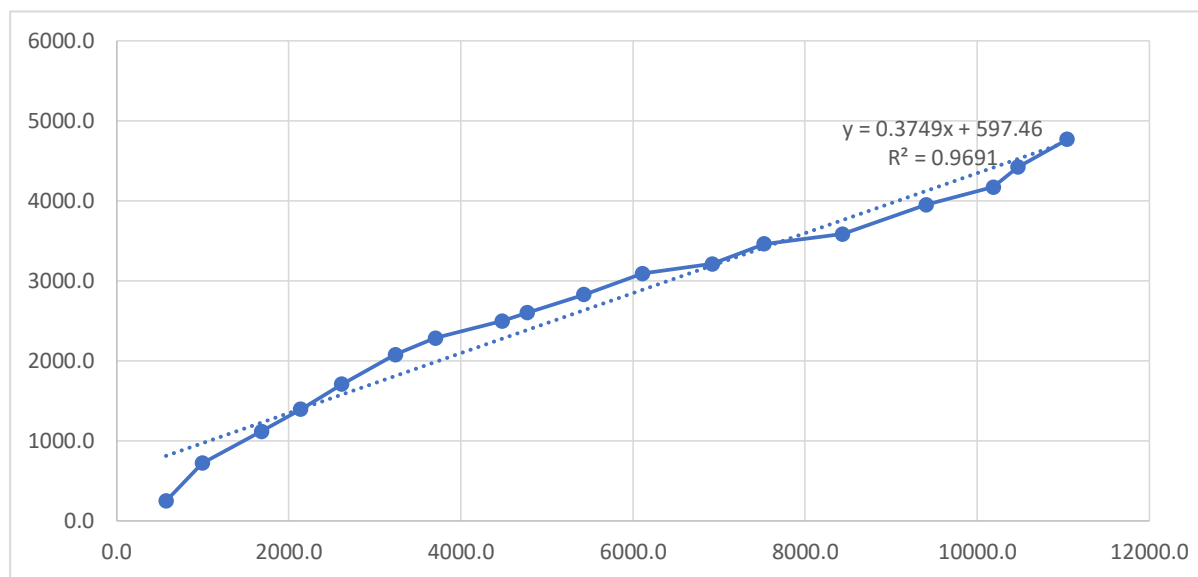
MARZO

AÑOS	M0025		M0327		M0327 CORREGIDO	
	x	Σx	y	Σy	y	Σy
2012	989,9	989,9	153,2	153,2	153,2	153,2
2011	446,9	1436,8	226,4	379,6	226,4	379,6
2010	661,6	2098,4	201,5	581,1	335,2	714,8
2009	442,3	2540,7	320,0	901,1	224,1	938,8
2008	503,2	3043,9	227,2	1128,3	254,9	1193,8
2007	774,0	3817,9	115,9	1244,2	392,1	1585,9
2006	676,0	4493,9	262,9	1507,1	342,5	1928,3
2005	796,7	5290,6	212,2	1719,3	403,6	2331,9
2004	433,0	5723,6	250,0	1969,3	219,4	2551,3
2003	498,0	6221,6	134,9	2104,2	249,0	2800,3
2002	629,0	6850,6	178,9	2283,1	330,2	3130,5
2001	717,3	7567,9	164,8	2447,9	304,2	3434,8
2000	466,2	8034,1	155,5	2603,4	287,0	3721,8
1999	580,7	8614,8	263,0	2866,4	294,2	4016,0
1998	966,7	9581,5	59,7	2926,1	489,7	4505,7
1997	569,2	10150,7	241,0	3167,1	287,2	4792,9
1996	723,9	10874,6	314,6	3481,7	374,9	5167,7
1995	355,4	11230,0	145,3	3627,0	173,1	5340,8



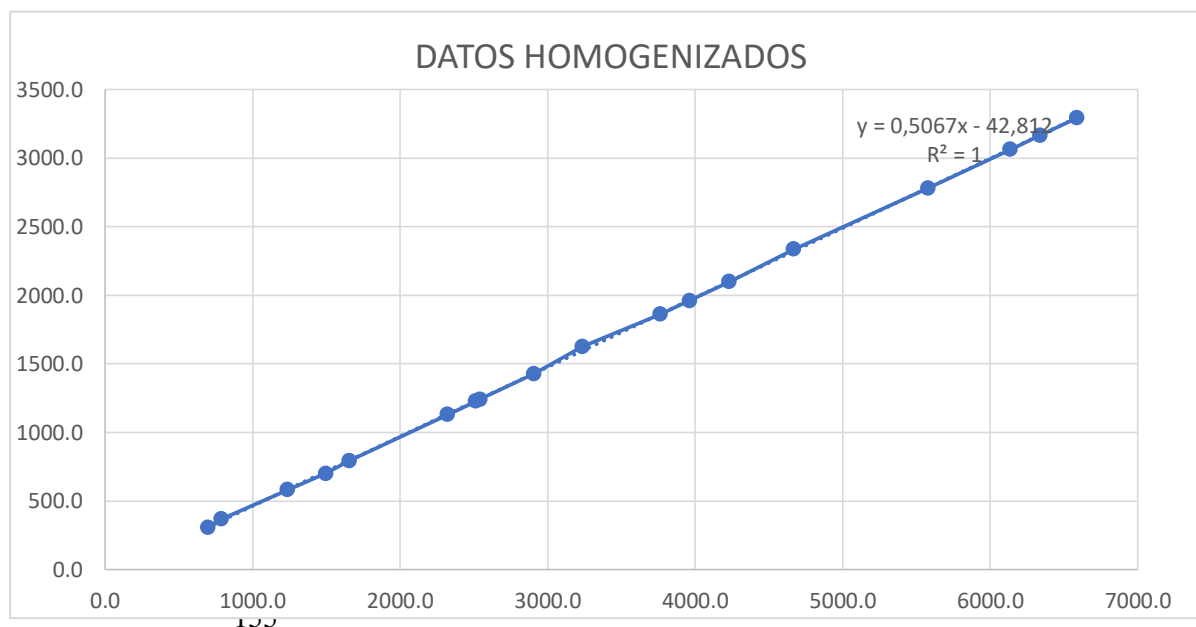
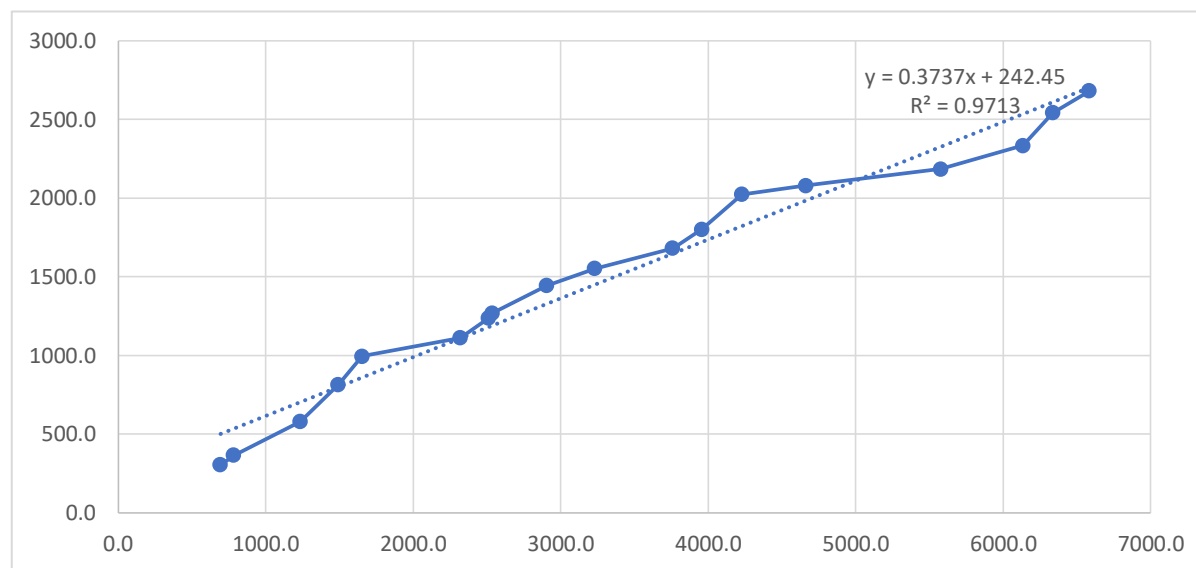
ABRIL

AÑOS	M0025		M0327		M0327 CORREGIDO	
	x	Σx	y	Σy	y	Σy
2012	573,5	573,5	247,4	247,4	247,4	247,4
2011	423,6	997,1	475,4	722,8	475,4	722,8
2010	687,9	1685,0	395,6	1118,4	733,4	1456,2
2009	453,5	2138,5	276,9	1395,3	513,3	1969,5
2008	478,9	2617,4	311,9	1707,2	578,2	2547,8
2007	620,3	3237,7	372,0	2079,2	689,6	3237,4
2006	466,0	3703,7	205,7	2284,9	523,0	3760,4
2005	778,7	4482,4	213,9	2498,8	873,9	4634,3
2004	287,9	4770,3	101,3	2600,1	312,0	4946,3
2003	660,1	5430,4	227,3	2827,4	700,2	5646,5
2002	682,4	6112,8	265,4	3092,8	817,5	6464,1
2001	808,0	6920,8	118,7	3211,5	906,8	7370,9
2000	603,6	7524,4	250,7	3462,2	677,4	8048,3
1999	911,7	8436,1	122,9	3585,1	1023,2	9071,5
1998	973,6	9409,7	365,0	3950,1	1092,7	10164,1
1997	777,4	10187,1	221,2	4171,3	872,5	11036,6
1996	283,8	10470,9	251,6	4422,9	318,5	11355,1
1995	574,0	11044,9	346,3	4769,2	644,2	11999,3



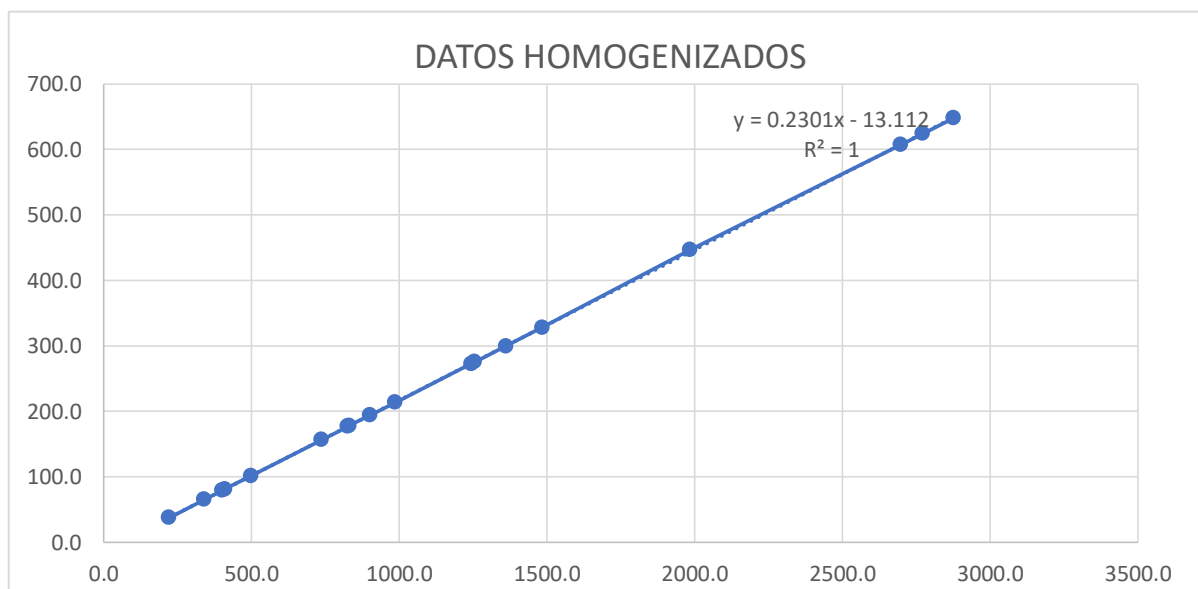
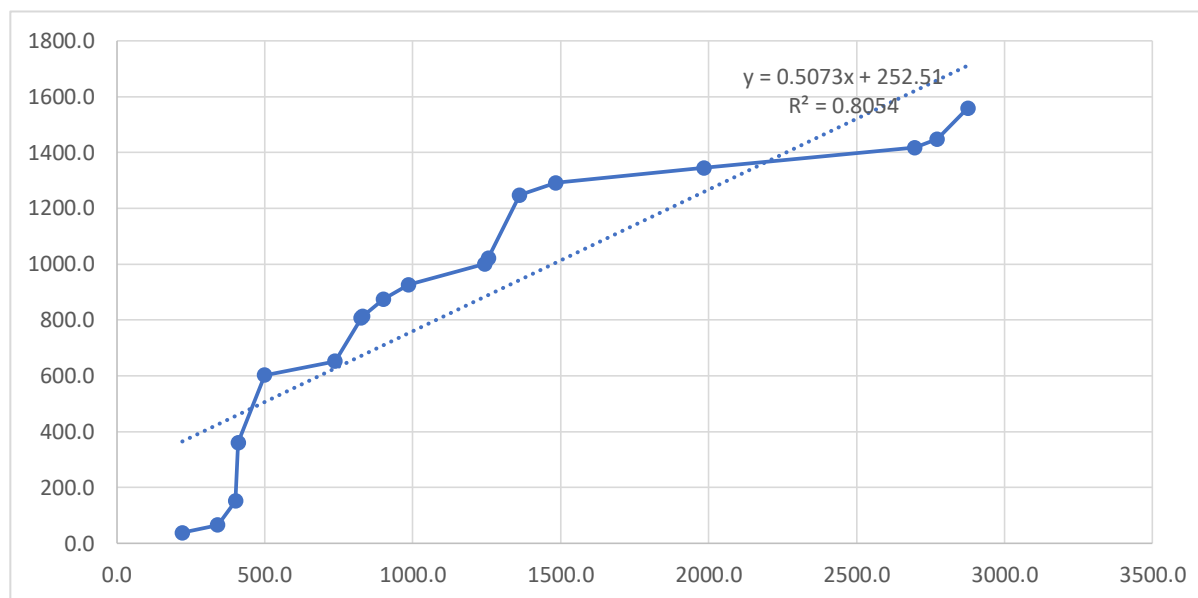
MAYO

AÑOS	M0025		M0327		M0327 CORREGIDO	
	x	Σx	y	Σy	y	Σy
2012	694,3	694,3	305,9	305,9	305,9	305,9
2011	91,6	785,9	61,5	367,4	61,5	367,4
2010	449,9	1235,8	212,9	580,3	212,9	580,3
2009	257,4	1493,2	235,2	815,5	120,1	700,4
2008	161,4	1654,6	180,3	995,8	92,1	792,5
2007	665,9	2320,5	116,9	1112,7	337,4	1130,0
2006	192,0	2512,5	126,0	1238,7	97,3	1227,3
2005	26,8	2539,3	32,1	1270,8	13,6	1240,8
2004	367,0	2906,3	173,2	1444,0	186,0	1426,8
2003	327,9	3234,2	109,4	1553,4	198,5	1625,3
2002	526,6	3760,8	129,2	1682,6	234,5	1859,8
2001	198,4	3959,2	119,4	1802,0	100,5	1960,4
2000	269,9	4229,1	222,2	2024,2	136,8	2097,1
1999	437,0	4666,1	56,1	2080,3	238,0	2335,2
1998	912,8	5578,9	105,1	2185,4	446,0	2781,1
1997	556,9	6135,8	149,2	2334,6	282,2	3063,3
1996	201,6	6337,4	208,5	2543,1	102,2	3165,5
1995	248,5	6585,9	139,4	2682,5	125,9	3291,4



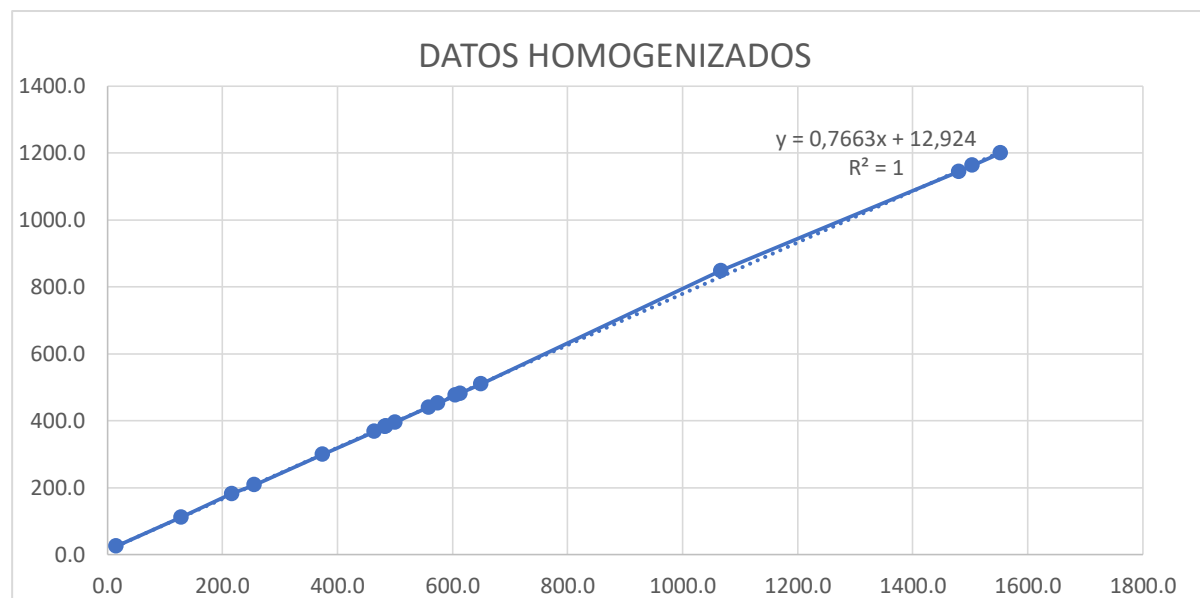
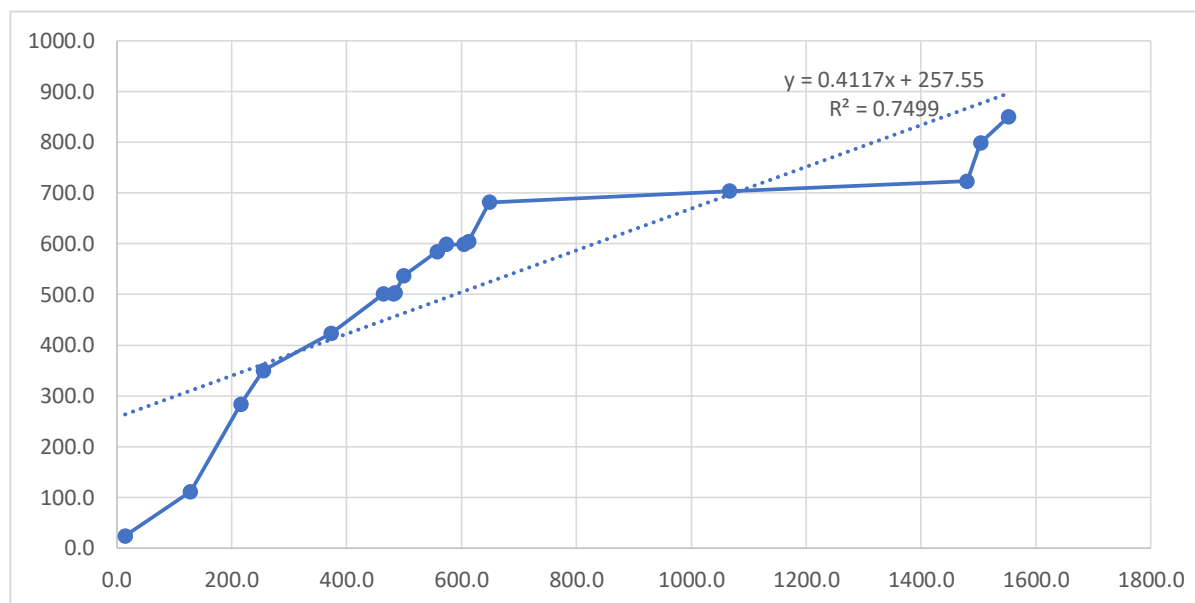
JUNIO

AÑOS	M0025		M0327		M0327 CORREGIDO	
	x	Σx	y	Σy	y	Σy
2012	221,4	221,4	37,8	37,8	37,8	37,8
2011	119,2	340,6	27,4	65,2	27,4	65,2
2010	60,4	401,0	86,6	151,8	13,9	79,1
2009	9,0	410,0	208,9	360,7	2,1	81,2
2008	89,5	499,5	241,7	602,4	20,6	101,7
2007	238,0	737,5	49,6	652,0	54,7	156,4
2006	88,7	826,2	155,1	807,1	20,4	176,8
2005	4,0	830,2	5,7	812,8	1,5	178,3
2004	71,0	901,2	61,8	874,6	15,8	194,1
2003	85,5	986,7	51,4	926,0	19,7	213,7
2002	257,3	1244,0	74,4	1000,4	59,1	272,9
2001	11,6	1255,6	21,0	1021,4	2,7	275,5
2000	105,3	1360,9	226,2	1247,6	24,2	299,7
1999	123,1	1484,0	43,2	1290,8	28,3	328,0
1998	500,2	1984,2	53,5	1344,3	118,4	446,4
1997	713,0	2697,2	72,5	1416,8	160,5	606,9
1996	75,4	2772,6	31,0	1447,8	17,3	624,2
1995	103,3	2875,9	111,0	1558,8	23,7	648,0



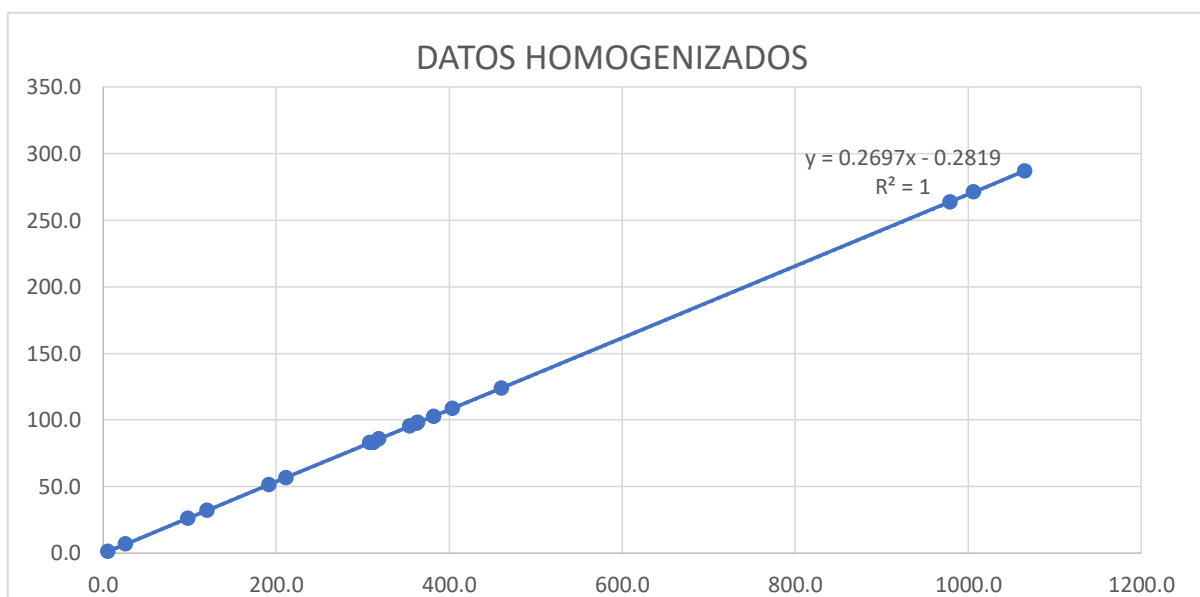
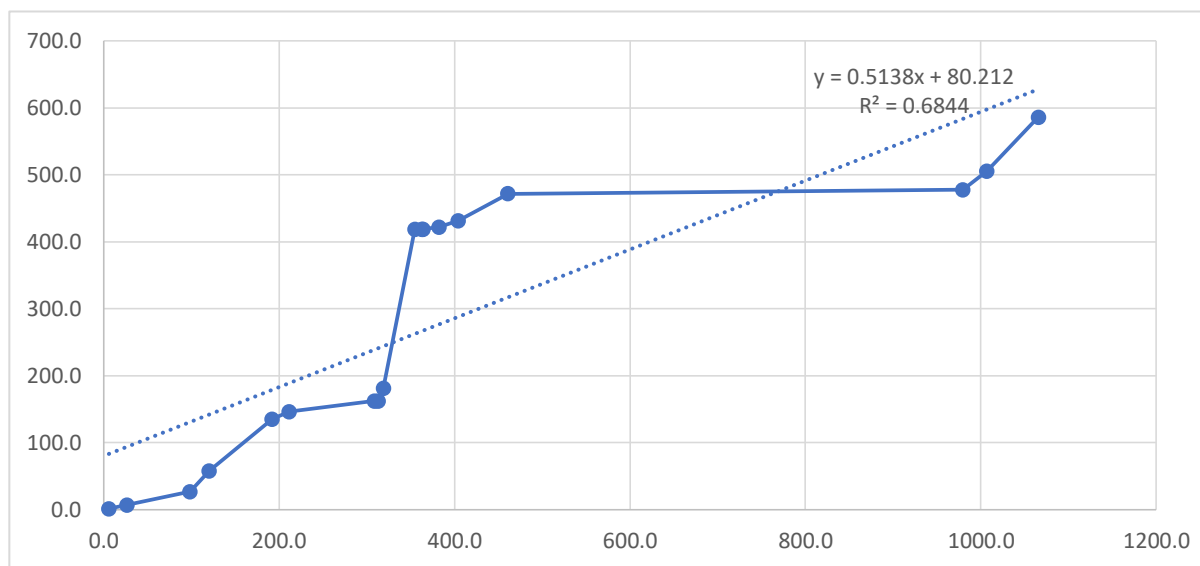
JULIO

AÑOS	M0025		M0327		M0327 CORREGIDO	
	x	Σx	y	Σy	y	Σy
2012	14,5	14,5	24,0	24,0	24,0	24,0
2011	113,7	128,2	86,9	110,9	86,9	110,9
2010	87,7	215,9	172,6	283,5	70,1	181,0
2009	39,2	255,1	66,3	349,8	26,9	207,9
2008	118,4	373,5	73,4	423,2	90,5	298,4
2007	90,3	463,8	77,7	500,9	69,0	367,4
2006	18,4	482,2	1,0	501,9	14,1	381,5
2005	2,1	484,3	2,5	504,4	1,6	383,1
2004	15,5	499,8	33,7	538,1	11,8	394,9
2003	58,0	557,8	47,2	585,3	44,3	439,2
2002	15,8	573,6	14,5	599,8	12,1	451,3
2001	31,1	604,7	1,0	600,8	23,8	475,1
2000	7,8	612,5	5,4	606,2	6,0	481,0
1999	36,2	648,7	77,4	683,6	27,7	508,7
1998	417,6	1066,3	22,2	705,8	339,1	847,8
1997	413,7	1480,0	19,4	725,2	296,3	1144,1
1996	23,6	1503,6	75,7	800,9	18,0	1162,1
1995	48,7	1552,3	51,4	852,3	37,2	1199,3



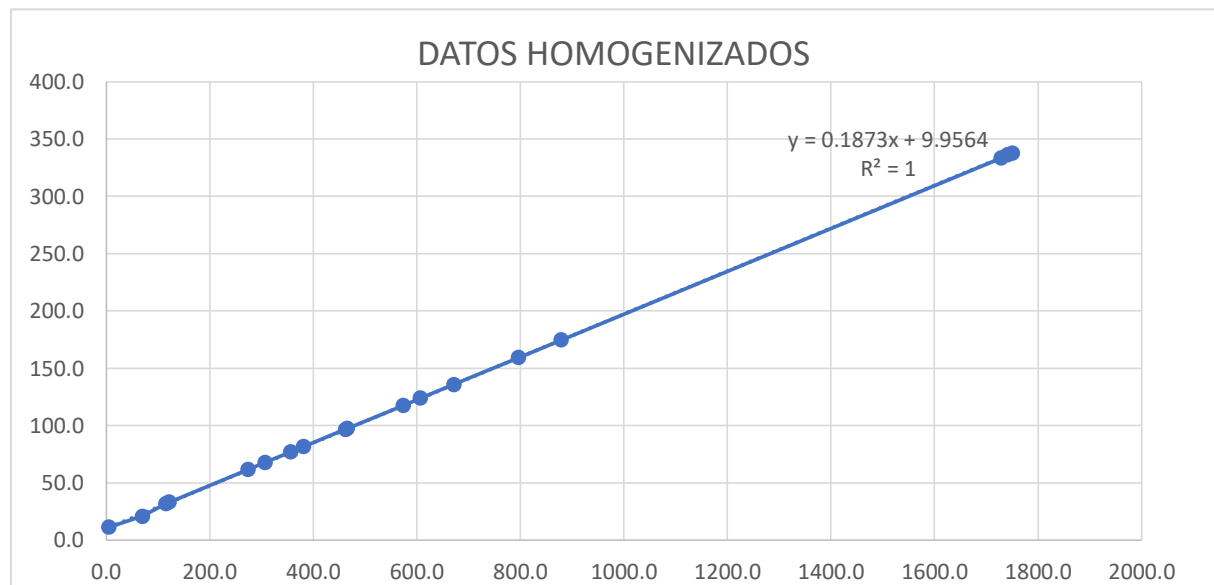
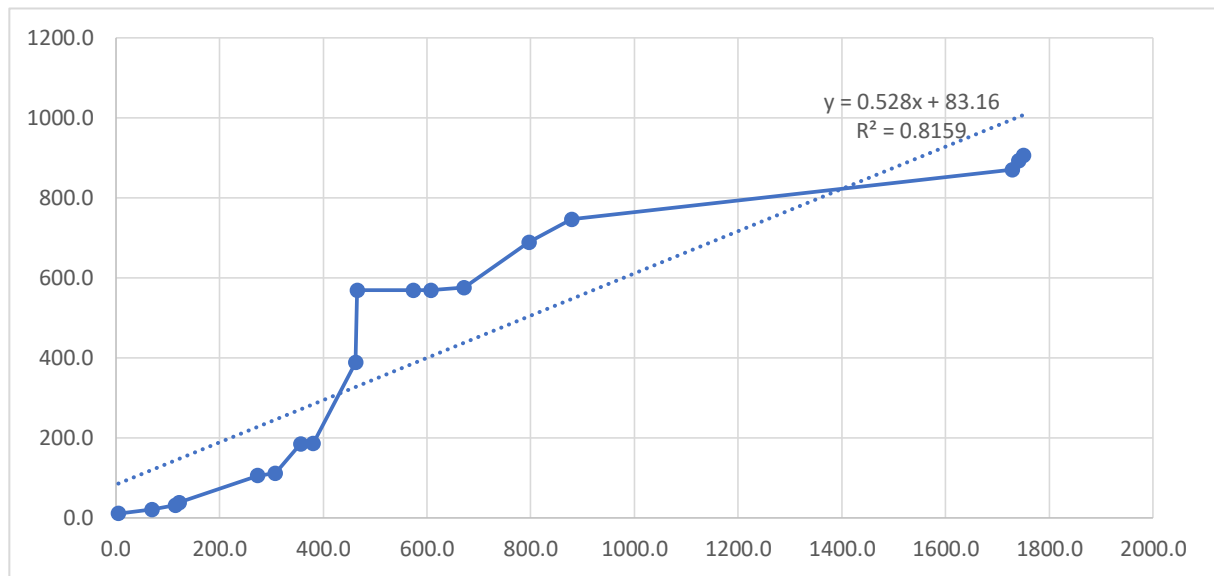
AGOSTO

AÑOS	M0025		M0327		M0327 CORREGIDO	
	x	Σx	y	Σy	y	Σy
2012	6,0	6,0	1,4	1,4	1,4	1,4
2011	20,4	26,4	5,5	6,9	5,5	6,9
2010	72,2	98,6	20,1	27,0	19,5	26,4
2009	21,7	120,3	30,9	57,9	5,9	32,2
2008	71,8	192,1	77,2	135,1	19,4	51,6
2007	19,6	211,7	11,2	146,3	5,3	56,9
2006	97,0	308,7	15,8	162,1	26,2	83,0
2005	4,3	313,0	0,0	162,1	0,0	83,0
2004	6,0	319,0	18,8	180,9	2,8	85,8
2003	35,8	354,8	237,4	418,3	9,7	95,4
2002	8,2	363,0	1,0	419,3	2,2	97,7
2001	0,9	363,9	0,4	419,7	0,6	98,2
2000	18,5	382,4	3,3	423,0	4,7	102,9
1999	22,0	404,4	9,2	432,2	5,9	108,8
1998	56,5	460,9	40,3	472,5	15,2	124,0
1997	518,5	979,4	6,1	478,6	139,8	263,8
1996	27,4	1006,8	27,8	506,4	7,4	271,2
1995	58,7	1065,5	80,4	586,8	15,8	287,0



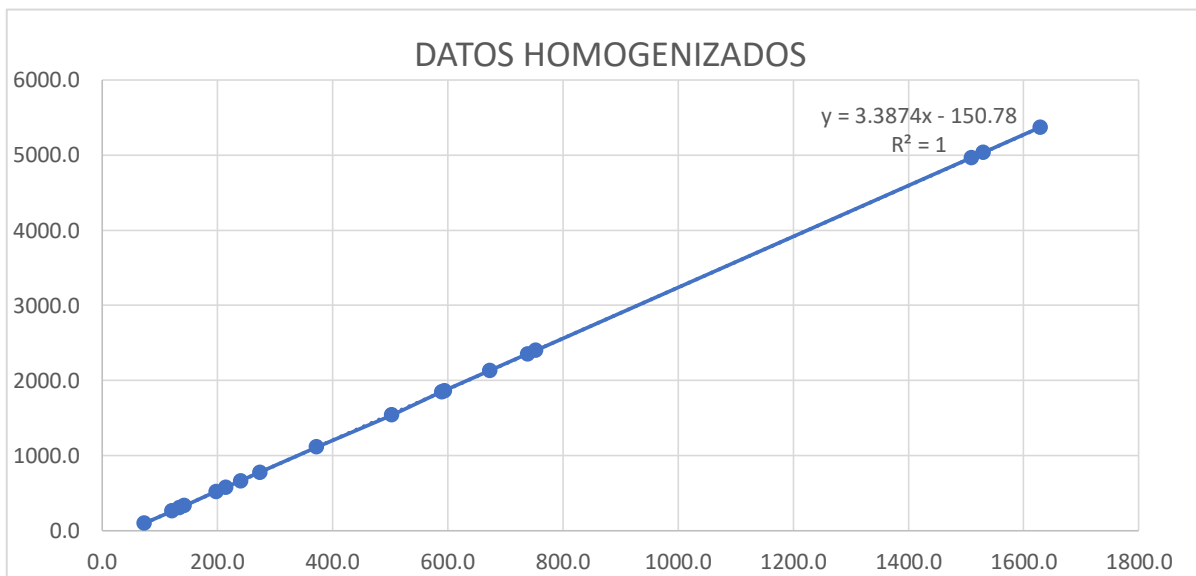
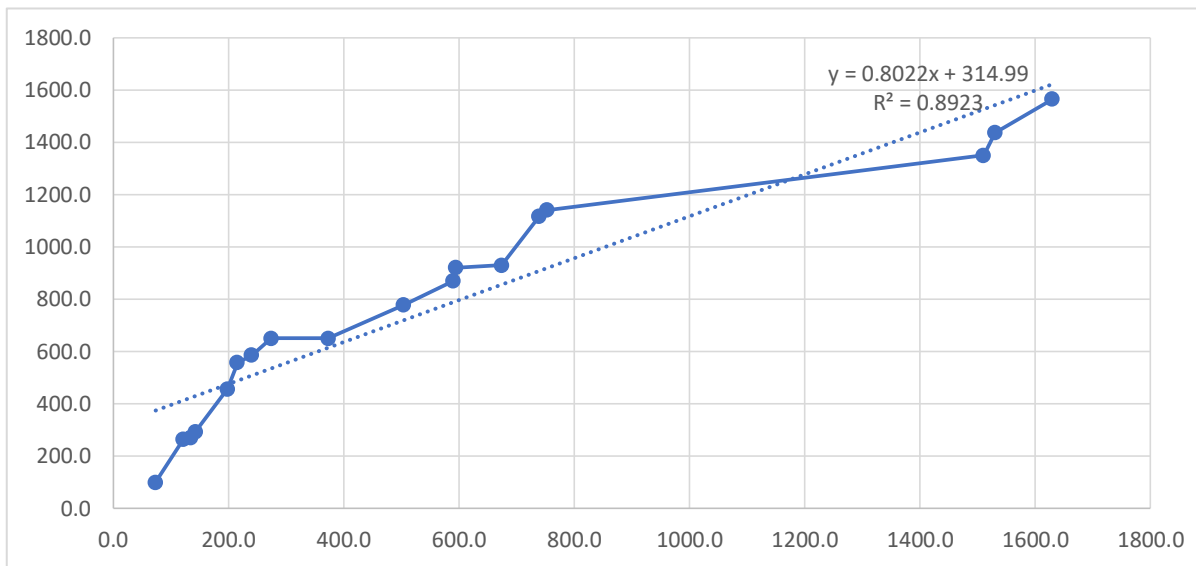
SEPTIEMBRE

AÑOS	M0025		M0327		M0327 CORREGIDO	
	x	Σx	y	Σy	y	Σy
2012	4,9	4,9	11,2	11,2	11,2	11,2
2011	65,0	69,9	9,6	20,8	9,6	20,8
2010	45,2	115,1	11,0	31,8	11,0	31,8
2009	6,8	121,9	6,7	38,5	1,3	33,1
2008	152,0	273,9	67,3	105,8	28,4	61,5
2007	33,6	307,5	6,1	111,9	6,3	67,8
2006	48,9	356,4	73,1	185,0	9,1	76,9
2005	24,3	380,7	1,0	186,0	4,5	81,4
2004	81,7	462,4	202,0	388,0	15,3	96,7
2003	3,0	465,4	180,8	568,8	0,6	97,3
2002	108,0	573,4	1,0	569,8	20,2	117,5
2001	33,9	607,3	1,0	570,8	6,3	123,8
2000	64,4	671,7	6,7	577,5	12,0	135,8
1999	124,8	796,5	113,6	691,1	23,3	159,2
1998	82,6	879,1	57,4	748,5	15,4	174,6
1997	849,6	1728,7	124,0	872,5	158,8	333,4
1996	12,3	1741,0	22,7	895,2	2,6	336,0
1995	9,6	1750,6	13,1	908,3	1,5	337,5



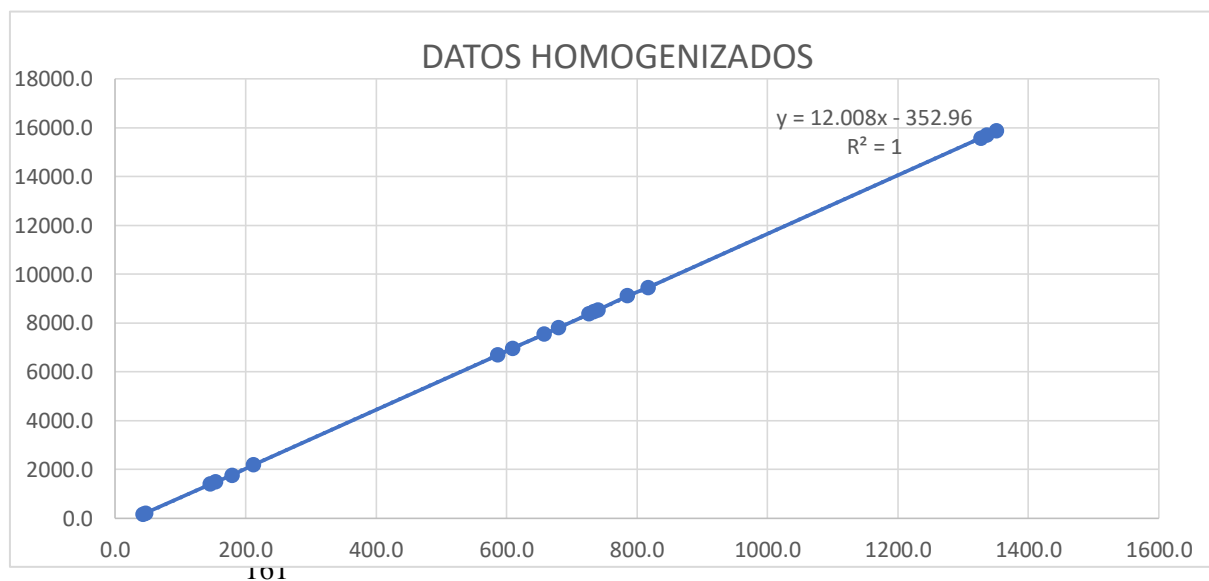
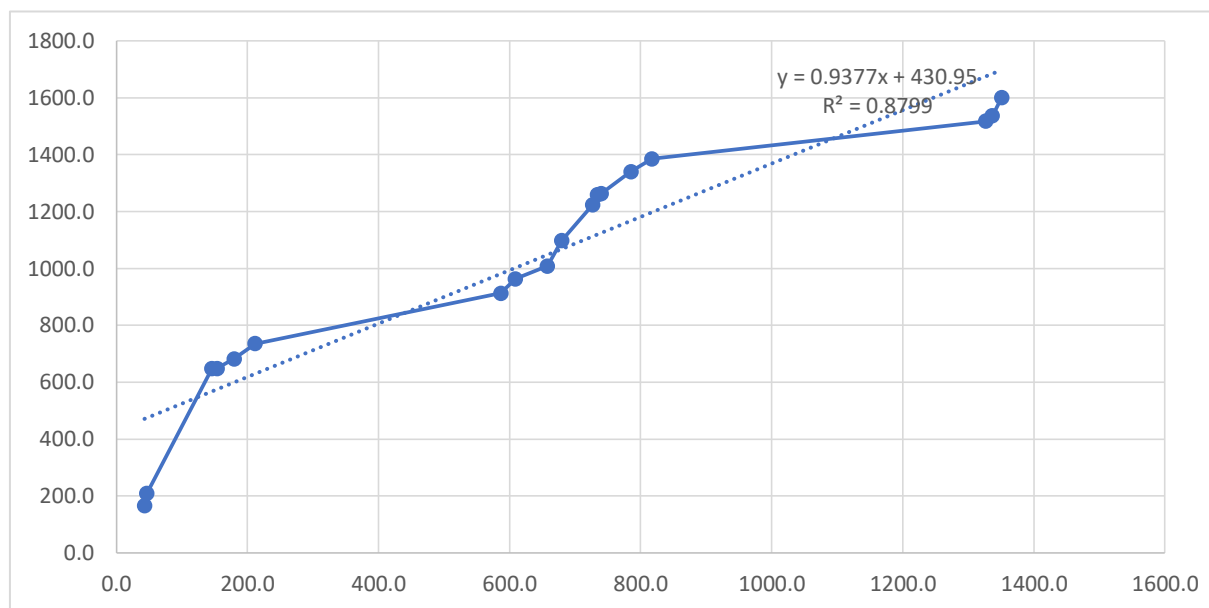
OCTUBRE

AÑOS	M0025		M0327		M0327 CORREGIDO	
	x	Σx	y	Σy	y	Σy
2012	73,7	73,7	99,8	99,8	99,8	99,8
2011	48,3	122,0	163,6	263,4	163,6	263,4
2010	13,2	135,2	7,4	270,8	44,7	308,1
2009	8,1	143,3	22,1	292,9	27,4	335,5
2008	55,4	198,7	163,5	456,4	187,6	523,2
2007	17,2	215,9	101,1	557,5	58,3	581,5
2006	25,1	241,0	28,6	586,1	85,0	666,5
2005	33,4	274,4	64,3	650,4	113,1	779,6
2004	99,0	373,4	1,0	651,4	335,3	1114,9
2003	130,6	504,0	127,5	778,9	427,7	1542,7
2002	86,4	590,4	91,6	870,5	307,3	1849,9
2001	4,8	595,2	51,3	921,8	16,3	1866,2
2000	79,1	674,3	8,9	930,7	267,9	2134,1
1999	65,2	739,5	188,0	1118,7	220,8	2355,0
1998	13,9	753,4	23,4	1142,1	47,1	2402,1
1997	757,2	1510,6	209,0	1351,1	2564,8	4966,8
1996	19,8	1530,4	87,0	1438,1	67,1	5033,9
1995	99,7	1630,1	128,5	1566,6	337,7	5371,6



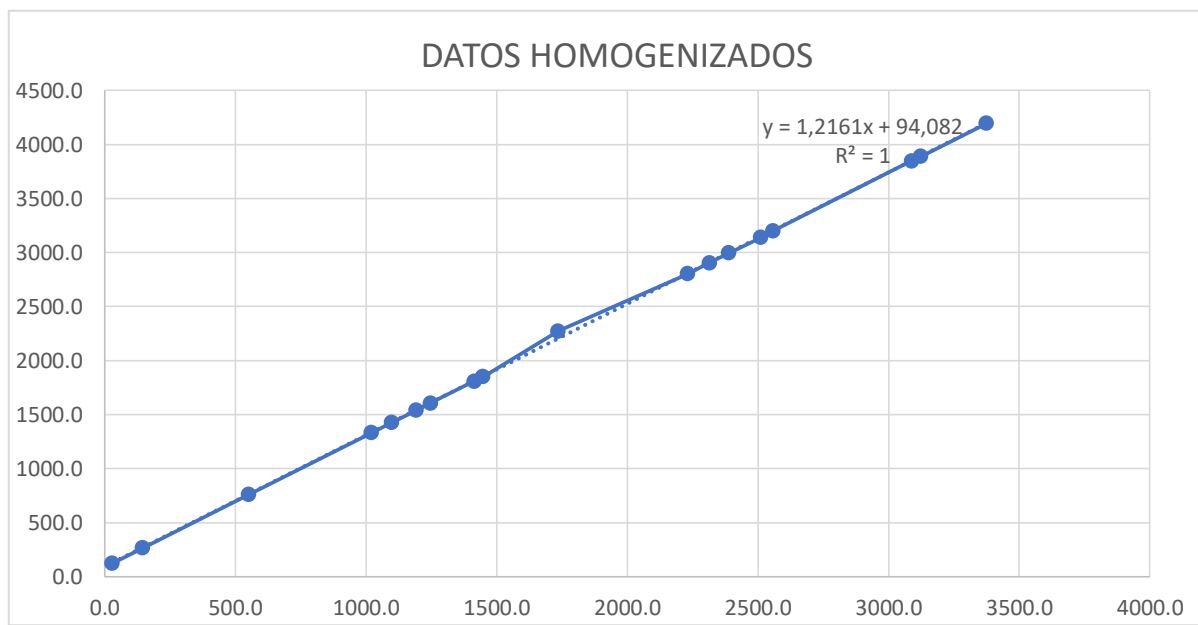
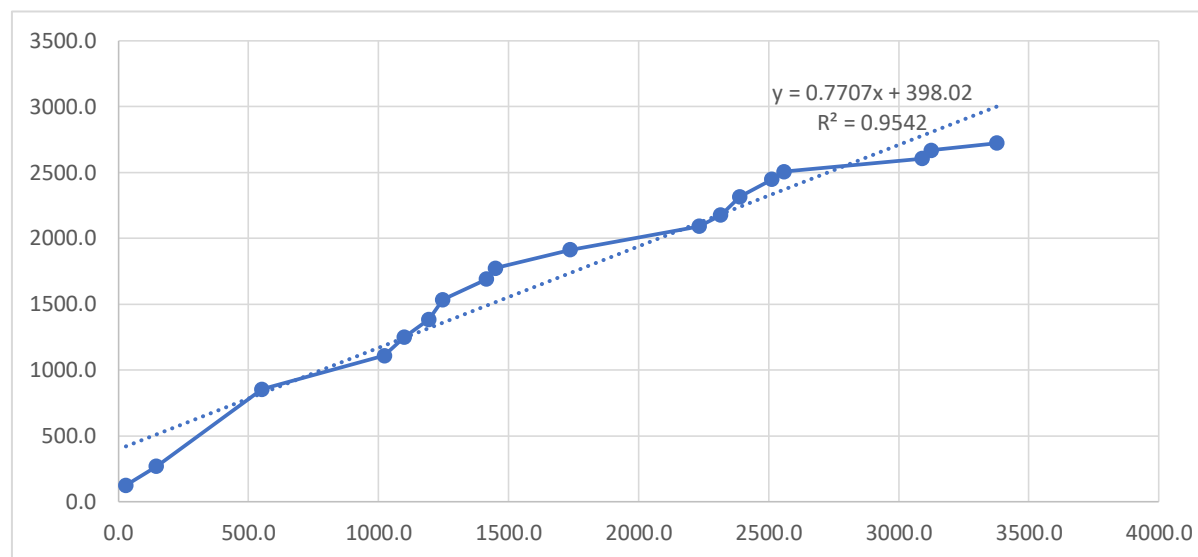
NOVIEMBRE

AÑOS	M0025		M0327		M0327 CORREGIDO	
	x	Σx	y	Σy	y	Σy
2012	42,9	42,9	166,1	166,1	166,1	166,1
2011	3,6	46,5	43,2	209,3	43,2	209,3
2010	99,4	145,9	438,5	647,8	1192,8	1402,1
2009	7,7	153,6	1,0	648,8	92,4	1494,5
2008	25,8	179,4	34,2	683,0	272,7	1767,2
2007	32,4	211,8	53,4	736,4	425,7	2192,9
2006	374,9	586,7	177,0	913,4	4498,8	6691,7
2005	22,3	609,0	51,2	964,6	267,6	6959,3
2004	48,7	657,7	44,4	1009,0	584,4	7543,7
2003	21,7	679,4	88,9	1097,9	260,4	7804,1
2002	47,1	726,5	126,4	1224,3	565,2	8369,3
2001	7,5	734,0	36,5	1260,8	90,0	8459,3
2000	6,2	740,2	3,8	1264,6	74,4	8533,7
1999	45,0	785,2	76,7	1341,3	584,5	9118,2
1998	32,1	817,3	44,7	1386,0	340,7	9458,9
1997	509,7	1327,0	132,5	1518,5	6116,4	15575,3
1996	9,6	1336,6	18,3	1536,8	115,2	15690,5
1995	14,4	1351,0	63,9	1600,7	172,8	15863,3



DICIEMBRE

AÑOS	M0025		M0327		M0327 CORREGIDO	
	x	Σx	y	Σy	y	Σy
2012	28,8	28,8	124,9	124,9	124,9	124,9
2011	117,4	146,2	142,8	267,7	142,8	267,7
2010	405,4	551,6	585,2	852,9	493,1	760,8
2009	470,6	1022,2	255,0	1107,9	572,4	1333,2
2008	76,5	1098,7	141,2	1249,1	93,1	1426,3
2007	95,3	1194,0	135,0	1384,1	115,9	1542,2
2006	53,2	1247,2	150,7	1534,8	64,7	1606,9
2005	167,7	1414,9	155,5	1690,3	204,0	1810,9
2004	33,9	1448,8	82,3	1772,6	41,2	1852,1
2003	287,8	1736,6	140,7	1913,3	422,1	2274,3
2002	496,1	2232,7	177,1	2090,4	531,4	2805,6
2001	82,5	2315,2	85,8	2176,2	100,3	2906,0
2000	74,3	2389,5	139,6	2315,8	90,4	2996,3
1999	122,9	2512,4	132,7	2448,5	144,2	3140,6
1998	46,7	2559,1	57,1	2505,6	62,1	3202,6
1997	530,6	3089,7	99,4	2605,0	645,4	3848,0
1996	34,9	3124,6	63,8	2668,8	42,5	3890,5
1995	251,8	3376,4	54,6	2723,4	306,3	4196,8



Anexo 11 Información Homogenizada

NOMBRE: CHONTAL BAJO(GUAYLLABAMBA.DJ ALAMBI)

CODIGO: M0327

Precipitación Total Mensual (mm)

PERIODO: 1995 - 2012

LATITUD: 0G 14' 0" N

LONGITUD: 78G 50' 0"W

ELEVACION: 700.00

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1995	288,7	984,5	173,1	644,2	125,9	23,7	37,2	15,8	1,5	337,7	172,8	306,3
1996	178,2	947,5	374,9	318,5	102,2	17,3	18,0	7,4	2,6	67,1	115,2	42,5
1997	209,2	987,1	287,2	872,5	282,2	160,5	296,3	139,8	158,8	2564,8	6116,4	645,4
1998	388,0	805,2	489,7	1092,7	446,0	118,4	339,1	15,2	15,4	47,1	340,7	62,1
1999	142,9	1061,5	294,2	1023,2	238,0	28,3	27,7	5,9	23,3	220,8	584,5	144,2
2000	81,1	749,8	287,0	677,4	136,8	24,2	6,0	6,6	12,0	267,9	74,4	90,4
2001	232,3	656,7	304,2	906,8	100,5	2,7	23,8	0,8	6,3	16,3	90,0	100,3
2002	176,2	1056,3	330,2	817,5	234,5	59,1	12,1	0,0	20,2	307,3	565,2	531,4
2003	341,6	1031,8	249,0	700,2	198,5	19,7	44,3	9,7	0,6	427,7	260,4	422,1
2004	148,9	1006,9	219,4	312,0	186,0	15,8	11,8	2,8	15,3	335,3	584,4	41,2
2005	91,6	578,8	403,6	873,9	13,6	1,5	1,6	0,0	4,5	113,1	267,6	204,0
2006	144,9	841,1	342,5	523,0	97,3	20,4	14,1	26,2	9,1	85,0	4498,8	64,7
2007	287,5	1104,4	392,1	689,6	337,4	54,7	69,0	5,3	6,3	58,3	425,7	115,9
2008	426,2	1114,6	254,9	578,2	92,1	20,6	90,5	19,4	28,4	187,6	272,7	93,1
2009	296,7	520,5	224,1	513,3	120,1	2,1	26,9	5,9	1,3	27,4	92,4	572,4
2010	189,2	1055,4	335,2	733,4	212,9	13,9	70,1	19,5	11,0	44,7	1192,8	493,1
2011	408,2	380,9	226,4	475,4	61,5	27,4	86,9	5,5	9,6	163,6	43,2	142,8
2012	284,0	381,7	153,2	247,4	305,9	37,8	24,0	1,4	11,2	99,8	166,1	124,9

Anexo 12 Tabla de coeficientes de escorrentía

Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional.

Característica de la superficie	Período de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto / techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
<i>Condición pobre</i> (cubierta de pasto menor del 50 % del área)							
Plano, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente, superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<i>Condición promedio</i> (cubierta de pasto del 50 al 75 % del área)							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<i>Condición buena</i> (cubierta de pasto mayor del 75 % del área)							
Plano, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Área de cultivos							
Plano, 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente, superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano, 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Nota: Los valores de la tabla son los estándares utilizados en la ciudad de Austin, Texas. Utilizada con Autorización.

Tabla C-1. Tabla de valores de coeficientes de escurrimiento C

Anexo 13 Tabla de número de curva

TIPO DE COBERTURA Y CONDICIÓN HIDROLÓGICA	% PROMEDIO ÁREAS IMPERMEABLES ¹	NUMERO DE CURVAS PARA GRUPOS DE SUELOS HIDROLÓGICOS			
		A	B	C	D
Áreas urbanas totalmente desarrolladas (vegetación ya establecida):					
Espacios abiertos (prados, parques, campos de golf, cementerios, etc.) ²					
Condición pobre (menos del 50% cubierto de pasto)		68	79	86	89
Condición regular (del 50% al 75% cubierto de pasto)		49	69	79	84
Condición buena (más del 75% cubierto de pasto)		39	61	74	80
Áreas Impermeables:					
Parqueaderos pavimentados, techos, autopistas, etc. (excluyendo derecho de vía)		98	98	98	98
Calles y caminos:					
Pavimentados		98	98	98	98
Pavimentados; zanjas abiertas (incluyendo derecho de vía)		83	89	92	93
Grava (incluyendo derecho de vía)		76	85	89	91
Tierra (incluyendo derecho de vía)		72	82	87	89
Áreas desiertas urbanas:					
Paisajes desérticos naturales (solamente áreas permeables) ³		63	77	85	88
Paisajes desérticos artificiales (barreras impermeables de maleza, arbustos de desierto con 1 a 2 pulg de diámetro; Cubierta de arena o grava y orillas de áreas húmedas)		96	96	96	96
Áreas urbanas:					
Comercial y de negocios	85	89	92	94	95
Industrial	72	81	88	91	93
Áreas residenciales por promedio del tamaño del lote:					
1/8 de acre o menos (506 m ² o menos)	65	77	85	90	92
1/4 acre (1012 m ²)	38	61	75	83	87
1/3 acre (1350 m ²)	30	57	72	81	86
1/2 acre (2025 m ²)	25	54	70	80	85
1 acre (4050 m ²)	20	51	68	79	84
2 acre (8100 m ²)	12	46	65	77	82
Áreas urbanas desarrolladas:					
Áreas permeables conformadas (solamente áreas permeables, sin vegetación)		77	86	91	94

Referencia: Monsalve S. Germán, "Hidrología en la Ingeniería", Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, Bogotá D.C., Colombia, Segunda Edición, 1999.

Anexo 14 Caudales Medios mensuales

NOMBRE: CHONTAL BAJO(GUAYLLABAMBA.DJ ALAMBI)

CODIGO: M0327

Precipitación Total Mensual (mm)

PERIODO: 1995 - 2012

LATITUD: 0G 14' 0" N

LONGITUD: 78G 50' 0"W

ELEVACION: 700.00

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	suma	media
1995	43,1	177,1	21,9	111,1	13,7	0,3	1,2	0,0	0,5	52,3	21,8	46,4	489,5	40,8
1996	22,8	169,9	59,4	48,7	9,8	0,0	0,1	0,1	0,4	4,6	11,9	1,7	329,5	27,5
1997	28,4	177,6	42,8	155,4	41,9	19,6	44,5	16,1	19,4	294,4	296,8	111,4	1248,2	104,0
1998	61,9	142,3	81,4	198,1	73,0	12,5	52,6	0,0	0,0	2,2	52,9	4,0	680,8	56,7
1999	16,6	192,1	44,1	184,6	33,7	0,5	0,5	0,2	0,2	30,5	99,6	16,8	619,5	51,6
2000	6,6	131,6	42,8	117,6	15,5	0,3	0,2	0,2	0,0	39,2	5,6	8,0	367,5	30,6
2001	32,6	113,6	46,0	162,0	9,6	0,4	0,3	0,6	0,2	0,0	7,9	9,5	382,7	31,9
2002	22,4	191,1	50,9	144,7	33,0	3,6	0,0	0,7	0,1	46,6	95,9	89,4	678,4	56,5
2003	53,1	186,3	35,7	122,0	26,4	0,1	1,9	0,0	0,6	69,5	37,8	68,4	601,9	50,2
2004	17,6	181,5	30,2	47,5	24,2	0,0	0,0	0,4	0,0	51,9	99,6	1,6	454,5	37,9
2005	8,2	98,5	64,9	155,6	0,0	0,5	0,5	0,7	0,3	11,6	39,2	27,4	407,3	33,9
2006	16,9	149,3	53,2	87,8	9,1	0,1	0,0	0,4	0,1	7,2	264,2	4,3	592,5	49,4
2007	42,9	200,4	62,7	119,9	52,3	3,0	4,9	0,2	0,2	3,5	69,1	12,0	571,2	47,6
2008	69,2	202,4	36,8	98,4	8,2	0,1	8,0	0,1	0,5	24,5	40,1	8,4	496,8	41,4
2009	44,6	87,3	31,1	85,9	12,7	0,5	0,4	0,2	0,5	0,5	8,3	97,3	369,3	30,8
2010	24,8	190,9	51,9	128,4	29,1	0,0	5,0	0,1	0,0	1,9	217,6	82,0	731,7	61,0
2011	65,8	60,5	31,5	78,6	3,9	0,5	7,5	0,2	0,0	20,2	1,8	16,6	287,1	23,9
2012	42,2	60,7	18,4	35,4	46,3	1,3	0,3	0,5	0,0	9,4	20,6	13,5	248,7	20,7

Anexo 15 Curva de duración general

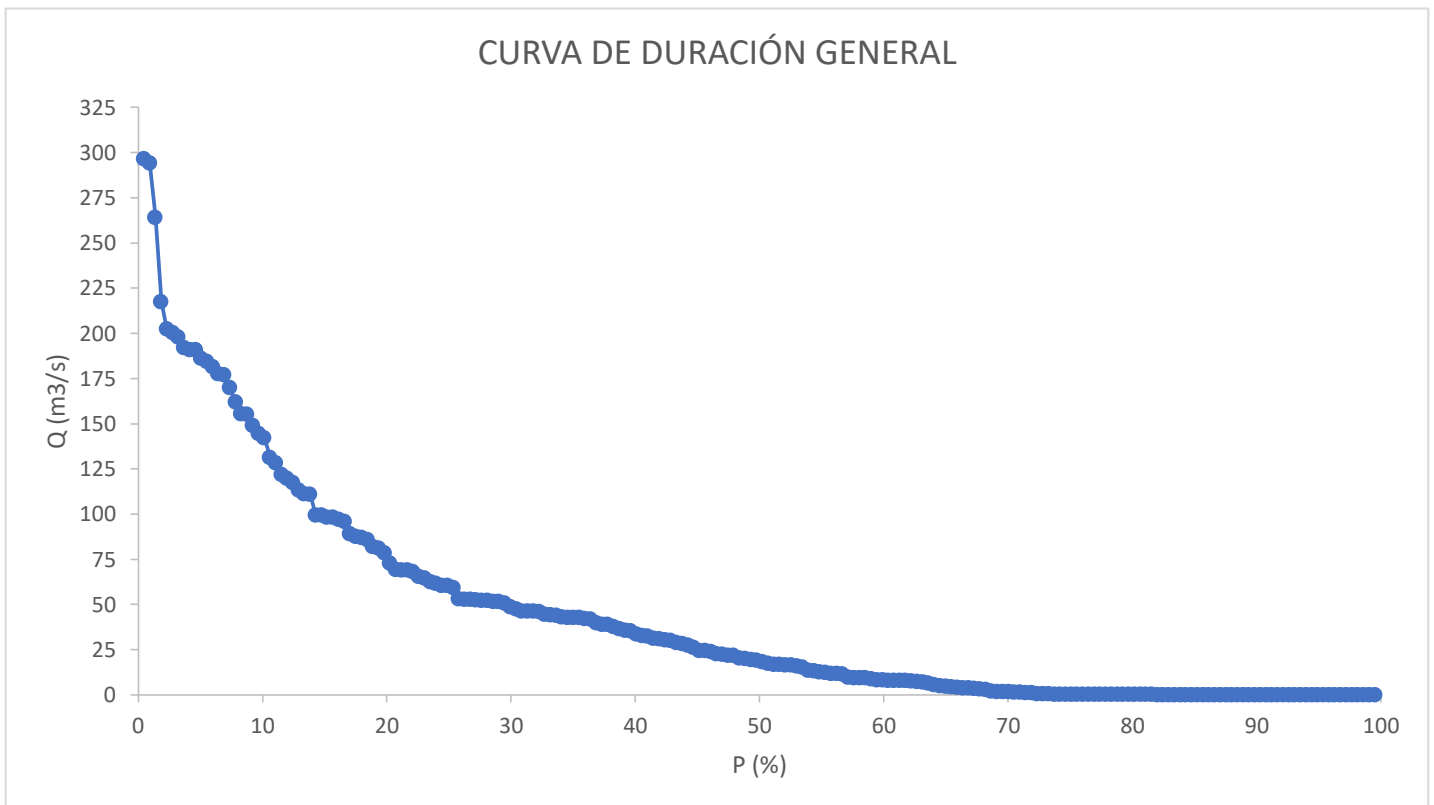
m	Q(m3/s)	P(%)
1	296,782	0,4608
2	294,387	0,9217
3	264,204	1,3825
4	217,613	1,8433
5	202,414	2,3041
6	200,415	2,7650
7	198,138	3,2258
8	192,082	3,6866
9	191,066	4,1475
10	190,897	4,6083
11	186,301	5,0691
12	184,635	5,5300
13	181,473	5,9908
14	177,623	6,4516
15	177,116	6,9124
16	169,941	7,3733
17	162,030	7,8341
18	155,648	8,2949
19	155,365	8,7558
20	149,276	9,2166
21	144,711	9,6774
22	142,315	10,1382
23	131,576	10,5991
24	128,402	11,0599
25	121,973	11,5207
26	119,933	11,9816
27	117,567	12,4424
28	113,568	12,9032
29	111,377	13,3641
30	111,144	13,8249
31	99,625	14,2857
32	99,599	14,7465
33	98,527	15,2074
34	98,407	15,6682
35	97,287	16,1290
36	95,896	16,5899
37	89,376	17,0507
38	87,765	17,5115
39	87,281	17,9724
40	85,909	18,4332
41	82,021	18,8940
42	81,372	19,3548
43	78,620	19,8157
44	72,975	20,2765
45	69,485	20,7373
46	69,185	21,1982
47	69,105	21,6590
48	68,418	22,1198
49	65,754	22,5806
50	64,878	23,0415

51	62,684	23,5023
52	61,906	23,9631
53	60,701	24,4240
54	60,549	24,8848
55	59,398	25,3456
56	53,248	25,8065
57	53,088	26,2673
58	52,907	26,7281
59	52,604	27,1889
60	52,347	27,6498
61	52,297	28,1106
62	51,898	28,5714
63	51,867	29,0323
64	50,934	29,4931
65	48,719	29,9539
66	47,501	30,4147
67	46,605	30,8756
68	46,414	31,3364
69	46,343	31,7972
70	46,025	32,2581
71	44,615	32,7189
72	44,537	33,1797
73	44,140	33,6406
74	43,119	34,1014
75	42,878	34,5622
76	42,822	35,0230
77	42,801	35,4839
78	42,231	35,9447
79	41,894	36,4055
80	40,110	36,8664
81	39,226	37,3272
82	39,165	37,7880
83	37,824	38,2488
84	36,805	38,7097
85	35,709	39,1705
86	35,410	39,6313
87	33,679	40,0922
88	33,020	40,5530
89	32,628	41,0138
90	31,534	41,4747
91	31,106	41,9355
92	30,514	42,3963
93	30,242	42,8571
94	29,060	43,3180
95	28,394	43,7788
96	27,436	44,2396
97	26,448	44,7005
98	24,761	45,1613
99	24,482	45,6221
100	24,181	46,0829

101	22,790	46,5438
102	22,425	47,0046
103	21,884	47,4654
104	21,826	47,9263
105	20,639	48,3871
106	20,197	48,8479
107	19,645	49,3088
108	19,356	49,7696
109	18,373	50,2304
110	17,634	50,6912
111	16,934	51,1521
112	16,818	51,6129
113	16,597	52,0737
114	16,571	52,5346
115	16,054	52,9954
116	15,538	53,4562
117	13,703	53,9171
118	13,531	54,3779
119	12,737	54,8387
120	12,452	55,2995
121	12,042	55,7604
122	11,924	56,2212
123	11,585	56,6820
124	9,818	57,1429
125	9,562	57,6037
126	9,532	58,0645
127	9,446	58,5253
128	9,052	58,9862
129	8,394	59,4470
130	8,294	59,9078
131	8,247	60,3687
132	8,175	60,8295
133	8,002	61,2903
134	7,984	61,7512
135	7,927	62,2120
136	7,458	62,6728
137	7,176	63,1336
138	6,593	63,5945
139	5,634	64,0553
140	5,031	64,5161
141	4,887	64,9770
142	4,623	65,4378
143	4,309	65,8986
144	3,963	66,3594
145	3,891	66,8203
146	3,591	67,2811
147	3,481	67,7419
148	3,047	68,2028
149	2,176	68,6636
150	1,924	69,1244

151	1,885	69,5853
152	1,770	70,0461
153	1,695	70,5069
154	1,575	70,9677
155	1,254	71,4286
156	1,203	71,8894
157	0,659	72,3502
158	0,659	72,8111
159	0,599	73,2719
160	0,574	73,7327
161	0,528	74,1935
162	0,526	74,6544
163	0,519	75,1152
164	0,516	75,5760
165	0,511	76,0369
166	0,507	76,4977
167	0,497	76,9585
168	0,479	77,4194
169	0,465	77,8802
170	0,463	78,3410
171	0,455	78,8018
172	0,434	79,2627
173	0,410	79,7235
174	0,404	80,1843
175	0,395	80,6452
176	0,389	81,1060
177	0,286	81,5668
178	0,276	82,0276
179	0,268	82,4885
180	0,264	82,9493
181	0,263	83,4101
182	0,244	83,8710
183	0,222	84,3318
184	0,210	84,7926
185	0,191	85,2535
186	0,187	85,7143
187	0,185	86,1751
188	0,169	86,6359
189	0,166	87,0968
190	0,152	87,5576
191	0,131	88,0184
192	0,124	88,4793
193	0,119	88,9401
194	0,117	89,4009
195	0,100	89,8618
196	0,094	90,3226
197	0,091	90,7834
198	0,059	91,2442
199	0,056	91,7051
200	0,047	92,1659

201	0,045	92,6267
202	0,040	93,0876
203	0,021	93,5484
204	0,019	94,0092
205	0,016	94,4700
206	0,015	94,9309
207	0,015	95,3917
208	0,011	95,8525
209	0,009	96,3134
210	0,008	96,7742
211	0,008	97,2350
212	0,006	97,6959
213	0,006	98,1567
214	0,001	98,6175
215	0,000	99,0783
216	0,000	99,5392



Anexo 16 Ensayo de Calidad de agua



LABORATORIO DE SUELOS Y AGUA

Cliente: UNIVERSIDAD POLITECNICA SALESIANA

Dirección: Quito- Campus Sur

Contacto: Andrade Carlos - Colcha Juan

Cantidad de muestras: 1

Fecha de ingreso: julio 21, 2020

Característica de la Muestra: agua

Tel/Cel.: (+593) 99 864 9097 / (+593) 98 804 7489

E-mail: candradef@est.ups.edu.ec

N° de Informe: 20 234

Fecha Emisión: julio 27, 2020

Fecha de Análisis: julio 22 al 27, 2020

INFORME DE RESULTADOS

Identificación de Usuario	Unidad	AGUA DE CONSUMO HUMANO LSA20 350	MÉTODO DE VALORACIÓN
Código de laboratorio Parámetros			
Temperatura	°C	15,20	ELECTRÓNICO HANNA
Potencial Hidrógeno	U pH	7,30	SM. 4500-H+ A y 4500-H+ 8
Conductividad Eléctrica	mS/cm	0,30	ELECTRÓNICO MYRON
Turbidez	UNF	0,25	SM 2130: B
Color	PCU	< 0,10	SM 2120: B
Cloro Residual	mg/L (Cl)	< 0,05	SM. 2320 -HCO3
Cloruros	mg/L (Cl)	8,29	SM 4500-Cl: E
Nitratos	mg/L (NO3)	0,49	SM 4500-NO3: C
Sulfatos	mg/L (SO4)	< 5,00	SM 4500-SO4: E
Fosfatos	mg/L (PO4)	1,11	SM 4500-P: E
Relación Absorción Sodio	meq/L (RAS)	0,92	SM 3111-B (CÁLCULO)
Dureza Total	mg/L (CaCO3)	78,72	SM 3111-B
Calcio	mg/L (Ca)	17,77	SM 3111-B
Magnesio	mg/L (Mg)	8,34	SM 3111-B
Sodio	mg/L (Na)	18,89	SM 3111-B
Hierro	mg/L (Fe)	< 0,05	SM 3111-B
Cobre	mg/L (Cu)	0,08	SM 3111-B
Manganeso	mg/L (Mn)	0,85	SM 3111-B
Zinc	mg/L (Zn)	< 0,05	SM 3111-B
Boro	mg/L (B)	< 0,05	SM 4500-B: B
Coliformes Totales	nmp/100mL	< 1	SM 9222:D
Coliformes fecales	nmp/100mL	< 1	SM 9222:D

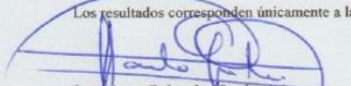
DATOS ADICIONALES:

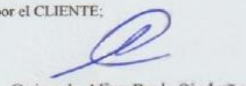
U pH: unidades; mS/cm: milisiemens por centimetro; mg/L: miligramos por litro; nmp/100mL: número más probable de colonias en cien mililitros de muestra;

SM: Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. 22h Edition, 2012 -AMERICAN PUBLIC HEALTH ASSOCIATION. "APHA";

Observaciones

Los resultados corresponden únicamente a la(s) muestra(s) entregada(s) por el CLIENTE:


Ing. Agr. Orlando Gualavisi
Técnico de Suelos y Agua


Quim. de Alim. Paola Simbaña
Responsable de Laboratorio

LABORATORIO DE SUELOS Y AGUA

Ciente: CAJA DE AHORRO DE CONFIANZA AL DESARROLLO COMUNITARIO

Dirección: Libertad y Ascazubi

Tel/Cel.: (+593) 99 355 2587

Contacto: Jairo Eloy Cuascota Pujota

E-mail: cuascotajairo@gmail.com

Fecha de ingreso: julio 21, 2020

Nº de Informe: 20 234

Característica de la Muestra: agua

INTERPRETACIÓN

PARÁMETROS ANALIZADOS	MÉTODOLÓGIA DE REFERENCIA	UNIDAD	AGUA DE CONSUMO	LÍMITE MÁXIMO PREMISIBLE	CRITERIOS DE RESULTADOS
			LSA20 350		
Potencial Hidrógeno	SM 4500 H+B	uds	7,30	5,0-9,0 [2]	CUMPLE
Color	SM 2120: B	PCU	< 0,10	15,00 [2]	CUMPLE
Dureza Total	SM 3111-B	mg/L	78,72	500,00 [2]	CUMPLE
Cloro Residual	SM 4500-Cl: E	mg/L	< 0,05	0,03-1,50 [1]	NO CUMPLE
Sulfatos	SM 4500-SO4: E	mg/L	< 5,00	250,00 [2]	CUMPLE
Nitratos	SM 4500-NO3: C	mg/L	0,49	10,00 [1]	CUMPLE
Hierro Total	Standard Methods Ed. 22, 2012. 3111 B	mg/L	0,85	5,00 [2]	CUMPLE
Boro		mg/L	< 1	1,00 [2]	CUMPLE
Coliformes totales		npm/100 mL	< 1	< 1000 [2]	CUMPLE
Coliformes fecales	SM 9222:D	nmp/100 mL	< 1	< 1 [1]	CUMPLE

REFERENCIAS Y OBSERVACIONES

[1] Norma Técnica Ecuatoriana, adaptada de las Guías para la calidad del agua potable de la Organización Mundial de la Salud OMS, 4ta Ed, 2011

[2] Acuerdo Ministerial N° 097-A, TULSMA, Libro VI, Anexo 1. Norma de calidad ambiental y descarga de efluentes al recurso agua: Tabla 2: Límites máximos permisibles para agua de consumo humano y uso doméstico que únicamente requieran desinfección.

Anexo 17 Estudio de Suelos



**ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL
CONSULTORÍA Y CONSTRUCCIÓN**

DIRECCIÓN: AV. DE LA PRENSA N49-88 Y RÍO CURARAY

email: amenaringenieria@gmail.com

Telf.: (02) 224-0260/ 0983507660(M)

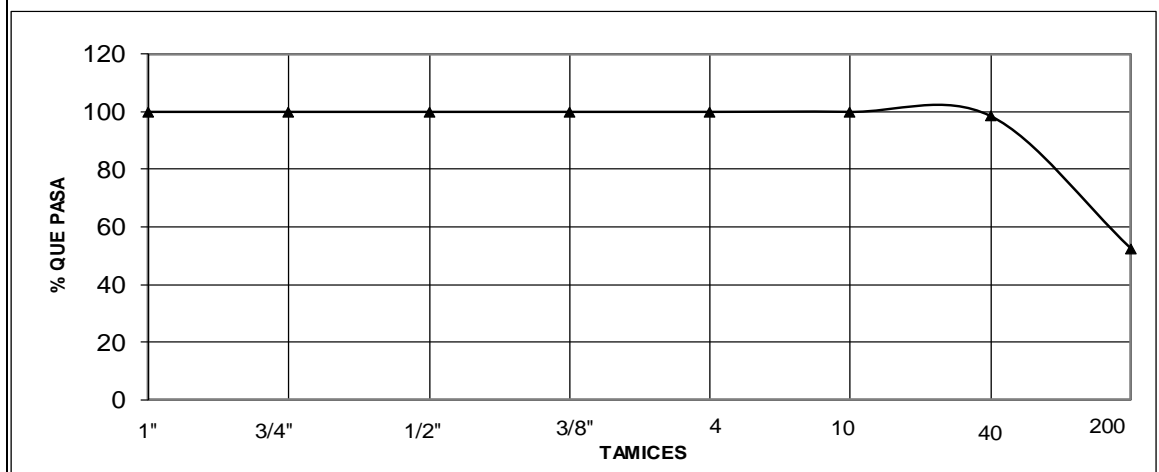
CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO:	CAPTACION DE LA LINEA DE CONDUCCIÓN EN SAN VICENTE DE ANDOAS				
UBICACIÓN:	PEDRO VICENTE MALDONADO	CALICATA N°:	1		
PRF.(m):	0,50m	UBICACIÓN:	TANQUE		
FECHA :	sep-2020	ABSCISA:	0+000		

	No. DE GOLFES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO DE CAPS	w %	MEDIA O VALOR
1.- CONT. DE AGUA		76,67	55,94	27,31	72,41	72,20
		85,19	61,16	27,78	71,99	
2.- LIMITE LIQUIDO	14	47,06	37,66	26,39	83,41	81,31
	25	39,27	33,46	26,32	81,37	
	32	41,14	34,84	27,00	80,36	
3.- LIMITE PLASTICO		33,34	31,44	28,45	63,49	63,47
		32,22	30,71	28,33	63,45	



4.- GRANULOMETRIA			
PESO INIC.	63,55		
PESO INICIAL DE CALCULO:	36,91		
TAMIZ	PESO RET.	% RET	% PASA
1"	0,00	0	100
3/4"	0,00	0	100
1/2"	0,00	0	100
3/8"	0,00	0	100
No. 4	0,00	0	100
No. 10	0,00	0	100
No. 40	0,51	1	99
No.200	17,50	47	53



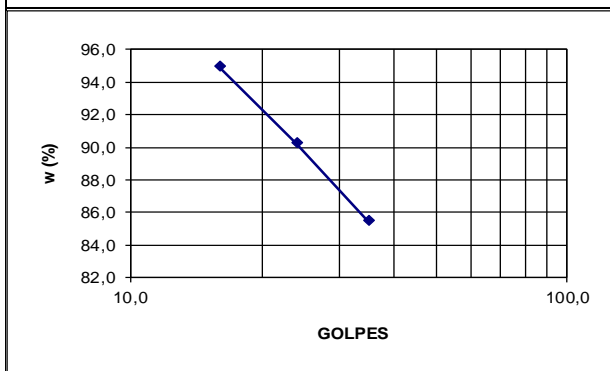
5.- CLASIFICACION.-		LL =	81,0	SUCS :	MH
GRAVA	0	LP =	63,0	AASHTO:	A-7-5
ARENA	47	IP =	18,0	IG	10
FINOS	53	w% =	72	AASHTO:	A - 7-5(10)

DESCRIPCION SUCS: LIMO ELÁSTICO DE ALTA COMPRESIBILIDAD CON PRESENCIA DE ARENA, HÚMEDO, COLOR CAFÉ CLARO.

CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO:	CAPTACION DE LA LINEA DE CONDUCCIÓN EN SAN VICENTE DE ANDOAS				
UBICACIÓN:	PEDRO VICENTE MALDONADO	CALICATA Nº:	2		
PRF.(m):	0,50m	UBICACIÓN:	TANQUE		
FECHA :	sep-2020	ABSCISA:	0+010		

	No. DE GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO DE CAPS	w %	MEDIA O VALOR
1.- CONT. DE AGUA		77,86	56,52	28,31	75,65	75,43
		75,08	54,15	26,32	75,21	
2.- LIMITE LIQUIDO	16	56,91	43,55	29,48	94,95	89,61
	24	39,19	33,18	26,52	90,24	
	35	38,62	33,09	26,62	85,47	
3.- LIMITE PLASTICO		34,19	31,51	27,78	71,85	71,94
		34,57	32,02	28,48	72,03	

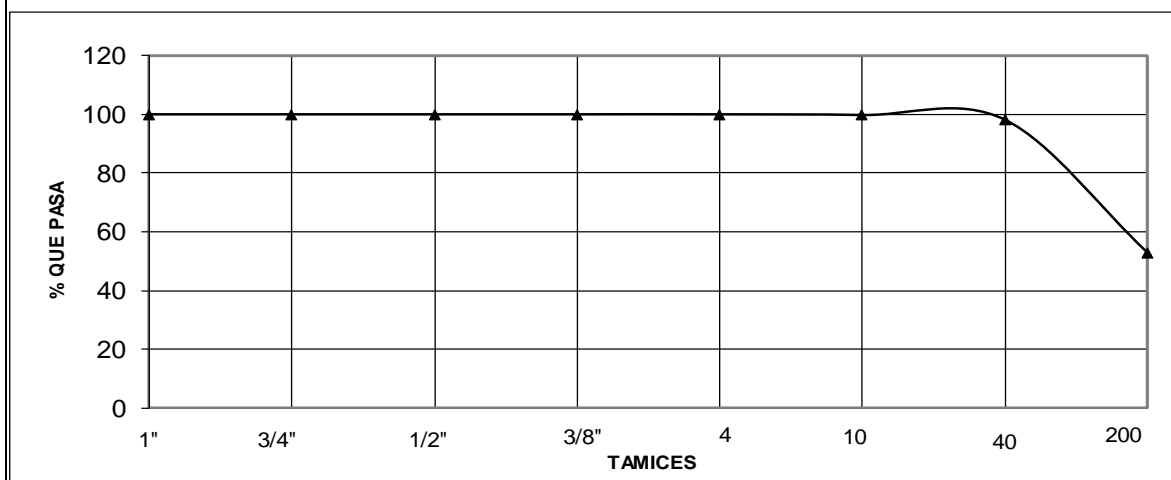


4.- GRANULOMETRIA

PESO INIC. 68,70

PESO INICIAL DE CALCULO: 39,16

TAMIZ	PESO RET.	% RET	% PASA
1"	0,00	0	100
3/4"	0,00	0	100
1/2"	0,00	0	100
3/8"	0,00	0	100
No. 4	0,00	0	100
No. 10	0,10	0	100
No. 40	0,70	2	98
No.200	18,44	47	53



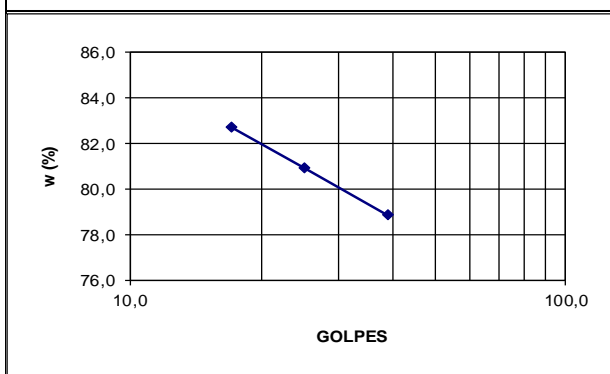
5.- CLASIFICACION.-		LL =	90,0	SUCS :	MH
GRAVA	0	LP =	72,0	AASHTO:	A-7-5
ARENA	47	IP =	18,0	IG	11
FINOS	53	w% =	75	AASHTO:	A - 7-5(11)

DESCRIPCION SUCS: LIMO ELÁSTICO DE ALTA COMPRESIBILIDAD CON PRESENCIA DE ARENA, HÚMEDO, COLOR CAFÉ CLARO.

CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO:	CAPTACION DE LA LINEA DE CONDUCCIÓN EN SAN VICENTE DE ANDOAS				
UBICACIÓN:	PEDRO VICENTE MALDONADO	CALICATANº:	3		
PRF.(m):	0,50m	UBICACIÓN:	EL PALMITO		
FECHA :	sep-2020	ABSCISA:	0+500		

	No. DE GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO DE CAPS	w %	MEDIA O VALOR
1.- CONT. DE AGUA		63,44	51,20	26,62	49,80	49,85
		70,83	56,24	27,00	49,90	
2.- LIMITE LIQUIDO	17	57,00	44,01	28,31	82,74	80,94
	25	41,43	34,67	26,32	80,96	
	39	49,78	40,53	28,80	78,86	
3.- LIMITE PLASTICO		32,30	30,85	28,33	57,54	57,47
		32,02	30,70	28,40	57,39	

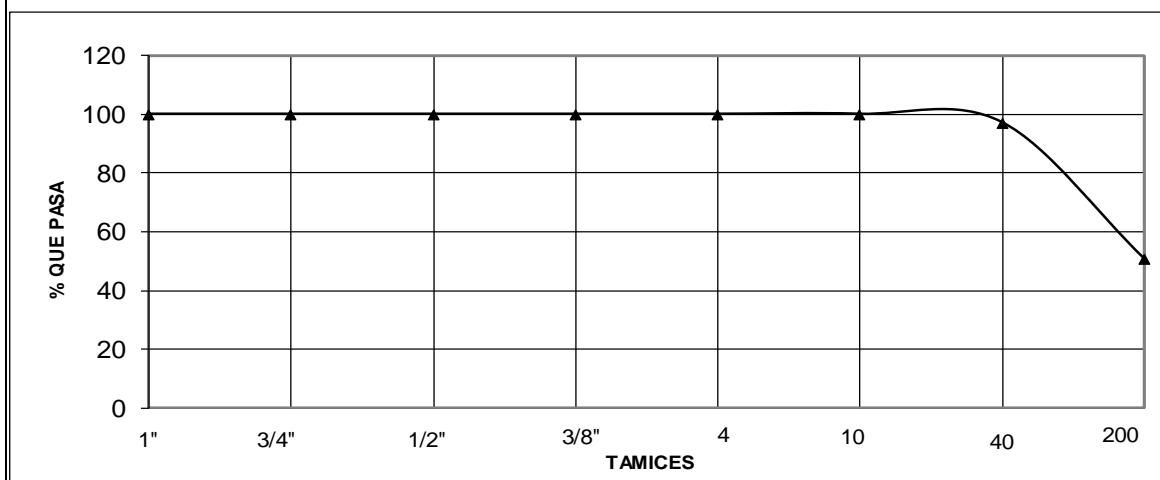


4.- GRANULOMETRIA

PESO INIC. 37,78

PESO INICIAL DE CALCULO: 25,21

TAMIZ	PESO RET.	% RET	% PASA
1"	0,00	0	100
3/4"	0,00	0	100
1/2"	0,00	0	100
3/8"	0,00	0	100
No. 4	0,00	0	100
No. 10	0,00	0	100
No. 40	0,71	3	97
No.200	12,40	49	51



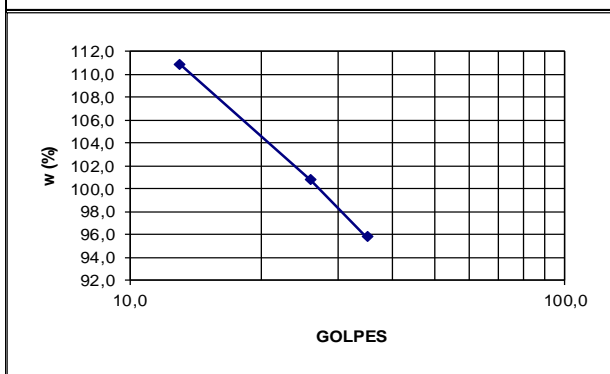
5.- CLASIFICACION.-		LL =	81,0	SUCS :	MH
GRAVA	0	LP =	57,0	AASHTO:	A-7-5
ARENA	49	IP =	24,0	IG	11
FINOS	51	w% =	50	AASHTO:	A - 7-5(11)

DESCRIPCION SUCS: LIMO ELÁSTICO DE ALTA COMPRESIBILIDAD MUY ARENOSO, HÚMEDO, COLOR CAFÉ CLARO.

CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO:	CAPTACION DE LA LINEA DE CONDUCCIÓN EN SAN VICENTE DE ANDOAS				
UBICACIÓN:	PEDRO VICENTE MALDONADO	CALICATA N°:	4		
PRF.(m):	0,50m	UBICACIÓN:	PASO ELEVADO		
FECHA :	sep-2020	ABSCISA:	1+000		

	No. DE GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO DE CAPS	w %	MEDIA O VALOR
1.- CONT. DE AGUA		67,65	44,68	28,80	144,65	144,38
		78,96	49,20	28,55	144,12	
2.- LIMITE LIQUIDO	13	52,93	40,09	28,51	110,88	101,08
	26	39,36	32,85	26,39	100,77	
	35	40,31	34,85	29,15	95,79	
3.- LIMITE PLASTICO		31,78	29,98	27,33	67,92	68,05
		29,95	28,60	26,62	68,18	

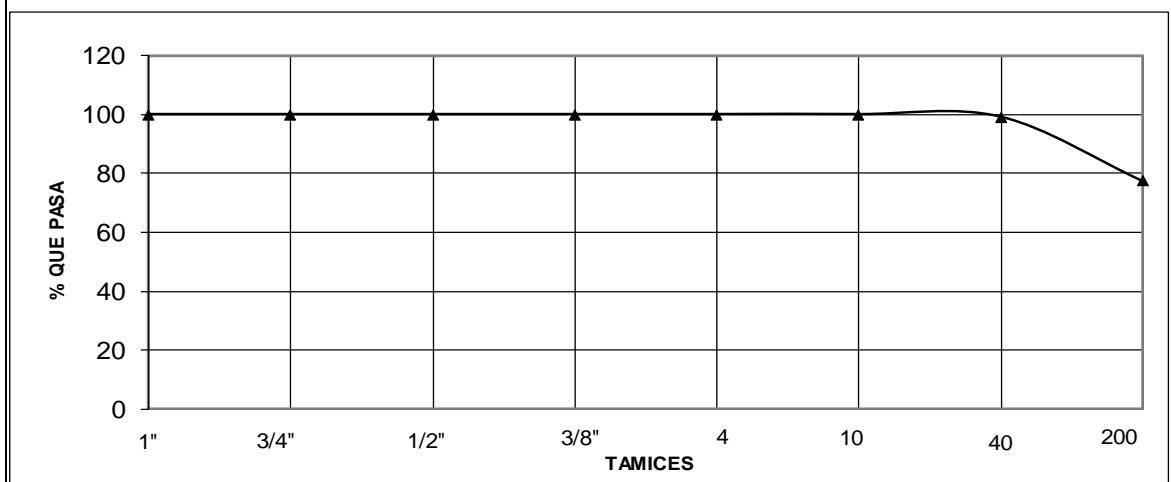


4.- GRANULOMETRIA

PESO INIC. 53,07

PESO INICIAL DE CALCULO: 21,72

TAMIZ	PESO RET.	% RET	% PASA
1"	0,00	0	100
3/4"	0,00	0	100
1/2"	0,00	0	100
3/8"	0,00	0	100
No. 4	0,00	0	100
No. 10	0,00	0	100
No. 40	0,19	1	99
No.200	4,89	23	77



5.- CLASIFICACION.-		LL =	101,0	SUCS :	MH
GRAVA	0	LP =	68,0	AASHTO:	A-7-5
ARENA	23	IP =	33,0	IG	36
FINOS	77	w% =	144	AASHTO:	A - 7-5(36)

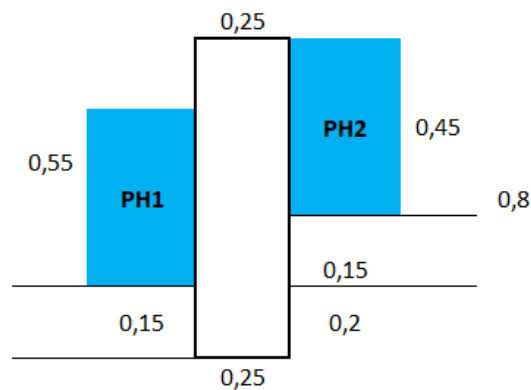
DESCRIPCION SUCS: LIMO ELÁSTICO DE ALTA COMPRESIBILIDAD CON PRESENCIA DE ARENA, MUY HÚMEDO, COLOR CAFÉ CLARO.

Anexo 18 Análisis de estabilidad al deslizamiento del dique (Alternativa A)

DATOS

Factor de fricción	0,4	
Peso específico del suelo (γ_s)	1,95	T/m ³
Capacidad de carga admisible	20,39	T/m ²
Peso específico del agua (γ_o)	1	T/m ³
Peso específico del hormigón (γ_h)	2,2	T/m ³
Altura del dique (H)	0,8	m
Base mayor (B)	0,15	m
Base menor (b)	0,15	m
Altura de Flujo (h)	0,55	m
Ángulo de actuación de sedimentos (α_1)	90	°
Ángulo de fricción del sedimento (ρ)	20	°
Peso específico del sedimento (γ_{sed})	1,8	T/m ³
α	0,8	

- **Fuerzas actuantes**



- **Fuerzas por el peso de gravedad y punto de aplicación**

$$Gv1 = b * h * \gamma_h$$

$$Gv1 = 0,44 \text{ T/m}$$

$$XGv1 = 0 \text{ m}$$

- **Fuerzas de presión hidrostática y puntos de aplicación**

$$PH1 = \frac{1}{2} * H^2 * \gamma_o$$

$$PH1 = 0,151 \text{ T/m}$$

$$YPH1 = 0,067 \text{ m}$$

$$PH2 = \frac{1}{2} * H^2 * \gamma_o$$

$$PH2 = 0,101 T/m$$

$$YPH2 = 0,100 m$$

$$hs = 0,6 * h1$$

$$hs = 0,330 m$$

$$\xi = \frac{\left(\cos\left(\frac{(\alpha1 + \rho)}{2}\right)\right)^2}{\left(\cos\left(\frac{(\alpha1 - \rho)}{2}\right)\right)^2}$$

$$\xi = 0,49$$

$$PSH = \frac{1}{2} * \gamma_{sed} * \gamma_s^2 * \xi$$

$$PSH = 0,048 T/m$$

$$YPSH = 0,067 m$$

$$W = b * h2 * \gamma_o + \frac{1}{2} * z * a * \gamma_o + \frac{1}{2} * b * (1 - \alpha) * z * \gamma_o$$

$$W = 0,115 T/m$$

• **Análisis de estabilidad al deslizamiento**

TIPO DE FUERZA	FV	FH	BRAZO DE PALANZA	M ESTABILIZANTE	M VOLCAMIENTO
GV1	0,44		0	0,00	
W	-0,115		0	0,00	
PH1		0,151	0,067		-0,010
PH2		-0,101	0,10		0,010
PHS		0,048	0,07		0,003
Suma	0,325	0,098		0,000	0,0000417

• **Factor de seguridad al deslizamiento**

$$FSD = \frac{f * \sum FV}{\sum FH}$$

$$FSD = 1,326$$

$$FSD \text{ permisible} = 1,3$$

$$1,326 \geq 1,3 \quad : \text{ CUMPLE}$$

- **Posición resultante**

$$e = \frac{\sum M}{\sum FV}$$

$$e = 0,00013 \text{ m}$$

- **Esfuerzos en el suelo**

$$\sigma (\text{max}) = \frac{\sum FV}{b * 1} * \left(1 + \frac{6e}{b}\right)$$

$$\sigma (\text{max}) = 1,304 \text{ T/m}^2 \quad : \text{ CUMPLE}$$

$$\sigma (\text{min}) = \frac{\sum FV}{b * 1} * \left(1 - \frac{6e}{b}\right)$$

$$\sigma (\text{min}) = 1,296 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \quad : \text{ CUMPLE}$$

Anexo 19 Dimensionamiento de la rejilla de captación (Alternativa A)

DATOS

Q1	0,41	m ³ /s
Qcap necesario	0,0598	m ³ /s
b rio	5,6	m
br rejilla	0,4	m
Lr rejilla	0,8	m
d (espacio entre barrotes)	3	cm
t (Ancho del barrote)	1	cm
s (Altura del barrote)	3	cm
i (pendiente de la rejilla)	6	°

$$Q2 = Q1 - Qcap$$

$$Q2 = 0.41 - Qcap$$

$$y = \sin i * br$$

$$y = \sin 6 * 0,4$$

$$y = 0,042 \text{ m}$$

$$x = \cos i * br$$

$$x = \cos 6 * 0,4$$

$$x = 0,398 \text{ m}$$

$$i = \frac{y}{x}$$

$$i = \frac{0,042}{0,398}$$

$$i = 0,11$$

$$q1 = \frac{Q1}{LR}$$

$$q1 = \frac{0,41}{0,8}$$

$$q1 = 0,51 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}/\text{m}$$

$$hcr1 = \sqrt[3]{\frac{q1^2}{g}}$$

$$hcr1 = \sqrt[3]{\frac{0,51^2}{9,81}}$$

$$hcr1 = 0,30 \text{ m}$$

$$q2 = \frac{Q2}{LR}$$

$$q2 = \frac{Q2}{0,8}$$

$$hcr2 = \sqrt[3]{\frac{q2^2}{g}}$$

$$h = 0,81 \frac{hcr1 + hcr2}{2}$$

$$h = 0,405 * \left(0,30 + \sqrt[3]{\frac{q2^2}{g}} \right)$$

$$h = 0,405 * \left(0,30 + \sqrt[3]{\frac{Q2^2}{0,64 * 9,81}} \right)$$

$$h = 0,405 * \left(0,30 + \sqrt[3]{\frac{(0,41 - Qcap)^2}{6,28}} \right)$$

$$\frac{d}{s} \leq \frac{1}{4} \rightarrow \mu o = 0,60 - 0,65$$

$$\frac{d}{s} > \frac{1}{4} \rightarrow \mu o = 0,50$$

$$\frac{3}{3} = 1 > \frac{1}{2}$$

$$\mu o = 0,50$$

$$\mu 1 = \mu o - 0,15 * i$$

$$\mu 1 = 0,5 - 0,15 * (0,11)$$

$$\mu_1 = 0,48$$

$$\rho = \frac{d}{d+t}$$

$$\rho = \frac{3}{3+1}$$

$$\rho = 0,75$$

$$LR = \frac{Q_{cap}}{\mu_1 * \rho * br * \sqrt{2gh}}$$

$$0,8 = \frac{Q_{cap}}{0,48 * 0,75 * 0,4 * \sqrt{2 * 9,81 * 0,405 * \left(0,30 + \sqrt[3]{\frac{(0,41 - Q_{cap})^2}{6,28}}\right)}}$$

$$Q_{cap} = 0,22 \frac{m^3}{s}$$

$Q_{cap} > Q_{cap}$ necesario

$$0,22 > 0,0598$$

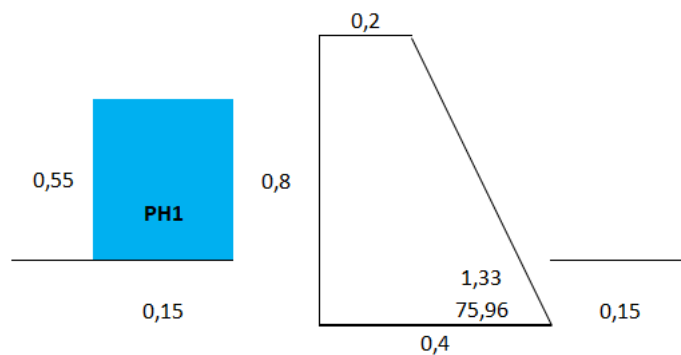
OK!

Anexo 20 Análisis de estabilidad del dique de la cámara de captación (Alternativa A)

DATOS

Factor de fricción	0,4	
Peso específico del suelo (γ_s)	1,95	T/m ³
Capacidad de carga admisible	20,39	T/m ²
Peso específico del agua (γ_o)	1	T/m ³
Peso específico del hormigón (γ_h)	2,2	T/m ³
Altura del Muro (H)	0,8	M
Base mayor (B)	0,4	M
Base menor (b)	0,2	M
Altura de Flujo (h)	0,55	M
Ángulo de actuación de sedimentos (α_1)	90	°
Ángulo de fricción del sedimento (ϕ)	20	°
Peso específico del sedimento	1,8	T/m ³
α	0,8	

- Fuerzas actuantes**



- Fuerzas por el peso de gravedad y punto de aplicación**

$$Gv1 = b * h * \gamma_h$$

$$Gv1 = 0,352 \text{ T/m}$$

$$XGv1 = 0,056 \text{ m}$$

$$Gv2 = 0,176 \text{ T/m}$$

$$XGv2 = 0,111 \text{ m}$$

- Fuerzas de presión hidrostática y puntos de aplicación**

$$PH1 = \frac{1}{2} * H^2 * \gamma_o$$

$$PH1 = 0,151 \text{ T/m}$$

$$YPH1 = 0,022 \text{ m}$$

$$hs = 0,6 * h1$$

$$hs = 0,138 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{\left(\cos\left(\frac{(\alpha1 + \rho)}{2}\right)\right)^2}{\left(\cos\left(\frac{(\alpha1 - \rho)}{2}\right)\right)^2}$$

$$\xi = 0,49$$

$$PSH = \frac{1}{2} * \gamma_{sed} * hs^2 * \xi$$

$$PSH = 0,008 \text{ T/m}$$

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

- **Análisis de estabilidad al deslizamiento**

TIPO DE FUERZA	FV	FH	BRAZO DE PALANZA	M ESTABILIZANTE	M VOLCAMIENTO
GV1	0,352		0,055555556	-0,02	
GV2	0,176		0,111	0,02	
W	0,000		0	0,00	
PH1		0,151	0,022		-0,003
PHS		0,008	0,02		-0,000185
Suma	0,528	0,160		0,00000	-0,0033611

- **Factor de seguridad al deslizamiento**

$$FSD = \frac{f * \sum FV}{\sum FH}$$

$$FSD = 1,32$$

$$FSD \text{ permisible} = 1,3$$

$$1,32 \geq 1,3 \quad : \text{ CUMPLE}$$

- **Posición resultante**

$$e = \frac{\sum M}{\sum FV}$$

$$e = -0,006 \text{ m}$$

- **Esfuerzos en el suelo**

$$\sigma (\text{max}) = \frac{\sum FV}{b * 1} * \left(1 + \frac{6e}{b}\right)$$

$$\sigma (\text{max}) = 1,19 \text{ T/m}^2 \quad : \text{ CUMPLE}$$

$$\sigma (\text{min}) = \frac{\sum FV}{b * 1} * \left(1 - \frac{6e}{b}\right)$$

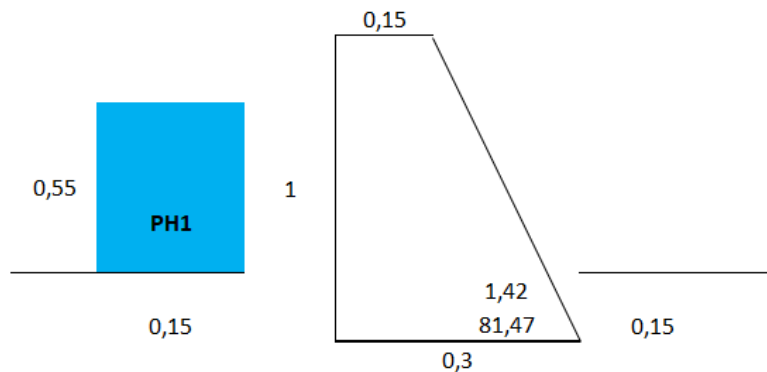
$$\sigma (\text{min}) = 1,45 \text{ T/m}^2 \quad : \text{ CUMPLE}$$

Anexo 21 Análisis de estabilidad de los muros del canal (Alternativa A)

DATOS

Factor de fricción	0,4	
Peso específico del suelo (γ_s)	1,95	T/m ³
Capacidad de carga admisible	20,39	T/m ²
Peso específico del agua (γ_o)	1	T/m ³
Peso específico del hormigón (γ_h)	2,2	T/m ³
Altura del Muro (H)	1	m
Base mayor (B)	0,3	m
Base menor (b)	0,15	m
Altura de Flujo (h)	0,55	m
Ángulo de actuación de sedimentos (α_1)	90	°
Ángulo de fricción del sedimento (α)	20	°
Peso específico del sedimento	1,8	T/m ³
α	0,8	

- **Fuerzas actuantes**



- **Fuerzas por el peso de gravedad y punto de aplicación**

$$Gv1 = b * h * \gamma_h$$

$$Gv1 = 0,330 \text{ T/m}$$

$$XGv1 = 0,042 \text{ m}$$

$$Gv2 = 0,165 \text{ T/m}$$

$$XGv2 = 0,083 \text{ m}$$

- **Fuerzas de presión hidrostática y puntos de aplicación**

$$PH1 = \frac{1}{2} * H^2 * \gamma_o$$

$$PH1 = 0,151 T/m$$

$$YPH1 = 0,111 m$$

$$hs = 0,6 * h1$$

$$hs = 0,138 m$$

$$\xi = \frac{\left(\cos\left(\frac{(\alpha1 + \rho)}{2}\right)\right)^2}{\left(\cos\left(\frac{(\alpha1 - \rho)}{2}\right)\right)^2}$$

$$\xi = 0,49$$

$$PSH = \frac{1}{2} * \gamma_{sed} * hs^2 * \xi$$

$$PSH = 0,008 T/m$$

$$YPSH = 0,011 m$$

- **Análisis de estabilidad al deslizamiento**

TIPO DE FUERZA	FV	FH	BRAZO DE PALANZA	M ESTABILIZANTE	M VOLCAMIENTO
GV1	0,33		-0,042	-0,014	
GV2	0,165		0,083	0,014	
PH1		0,15125	-0,11		-0,017
Suma	0,495	0,151		0,000	-0,017

- **Factor de seguridad al deslizamiento**

$$FSD = \frac{f * \sum FV}{\sum FH}$$

$$FSD = 1,31$$

$$FSD \text{ permisible} = 1,3$$

$$1,31 \geq 1,3 \quad : \text{ CUMPLE}$$

- **Posición resultante**

$$e = \frac{\sum M}{\sum FV}$$

$$e = -0,034 \text{ m}$$

- **Esfuerzos en el suelo**

$$\sigma (\text{max}) = \frac{\sum FV}{b * 1} * \left(1 + \frac{6e}{b}\right)$$

$$\sigma (\text{max}) = 0,530 \text{ T/m}^2 \quad : \text{ CUMPLE}$$

$$\sigma (\text{min}) = \frac{\sum FV}{b * 1} * \left(1 - \frac{6e}{b}\right)$$

$$\sigma (\text{min}) = 0,190 \text{ T/m}^2 \quad : \text{ CUMPLE}$$

Anexo 22 Diseño de la obra de disipación (Alternativa A)

DATOS

Caudal aguas abajo del sistema de Captación (QDis)	0,00402	m3/s
Frente del vertedero (b)	0,8	m
Altura del vertedero (H)	0,8	m
Gravedad	9,81	m/s ²
Carga sobre el dique (Cs)	0,0189	m
Velocidad max permisible	4,5	m/s

- **Cálculo del caudal unitario**

$$q = \frac{QDis}{b}$$

$$q = 0,00502 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Determinación de la energía específica**

$$E = H + Cs$$

$$E = 0,818 \text{ m}$$

- **Determinación de la energía total específica**

$$Eo = E + \frac{vmaxperm^2}{2g}$$

$$Eo = 1,851 \text{ m}$$

- **Determinación de la profundidad contraída o primera conjugada**

$$Eo = hc + \frac{q^2}{hc^2 * \rho^2 * 2g}$$

$$\rho = 0,95$$

$$hc = h' = 0,0009 \text{ m}$$

- **Determinación de la profundidad crítica**

$$hcr = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$hcr = 0,0137 \text{ m}$$

- **Determinación de la segunda conjugada**

$$h'' = \frac{h'}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{hcr}{h'} \right)^3} - 1 \right]$$

$$h'' = 0,0751 \text{ m}$$

- **Determinación de la profundidad normal**

$$h_o = 0,0084 \text{ m}$$

- **Criterio a considerar para el pozo de disipación**

si $h'' < h_o$ No necesita pozo de disipación

si $h'' > h_o$ Si necesita pozo de disipación

$$h'' > h_o$$

$$0,0751 > 0,0084$$

Entonces se necesita la construcción de un pozo de disipación.

- **Altura de la grada del pozo de disipación**

$$\text{Asumo } t = 0,1 \text{ m}$$

- **Determinación de la energía específica**

$$E = H + Cs + t$$

$$E = 0,918 \text{ m}$$

- **Determinación de la energía total específica**

$$E_o = E + \frac{v_{max}^2}{2g}$$

$$E_o = 1,951 \text{ m}$$

- **Determinación de la profundidad contraída o primera conjugada**

$$E_o = hc + \frac{q^2}{hc^2 * \rho^2 * 2g}$$

$$\rho = 0,95$$

$$hc = h' = 0,000879 \text{ m}$$

- **Determinación de la segunda conjugada**

$$h'' = \frac{h'}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{hcr}{h'} \right)^3} - 1 \right]$$

$$h'' = 0,0760 \text{ m}$$

- **Determinación de la profundidad normal**

$$h_o = h_o + t$$

$$h_o = 0,1084 \text{ m}$$

- **Criterio a considerar para el pozo de disipación**

si $h'' < h_o$ No necesita pozo de disipación

si $h'' > h_o$ Si necesita pozo de disipación

$$h'' < h_o$$

$$0,0760 < 0,1084 \quad \text{Cumple}$$

- **Determinación de la longitud del pozo de disipación**

$$LR = 4,5 * h'' = 0,34 \text{ m}$$

$$LR = 5 * (h'' - h') = 0,38 \text{ m}$$

$$LR = 2,5 * (1,9h'' - h') = 0,36 \text{ m}$$

$$\text{Asumo } LR = 0,5 \text{ m}$$

- **Determinación del espesor de la losa del pozo de disipación**

$$e = 0,25 * \sqrt{q * \sqrt{hesc}}$$

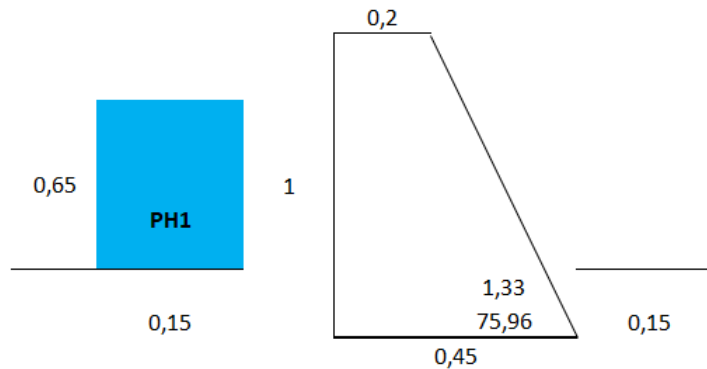
$$e = 0,1 \text{ cm} \quad \text{Asumo } e = 10 \text{ cm}$$

Anexo 23 Análisis de estabilidad al deslizamiento del dique (Alternativa B)

DATOS

Factor de fricción	0,4	
Peso específico del suelo (γ_s)	1,95	T/m ³
Capacidad de carga admisible	20,39	T/m ²
Peso específico del agua (γ_o)	1	T/m ³
Peso específico del hormigón (γ_h)	2,2	T/m ³
Altura del Muro (H)	1	m
Base mayor (B)	0,45	m
Base menor (b)	0,2	m
Altura de Flujo (h)	0,65	m
Ángulo de actuación de sedimentos (α_1)	90	°
Ángulo de fricción del sedimento (ϕ)	20	°
Peso específico del sedimento	1,8	T/m ³
α	0,8	

- **Fuerzas actuantes**



- **Fuerzas por el peso de gravedad y punto de aplicación**

$$Gv1 = b * h * \gamma_h$$

$$Gv1 = 0,44 \text{ T/m}$$

$$XGv1 = 0,071 \text{ m}$$

$$Gv2 = 0,275 \text{ T/m}$$

$$XGv2 = 0,113 \text{ m}$$

- **Fuerzas de presión hidrostática y puntos de aplicación**

$$PH1 = \frac{1}{2} * H^2 * \gamma_o$$

$$PH1 = 0,211 \text{ T/m}$$

$$YPH1 = 0,069 \text{ m}$$

$$hs = 0,6 * h1$$

$$hs = 0,138 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{\left(\cos\left(\frac{(\alpha1 + \rho)}{2}\right)\right)^2}{\left(\cos\left(\frac{(\alpha1 - \rho)}{2}\right)\right)^2}$$

$$\xi = 0,49$$

$$PSH = \frac{1}{2} * \gamma_{sed} * hs^2 * \xi$$

$$PSH = 0,008 \text{ T/m}$$

$$YPSH = 0,069 \text{ m}$$

- **Análisis de estabilidad al deslizamiento**

TIPO DE FUERZA	FV	FH	BRAZO DE PALANZA	M ESTABILIZANTE	M VOLCAMIENTO
GV1	0,44		0,070512821	-0,03	
GV2	0,275		0,113	0,03	
W	0,000		0	0,00	
PH1		0,211	0,069		-0,015
PHS		0,007	0,07		-0,000516
Suma	0,715	0,219		0,00000	-0,0146250

- **Factor de seguridad al deslizamiento**

$$FSD = \frac{f * \sum FV}{\sum FH}$$

$$FSD = 1,31$$

$$FSD \text{ permisible} = 1,3$$

$$1,31 \geq 1,3 \quad : \text{ CUMPLE}$$

- **Posición resultante**

$$e = \frac{\sum M}{\sum FV}$$

$$e = -0,020 \text{ m}$$

- **Esfuerzos en el suelo**

$$\sigma (\text{max}) = \frac{\sum FV}{b * 1} * \left(1 + \frac{6e}{b}\right)$$

$$\sigma (\text{max}) = 1,16 \text{ T/m}^2 \quad : \text{ CUMPLE}$$

$$\sigma (\text{min}) = \frac{\sum FV}{b * 1} * \left(1 - \frac{6e}{b}\right)$$

$$\sigma (\text{min}) = 2,02 \text{ T/m}^2 \quad : \text{ CUMPLE}$$

Anexo 24 Dimensionamiento de la rejilla de captación (Alternativa B)

DATOS

Caudal de diseño (Q)	0,0598	m ³ /s
Longitud de la rejilla en dirección al flujo (Lr)	0,3	m
Espacio entre barrotes (s)	30	mm
Altura del barrote (e)	25	mm
Pendiente de la rejilla (i)	0	°
Porcentaje de obstrucción (f)	30	%
Espesor del barrote (t)	10	mm

- **Determinación de la relación (e/s)**

$$\frac{e}{s} = 0,833$$

- **Determinación del factor (Co)**

$$Co = 0,6 \text{ si } \left(\frac{e}{s}\right) > 4$$

$$Co = 0,6 \text{ si } \left(\frac{e}{s}\right) < 4$$

$$Co = 0,5$$

- **Determinación de la pendiente de la rejilla**

$$i = \tan A$$

$$i = 0,00$$

- **Determinación del coeficiente (C)**

$$C = Co - 0.325i$$

$$C = 0,50$$

- **Determinación del factor (k)**

$$k = (1 - f) * \left(\frac{s}{s + t}\right)$$

$$k = 0,53$$

- **Determinación del ancho efectivo de la rejilla (b)**

$$b = \frac{0,313Q}{(Ck)^{\frac{3}{2}} * (Lr)^{\frac{3}{2}}}$$

$$b = 0,85 \text{ m}$$

- **Determinación del número de espacios en la rejilla**

$$\# \text{ espacios} = \frac{b}{s}$$

$$\# \text{ espacios} = 28,23$$

- **Determinación del número de barrotes en la rejilla**

$$\# \text{ barrotes} = \# \text{ espacios} - 1$$

$$\# \text{ barrotes} = 27$$

- **Determinación del ancho total de la rejilla (B)**

$$B = (\# \text{ espacios} * s) + (\# \text{ barrotes} * t)$$

$$B = 111 \text{ cm}$$

- **Dimensiones finales de la rejilla**

Medidas adoptadas	
Lr	0,3
B	1,1

m

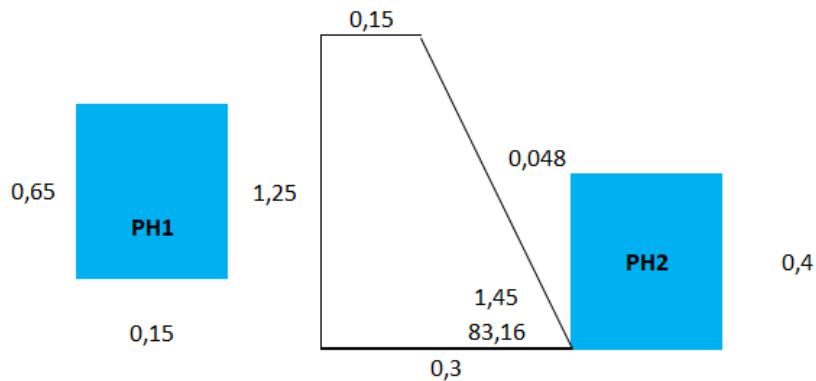
m

Anexo 25 Análisis de estabilidad de los muros del canal (Alternativa B)

DATOS

Factor de fricción	0,4	
Peso específico del suelo (γ_s)	1,95	T/m ³
Capacidad de carga admisible	20,39	T/m ²
Peso específico del agua (γ_o)	1	T/m ³
Peso específico del hormigón (γ_h)	2,2	T/m ³
Altura del Muro (H)	1,25	m
Base mayor (B)	0,3	m
Base menor (b)	0,15	m
Altura de Flujo (h)	0,65	m
Ángulo de actuación de sedimentos (α_1)	90	°
Ángulo de fricción del sedimento (α)	20	°
Peso específico del sedimento	1,8	T/m ³
α	0,8	

- Fuerzas actuantes**



- Fuerzas por el peso de gravedad y punto de aplicación**

$$Gv1 = b * h * \gamma_h$$

$$Gv1 = 0,412 \text{ T/m}$$

$$XGv1 = 0,042 \text{ m}$$

$$Gv2 = 0,206 \text{ T/m}$$

$$XGv2 = 0,083 \text{ m}$$

- Fuerzas de presión hidrostática y puntos de aplicación**

$$PH1 = \frac{1}{2} * H^2 * \gamma_o$$

$$PH1 = 0,211 T/m$$

$$YPH1 = 0,189 m$$

$$PH2 = 0,08 T/m$$

$$YPH2 = 0,422 m$$

$$PV2 = 0,010 T/m$$

$$YPV2 = 0,167 m$$

$$hs = 0,6 * h1$$

$$hs = 0,39 m$$

$$\xi = \frac{\left(\cos\left(\frac{(\alpha1 + \rho)}{2}\right)\right)^2}{\left(\cos\left(\frac{(\alpha1 - \rho)}{2}\right)\right)^2}$$

$$\xi = 0,49$$

$$PSH = \frac{1}{2} * \gamma_{sed} * hs^2 * \xi$$

$$PSH = 0,067 T/m$$

$$YPSH = 0,276 m$$

$$W = b * h2 * \gamma_o + \frac{1}{2} * z * a * \gamma_o + \frac{1}{2} * b * (1 - \alpha) * z * \gamma_o$$

$$W = 0,146 T/m$$

- **Análisis de estabilidad al deslizamiento**

TIPO DE FUERZA	FV	FH	BRAZO DE PALANZA	M ESTABILIZANTE	M VOLCAMIENTO
GV1	0,4125		0,042	-0,017	
GV2	0,20625		0,083	0,017	
W	-0,146		0,12	0,017	
PV2	0,010		0,167	0,002	

PH1		0,21125	0,19		-0,040
PH2		-0,08	0,422		0,034
PHS	0,067		0,276		-0,01849
Suma	0,550	0,131		0,019	-0,025

- **Factor de seguridad al deslizamiento**

$$FSD = \frac{f * \sum FV}{\sum FH}$$

$$FSD = 1,68$$

$$FSD \text{ permisible} = 1,3$$

$$1,68 \geq 1,3 \quad : \text{ CUMPLE}$$

- **Posición resultante**

$$e = \frac{\sum M}{\sum FV}$$

$$e = -0,011 \text{ m}$$

- **Esfuerzos en el suelo**

$$\sigma (max) = \frac{\sum FV}{b * 1} * \left(1 + \frac{6e}{b}\right)$$

$$\sigma (max) = 1,63 \text{ T/m}^2 \quad : \text{ CUMPLE}$$

$$\sigma (min) = \frac{\sum FV}{b * 1} * \left(1 - \frac{6e}{b}\right)$$

$$\sigma (min) = 2,55 \text{ T/m}^2 \quad : \text{ CUMPLE}$$

Anexo 26 Diseño de la obra de disipación (Alternativa B)

DATOS

Caudal aguas abajo del sistema de Captación (QDis)	0,00402	m ³ /s
Frente del vertedero (b)	0,8	m
Altura del vertedero (H)	0,85	m
Gravedad	9,81	m/s ²
Carga sobre el dique (Cs)	0,0189	m
Velocidad max permisible	4,5	m/s

- **Cálculo del caudal unitario**

$$q = \frac{QDis}{b}$$

$$q = 0,00502 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Determinación de la energía específica**

$$E = H + Cs$$

$$E = 0,868 \text{ m}$$

- **Determinación de la energía total específica**

$$Eo = E + \frac{vmaxperm^2}{2g}$$

$$Eo = 1,901 \text{ m}$$

- **Determinación de la profundidad contraída o primera conjugada**

$$Eo = hc + \frac{q^2}{hc^2 * \rho^2 * 2g}$$

$$\rho = 0,95$$

$$hc = h' = 0,0009 \text{ m}$$

- **Determinación de la profundidad crítica**

$$hcr = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$hcr = 0,0137 \text{ m}$$

- **Determinación de la segunda conjugada**

$$h'' = \frac{h'}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{hcr}{h'} \right)^3} - 1 \right]$$

$$h'' = 0,0751 \text{ m}$$

- **Determinación de la profundidad normal**

$$h_o = 0,0084 \text{ m}$$

- **Criterio a considerar para el pozo de disipación**

si $h'' < h_o$ No necesita pozo de disipación

si $h'' > h_o$ Si necesita pozo de disipación

$$h'' > h_o$$

$$0,0751 > 0,0084$$

Entonces se necesita la construcción de un pozo de disipación.

- **Altura de la grada del pozo de disipación**

$$\text{Asumo } t = 0,1 \text{ m}$$

- **Determinación de la energía específica**

$$E = H + Cs + t$$

$$E = 0,968 \text{ m}$$

- **Determinación de la energía total específica**

$$E_o = E + \frac{v_{max}^2}{2g}$$

$$E_o = 2,001 \text{ m}$$

- **Determinación de la profundidad contraída o primera conjugada**

$$E_o = hc + \frac{q^2}{hc^2 * \rho^2 * 2g}$$

$$\rho = 0,95$$

$$hc = h' = 0,000879 \text{ m}$$

- **Determinación de la segunda conjugada**

$$h'' = \frac{h'}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{hcr}{h'} \right)^3} - 1 \right]$$

$$h'' = 0,0761 \text{ m}$$

- **Determinación de la profundidad normal**

$$h_o = h_o + t$$

$$h_o = 0,1084 \text{ m}$$

- **Criterio a considerar para el pozo de disipación**

si $h'' < h_o$ No necesita pozo de disipación

si $h'' > h_o$ Si necesita pozo de disipación

$$h'' < h_o$$

$$0,0761 < 0,1084 \quad \text{Cumple}$$

- **Determinación de la longitud del pozo de disipación**

$$LR = 4,5 * h'' = 0,34 \text{ m}$$

$$LR = 5 * (h'' - h') = 0,38 \text{ m}$$

$$LR = 2,5 * (1,9h'' - h') = 0,36 \text{ m}$$

$$\text{Asumo } LR = 0,5 \text{ m}$$

- **Determinación del espesor de la losa del pozo de disipación**

$$e = 0,25 * \sqrt{q * \sqrt{hesc}}$$

$$e = 0,1 \text{ cm} \quad \text{Asumo } e = 10 \text{ cm}$$

Anexo 27 Sedimentador

DATOS			
d=	0,3	mm -----	Diámetro de la partícula
w=	3	cm/s -----	Tamaño hidráulico de la partícula
v=	0,2	m/s -----	Velocidad de flujo en el desarenador
Qope=	15	Lt/s -----	Caudal de operación
B=	0,4	m -----	Ancho del desarenador
m=	1	-----	Coefficiente de talud
n=	0,016	-----	Coefficiente de rugosidad
Vlav=	2,5	m/s -----	Velocidad media de lavado
e	5	cm -----	Espesor de las paredes del sedimentador

- **Cálculo de la profundidad a la entrada del desarenador (h1)**

$$h1 = \frac{Qope}{vB}$$

$$h1 = 0,19 \text{ m}$$

$$h1 = 18,75 \text{ cm}$$

$$\text{Asumo } 0,40 \text{ m}$$

- **Cálculo de la longitud del desarenador (S)**

$$L = \frac{v}{w} h1$$

$$L = 2,7 \text{ m}$$

$$L = 266,7 \text{ cm}$$

$$S = 1,2 * L$$

$$S = 3,2 \text{ m}$$

- **El ancho de la cámara no debe ser mayor al 35% de L**

$$0,4 < 0,93 \quad \text{OK}$$

- **Profundidad del volumen muerto a llenarse con sedimentos (hm)**

$$hm = \frac{(0,4 + 1)}{2} B$$

$$hm = 0,10 \text{ m}$$

- **Cálculo del caudal de lavado de sedimentos (Qlav)**

$$Q_{lav} = 1.25 * Q_{ope}$$

$$Q_{lav} = 18,75 \text{ Lt/s}$$

- **Determinación de caudal de cálculo (Qcal)**

$$Q_{cal} = Q_{ope} + Q_{lav}$$

$$Q_{cal} = 33,75 \text{ Lt/s}$$

- **Cálculo de la altura de lavado (h_{lav})**

$$h_{lav} = \frac{Q_{lav}}{b * v_{lav}}$$

$$h_{lav} = 0,019 \text{ m}$$

$$h_{lav} = 1,875 \text{ cm}$$

- **Cálculo de la pendiente del desarenador (i)**

$$i = \frac{n^2 * v^2}{h_{lav}^{\frac{4}{3}}}$$

$$i = 0,002$$

$$i = 0,2 \%$$

NOTA: con frecuencia se recomienda asumir la pendiente del desarenador entre 0.02 y 0.005.

$$i \text{ asumida} = 5 \%$$

- **Cálculo de la profundidad al final de la cámara (h₂)**

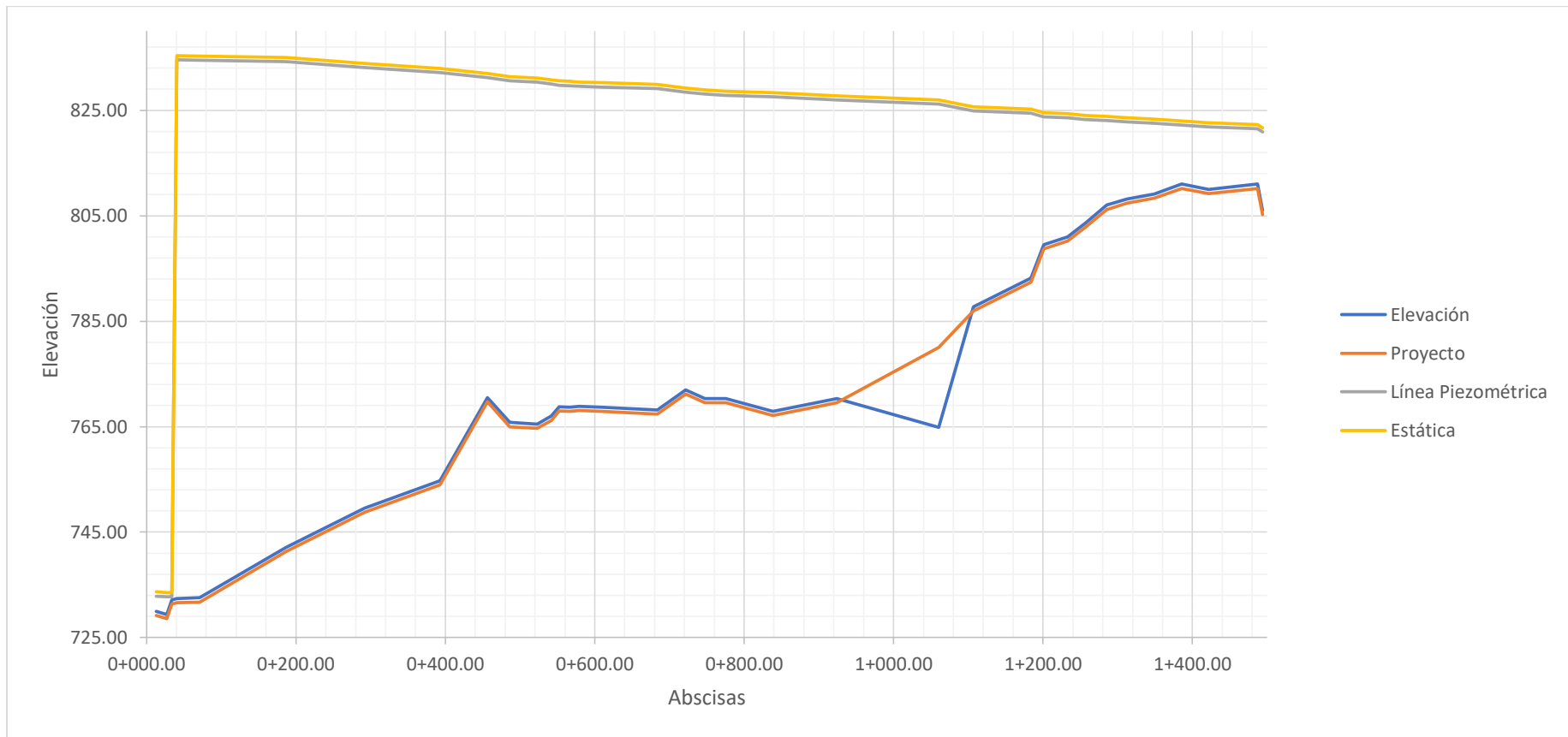
$$h_2 = h_1 + iS$$

$$h_2 = 0,560 \text{ m}$$

$$h_2 = 56,00 \text{ cm}$$

Anexo 28 Línea de conducción

Etiqueta	Abscisa m	Nodo Inicial	Nodo Final	Material	Caudal l/s	Diámetro mm	Longitud m	Hazen Williams	Pendiente m/m	Pérdida de Carga m		Velocidad m/s	Cota Terreno msnm	Cota Proyecto msnm	Cota Piezométrica msnm	Cota Estática msnm	Presión Dinámica mca	Presión Estática mca
P-1	0+013,37	R-1	J-2	PVC	5,98	90,00	13,37	150	0,00943	0,13	0,13	0,94	729,97	729,17	732,86	733,66	0,00	3,69
P-2	0+026,98	J-2	J-3	PVC	5,98	90,00	13,61	150	0,00942	0,13	0,26	0,94	729,38	728,58	732,73	733,53	2,88	4,15
P-35	0+033,69	J-3	PMP-1	PVC	5,98	90,00	6,71	150	0,00942	0,06	0,32	0,94	732,15	731,35	732,73	733,53	3,34	1,38
P-36	0+040,67	PMP-1	J-4	PVC	5,98	90,00	6,98	150	0,00942	0,07	0,39	0,94	732,40	731,60	834,56	835,36	103,43	102,96
P-4	0+071,24	J-4	J-5	PVC	5,98	90,00	30,57	150	0,00942	0,29	0,68	0,94	732,54	731,74	834,50	835,3	101,75	102,76
P-5	0+186,44	J-5	J-6	PVC	5,98	90,00	115,2	150	0,00942	1,09	1,77	0,94	742,11	741,31	834,21	835,01	91,91	92,90
P-6	0+292,09	J-6	J-7	PVC	5,98	90,00	105,65	150	0,00942	1,00	2,77	0,94	749,55	748,75	833,12	833,92	83,4	84,37
P-7	0+392,50	J-7	J-8	PVC	5,98	90,00	100,41	150	0,00942	0,95	3,72	0,94	754,78	753,98	832,13	832,93	77,19	78,15
P-8	0+456,50	J-8	J-9	PVC	5,98	90,00	64,00	150	0,00942	0,60	4,32	0,94	770,54	769,74	831,18	831,98	60,52	61,44
P-9	0+486,14	J-9	J-10	PVC	5,98	90,00	29,64	150	0,00942	0,28	4,60	0,94	765,80	765,00	830,58	831,38	64,65	65,58
P-10	0+522,75	J-10	J-11	PVC	5,98	90,00	36,61	150	0,00942	0,35	4,95	0,94	765,46	764,66	830,30	831,1	64,71	65,64
P-11	0+541,90	J-11	J-12	PVC	5,98	90,00	19,15	150	0,00943	0,18	5,13	0,94	767,00	766,20	829,96	830,76	62,83	63,76
P-12	0+552,46	J-12	J-13	PVC	5,98	90,00	10,56	150	0,00942	0,10	5,23	0,94	768,76	767,96	829,77	830,57	60,89	61,81
P-13	0+566,59	J-13	J-14	PVC	5,98	90,00	14,13	150	0,00943	0,13	5,36	0,94	768,70	767,90	829,68	830,48	60,85	61,78
P-14	0+579,50	J-14	J-15	PVC	5,98	90,00	12,91	150	0,00943	0,12	5,48	0,94	768,85	768,05	829,54	830,34	60,57	61,49
P-15	0+610,08	J-15	J-16	PVC	5,98	90,00	30,58	150	0,00942	0,29	5,77	0,94	768,70	767,90	829,42	830,22	60,6	61,52
P-16	0+684,08	J-16	J-17	PVC	5,98	90,00	74,00	150	0,00942	0,70	6,47	0,94	768,15	767,35	829,13	829,93	60,86	61,78
P-17	0+721,52	J-17	J-18	PVC	5,98	90,00	37,44	150	0,00943	0,35	6,82	0,94	772,00	771,20	828,43	829,23	56,32	57,23
P-18	0+747,40	J-18	J-19	PVC	5,98	90,00	25,88	150	0,00942	0,24	7,06	0,94	770,33	769,53	828,08	828,88	57,64	58,55
P-19	0+775,80	J-19	J-20	PVC	5,98	90,00	28,4	150	0,00942	0,27	7,33	0,94	770,31	769,51	827,84	828,64	57,41	58,33
P-20	0+838,66	J-20	J-21	PVC	5,98	90,00	62,86	150	0,00942	0,59	7,92	0,94	767,93	767,13	827,57	828,37	59,52	60,44
P-21	0+924,09	J-21	J-22	PVC	5,98	90,00	85,43	150	0,00942	0,81	8,73	0,94	770,31	769,51	826,98	827,78	56,56	57,47
P-22	1+060,42	J-22	J-23	PVC	5,98	90,00	136,33	150	0,00942	1,28	10,01	0,94	764,85	780,00	826,17	826,97	61,2	46,17
P-23	1+106,91	J-23	J-24	PVC	5,98	90,00	46,49	150	0,00942	0,44	10,45	0,94	787,77	786,97	824,89	825,69	37,05	37,92
P-24	1+183,66	J-24	J-25	PVC	5,98	90,00	76,75	150	0,00943	0,72	11,17	0,94	793,22	792,42	824,45	825,25	31,17	32,03
P-25	1+200,91	J-25	J-26	PVC	5,98	90,00	17,25	150	0,00942	0,16	11,33	0,94	799,54	798,74	823,73	824,53	24,14	24,99
P-26	1+232,69	J-26	J-27	PVC	5,98	90,00	31,78	150	0,00943	0,30	11,63	0,94	801,00	800,20	823,56	824,36	22,52	23,36
P-27	1+257,60	J-27	J-28	PVC	5,98	90,00	24,91	150	0,00942	0,23	11,86	0,94	803,66	802,86	823,26	824,06	19,56	20,40
P-28	1+285,24	J-28	J-29	PVC	5,98	90,00	27,64	150	0,00942	0,26	12,12	0,94	807,02	806,22	823,03	823,83	15,98	16,81
P-29	1+312,06	J-29	J-30	PVC	5,98	90,00	26,82	150	0,00943	0,25	12,37	0,94	808,20	807,40	822,77	823,57	14,54	15,37
P-30	1+349,14	J-30	J-31	PVC	5,98	90,00	37,08	150	0,00942	0,35	12,72	0,94	809,11	808,31	822,52	823,32	13,38	14,21
P-31	1+385,88	J-31	J-32	PVC	5,98	90,00	36,74	150	0,00942	0,35	13,07	0,94	811,00	810,20	822,17	822,97	11,14	11,97
P-32	1+421,89	J-32	J-33	PVC	5,98	90,00	36,01	150	0,00942	0,34	13,41	0,94	809,97	809,17	821,82	822,62	11,83	12,65
P-33	1+487,11	J-33	J-34	PVC	5,98	90,00	65,22	150	0,00942	0,61	14,02	0,94	811,00	810,20	821,48	822,28	10,46	11,28
P-34	1+494,10	J-34	J-35	PVC	5,98	90,00	6,99	150	0,00943	0,07	14,09	0,94	806,00	805,20	820,87	821,67	14,84	15,67



Anexo 29 Diseño del pase aéreo

DATOS			
Separación entre Péndolas	D=	2	m
Longitud del Puente	L=	30	m
Flecha del cable	f=	3	m
Contra flecha del tendido de tubería	cf=	0,05	m
Diámetro de la tubería a instalar	Ø =	3,5	"

- **DISEÑO DE LAS PENDOLAS**

Número de péndolas a calcular

Np=	15
-----	----

Se necesitarán 15 péndolas de distintas alturas cada 2m a lo largo del puente.

- **DIÁMETRO DE LAS PENDOLAS**

Fy= 4200 kg/cm²

Fadm= 2520 kg/cm²

Peso que soportan las péndolas

Pe = Peso de la tubería = 7,84 Kg/m

PI = Peso del Agua en la Tubería = 9,12 Kg/m

Pv = Peso de Accesorios Metálicos = 2,00 Kg/m

Pb = Peso de Péndolas = 0,17 Kg/m

P 19,13 Kg/m

A péndola = 0,0076 cm²

Se usarán péndolas de diámetro 1/4" cada 2m.

- **DISEÑO DEL CABLE PRINCIPAL**

Longitud entre torres L'= 30 m

n= 0,1

Longitud de la curva parabólica del cable Lc= 30,78 m

Peso de la tubería PVC 3" = 3,92 Kg/m

Diámetro de cable asumido = 1/2"

Peso del cable principal (Kg/ml x 1 cable) = 0,69 Kg/m

Peso de las péndolas y accesorios metálicos = 2,17 Kg/m

Peso del Agua en las Tuberías = 9,12 Kg/m

Peso total 15,90 Kg/m

Pvi (Peso por unidad de longitud por efecto de viento) **0,8** Kg/m

Psis (Peso por unidad de longitud por efecto de sismo) **2,9** Kg/m

(Peso por unidad de longitud máxima) 19,60 Kg/m

Factor de Seguridad = 2,5
Factor $n = f/l = 0,1$

Tensión Horizontal = 735 Kg
0,74 Tn

Tensión en el cable = 792 Kg
0,79 Tn

Tensión máxima = 1,98 Tn

CABLE PRINCIPAL			
C	DIAMETRO plg	A (plg 2)	R,E,R (TN)
1	3/8	0,11	5,95
2	1/2	0,20	10,4
3	5/8	0,31	16,2

Se usará un cable de 3/8".

Longitud del cable principal

Longitud de Amarre= 2 m

Lc = 30,78 m

Lt = 34,78 m

Lt = 35,00 m

- **ALTURA DE LA TORRE**

Flecha del cable en el eje central igual a 10% $f = 3$ m

Altura de la péndola central (criterio) $s = 0,45$ m

Contra flecha del tablero en el eje central $f' = 0,05$ m

Altura de la Torre $ht = 3,5$ m

- **FIADORES**

$\alpha = 45$

$\text{tg } \alpha = 1,00$

Fiador Izquierdo $l1 = 3,5$ m

Fiador Derecho $l2 = 3,5$ m

Fiador Izquierdo $L1 = 4,95$ m

Fiador Derecho $L2 = 4,95$ m

- **DISEÑO DE LAS BARRAS DE ANCLAJE**

$n = 1$

$T1 = 792$ Kg

$T2 = 0$ Kg

$$R1 = 792 \text{ Kg}$$

$$Ac1 = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$\text{As } 1/2" = 0,69 \text{ cm}^2$$

Se requiere usar varilla de 1/2"

• **DISEÑO DE LAS CAMARAS DE ANCLAJE**

Coeficiente de rozamiento de suelo	$\mu =$	0,4
Angulo de fricción interna del suelo (grava lig. Humedad)	$\phi =$	30
Capacidad portante del suelo en Kg/cm2 .	$Tt =$	2,039
Peso específico del suelo (asumido) en Tn/m3 .	$\gamma_{\text{suelo}} =$	2,65
Peso específico del Concreto Ciclópeo en Tn/m3 .	$\gamma_{\text{Conc}} =$	2,2
Altura de aplicación de anclaje en m .	$k =$	0,8
Longitud Horizontal izquierdo en m .	$LH1 =$	2,5
Longitud Horizontal derecho en m .	$LH2 =$	2,5

Y1	3,5
Y2	3,5

Medidas para el lado derecho e izquierdo		
A=	0,80	m
B=	0,80	m
C=	0,60	m

= Angulo del fiador izquierdo $\alpha 1 = 45,0$
 = Angulo del fiador derecho $\alpha 2 = 45,0$

- Por efecto del Puente Sobre la Cámara:

$T1 = 0,79$ Tensión Del Cable

LADO IZQUIERDO	LADO DERECHO
$Th = 0,560 =$ Tensión Horizontal	$Th = 0,560 =$ Tensión Horizontal
$Tv = 0,560 =$ Tensión Vertical	$Tv = 0,560 =$ Tensión Vertical

- Por Peso Propio de la cámara:

LADO IZQUIERDO	LADO DERECHO
$Wt = 0,84$ Tn	$Wt = 0,84$ Tn

- Por Efectos del Terreno Sobre la Cámara:

Empuje activo del Terreno (por unidad de longitud)

Ca =	0,333		
Ca =	0,333		
Ea=	0,16	Tn	LADO IZQUIERDO
Ea=	0,16	Tn	LADO DERECHO

Empuje pasivo del terreno (por unidad de longitud)

Cp=	3		
Cp=	3		
Ep=	1,43	Tn	LADO IZQUIERDO
Ep=	1,43	Tn	LADO DERECHO

Cálculo de los momentos que intervienen

Momentos estables

$\Sigma M \text{ est. } 1=$	0,59	Tn - m	LADO IZQUIERDO
$\Sigma M \text{ est. } 2=$	0,59	Tn - m	LADO DERECHO

Momentos de volteo

$\Sigma M v1 =$	0,22	Tn - m	LADO IZQUIERDO
$\Sigma M v 2=$	0,22	Tn - m	LADO DERECHO

- Verificación al volcamiento:

FSV 1 =	2,65	Kg-cm > 2	OK CUMPLE !!!!!
FSV 2 =	2,65	Kg-cm > 2	OK CUMPLE !!!!!

- Verificación al deslizamiento:

F1 izq=	114,01	Kg
F1 der=	114,01	Kg

F2 izq=	101,76	Kg
F2 der=	101,76	Kg

F3 izq=	1144,8	Kg
F3 der=	1144,8	Kg

FSD1 =	2,02	> 2	OK CUMPLE !!!!!
FSD2 =	2,02	> 2	OK CUMPLE !!!!!

- Verificación de presiones sobre el suelo:

Punto de aplicación

X1 =	0,43	m	LADO IZQUIERDO
X2 =	0,43	m	LADO DERECHO

Excentricidad

e1 =	-0,03	m	LADO IZQUIERDO
e2 =	-0,03	m	LADO DERECHO

- Presión máxima sobre el suelo:

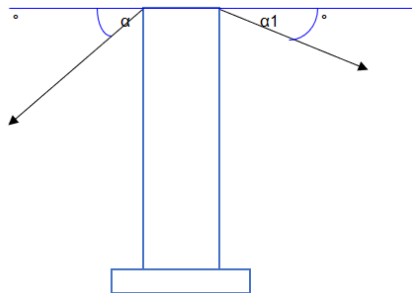
q max =	0,03	Kg/cm ²	LADO IZQUIERDO
q max =	0,03	Kg/cm ²	LADO DERECHO

- Presión mínima sobre el suelo:

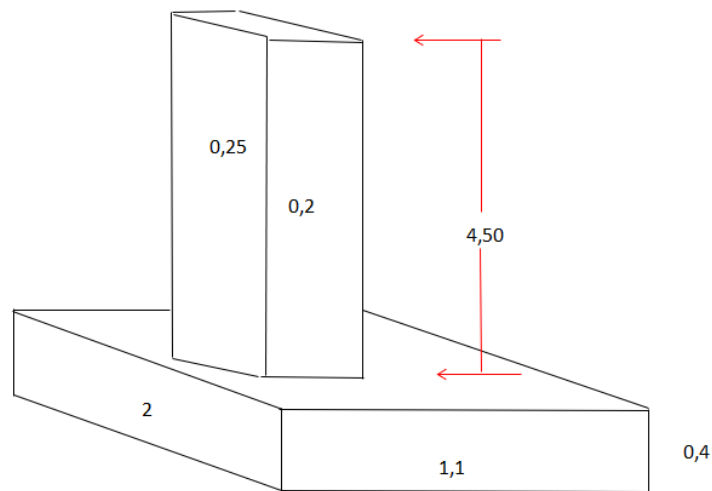
q max =	0,06	Kg/cm ²	LADO IZQUIERDO	> 0	OK CUMPLE !!!!!
q max =	0,06	Kg/cm ²	LADO DERECHO	> 0	OK CUMPLE !!!!!

• **DISEÑO DE LA TORRE DE SUSPENSIÓN**

Factor de importancia	U=	1
Factor de suelo	S=	1,4
Coefficiente sísmico	C=	2,5
Factor de ductilidad	Rd=	3
Factor de Zona	Z=	0,4
Angulo de salida del cable (torre-cámara)	α	45,0
Angulo de salida del cable (torre-Puente)	α1	11,3



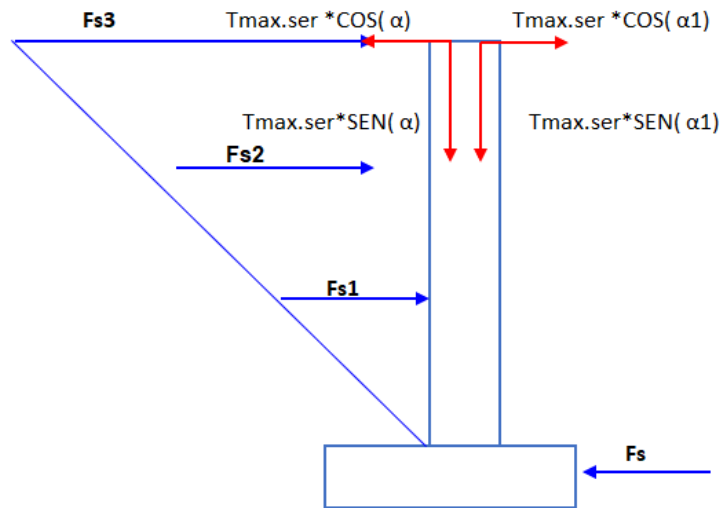
Predimensionamiento



Fs 0,25 Ton

Nivel	hi	wi*hi	Fs (i)	
Fs3	4,5	1,62	0,13	Ton
Fs2	3,0	1,08	0,08	Ton
Fs1	1,5	0,54	0,04	Ton

3,24



Análisis de estabilidad

$T_{max.ser} * SEN(\alpha 1) = 0,39 \text{ Ton-m}$

$T_{max.ser} * COS(\alpha 1) = 1,94 \text{ Ton-m}$

$T_{max.ser} * SEN(\alpha) = 1,40 \text{ Ton-m}$

$T_{max.ser} * COS(\alpha) = 1,40 \text{ Ton-m}$

$W_p = 0,54 \text{ ton}$

$W_z = 2,112 \text{ ton}$

$d = 0,356 \text{ m}$

$e = 0,644 < b/3 = 0,667 \text{ OK!}$

$FSD = 3,367 > 1,5 \text{ OK!}$

$FSV = 1,84 > 1,75 \text{ OK!}$

• **DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA TORRE DE SUSPENCIÓN**

$M_u = 2,71 \text{ Ton-m}$

Diseño de la columna a flexión

$f'c=$	210	kg/cm ²	N° DE CAPAS DE VARILLAS =	1
$Fy=$	4200	kg/cm ²		
$b=$	20	cm		
$d=$	19	cm		

$w=$ 0,230

$\&=$ 0,011 < $75\&b=$ 0,016 (FALLA DUCTIL)

As (cm²) = 4,36 cm²

$As,min =$ 1,3 cm²

$As,min =$ 3,8 cm²

As principal = 3,8 cm²

Diseño de la columna a corte

$Vu=$ 1,1 Ton

$Vcon=$ 2,5 Ton (V que absorbe el concreto)

$Vace=$ -1,4 Ton (V que absorbe acero)

NO REQUIERE REFUERZO POR CORTE

$S=$ 20 cm

Diseño de la zapata

Capacidad portante del suelo en la zona = 2,039 Kg/cm²

peso total de la columna = 3600 Kg.

Peso inicial de zapata = 2112 Kg.

Peso total = 5712 Kg.

AREA DE ZAPATA = 0,280 m²

Distancia de columna de extremos de zapata X

$X =$ 0,15 m.

$A =$ 0,555 m.

$B =$ 0,505 m.

$Pu= 1,5*Ps$ 8568 Kg.

Área real de la zapata = 2,2 m².

$w_u = P_u / A_z$	$w_u =$	3894,55	Kg/m ²		
$M_u = w_u * X^2 / 2$	$M_u =$	45,25	Kg.m		
hz=	40	cm.			
rec=	7,5	cm.			
diaml=	1,6	cm.			
d'z=	8,3	cm.			
dz=	31,7	cm.			
W=	0,000217				
As=	0,0378	cm ²			
As mínimo=	7,92	cm ²			
usamos As =	7,92	cm ²			
Acero para usar	Ø =	1/2		A	1,27 cm ²
Cantidad		7			
Espaciamiento		16	cm		

Anexo 30 Valores del coeficiente K para pérdidas singulares

VALORES DEL COEFICIENTE K EN PÉRDIDAS SINGULARES	
Descripción	K
Válvula esférica (totalmente abierta)	10
Válvula en ángulo recto (totalmente abierta)	5
Válvula de retención (totalmente abierta)	2
Válvula de compuerta (totalmente abierta)	0,2
Válvula de compuerta (abierta 3/4)	1,15
Válvula de compuerta (abierta 1/2)	5,6
Válvula de compuerta (abierta 1/4)	24
Válvula de mariposa (totalmente abierta)	-
Codo a 90° de radio corto (con bridas)	0,90
Codo a 90° de radio normal (con bridas)	0,75
Codo a 90° de radio grande (con bridas)	0,60

Fuente: López Ricardo, Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillado

Anexo 31 Diseño del tanque de almacenamiento

DATOS		
Altura del tirante del agua	a= 2,7	m
Largo efectivo	b= 9,50	m
Ancho efectivo	c= 8,50	m
Borde libre	d= 0,30	m
Resistencia a la compresión del hormigón	f'c= 240	Kg/cm ²
Resistencia a la fluencia del acero	f _y = 4200	Kg/cm ²
Recubrimiento	r 5	cm
Peso específico del agua	γ 1	g/cm ³

Volumen necesario de almacenamiento	215,57	m ³
Volumen total	218,025	m ³

- **ESPESOR DE MUROS**

Los muros de hormigón armado con una altura del líquido igual o mayor a 3.00 m, tendrán un espesor mínimo de 30 cm.

Adoptamos 30 cm

- **ESPESOR DE LA LOSA**

e= 0,25 m
 Asumo e= 25 cm

Altura efectiva= 20 cm

- **DISEÑO DE MUROS**

-Relación de longitudes

α= 9

-Relación entre altura y longitudes

σ= 0,05

-Presión máxima para la flexión en los marcos horizontales

P= 0,13 T/m²

-Presión máxima para la flexión en el pórtico vertical

q= 2,57 T/m²

-Repartición de la presión en los marcos horizontales

Marcos horizontales	Carga horizontal (T/m)
Primer marco (P)	0,13
Segundo marco (2P/3)	0,083
Tercer marco (P/3)	0,042

-Momentos y cortantes en los marcos horizontales

Primer marco

$$K = 0,89$$

$$Me = -0,85 \quad Tm$$

Momento en el centro de los lados

Lado largo

$$ML = 0,56 \quad Tm$$

Lado corto

$$MI = 0,28 \quad Tm$$

Cortantes en los lados

Lado largo

$$TL = 0,53 \quad T$$

Lado corto

$$TI = 0,59 \quad T$$

Segundo marco

$$K = 0,89$$

$$Me = -0,57 \quad Tm$$

Momento en el centro de los lados

Lado largo

$$ML = 0,37 \quad Tm$$

Lado corto

$$MI = 0,19 \quad Tm$$

Cortantes en los lados

Lado largo

$$TL = 0,35 \quad T$$

Lado corto

$$TI = 0,40 \quad T$$

Tercer marco

$$K = 0,89$$

$$Me = -0,28 \quad Tm$$

Momento en el centro de los lados

Lado largo

ML= 0,19 Tm

Lado corto

MI= 0,09 Tm

Cortantes en los lados

Lado largo

TL= 0,18 T

Lado corto

TI= 0,20 T

-Momentos mayorados de diseño

Coefficiente de mayoración= 1,6

Solicitaciones	Coefficientes de durabilidad
Refuerzo provisto por flexión	1,3
Refuerzo provisto para resistir tensión pura	1,65
Refuerzo provisto por corte	1,3 ($V_u - \Phi V_c$)
Hormigón sometido a compresión	1

Esfuerzos	Momentos mayorados (Tm)		
	Primer marco	Segundo marco	Tercer marco
Me	1,77	1,18	0,59
ML	1,16	0,78	0,39
MI	0,58	0,39	0,19
	Tensiones (T)		
TL	1,40	0,94	0,47
TI	1,57	1,05	0,52

-Verificación al corte

TI= 1,57 T

Espesor de muros= 30 cm

Altura efectiva= 25 cm

Φ = 0,75

Ancho unitario bw= 1 m

V_c = 15,40 T Resistencia al corte del hormigón

V_c > V_u
15,40 > 1,57

OK

-Acero de refuerzo por flexión y corte

k 408000
 Φ 0,9

$$A_s = \frac{k}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{\Phi kd}} \right]$$

$$A_s, \text{traccion} = \frac{T}{\Phi f_y}$$

Esfuerzos	Acero de refuerzo por flexión (cm2/ml)		
	Primer marco	Segundo marco	Tercer marco
Me	2,37	1,58	0,79
ML	1,55	1,03	0,51
MI	0,77	0,51	0,25
Acero de refuerzo por corte (cm2/ml)			
TL	0,37	0,25	0,12
TI	0,42	0,28	0,14

-Acero de refuerzo total

Esfuerzos	Acero de refuerzo por flexión+tensión (cm2/ml)		
	Primer marco	Segundo marco	Tercer marco
Me	2,37	1,58	0,79
ML	1,92	1,28	0,64
MI	1,18	0,79	0,39

-Cuantía mínima para flexión

$\rho =$ 0,0033

-Armadura mínima de flexión

$A_s \text{ flex} =$ 6,67 cm2/m

-Corrección de la armadura con respecto a la armadura mínima

Esfuerzos	Acero de refuerzo por flexión+tensión (cm2/ml)		
	Primer marco	Segundo marco	Tercer marco
Me	6,67	6,67	6,67
ML	6,67	6,67	6,67
MI	6,67	6,67	6,67

-Número de varillas

Esfuerzos	Número de varillas		
	Primer marco	Segundo marco	Tercer marco
Me	1Φ14mm@20cm	1Φ14mm@20cm	1Φ14mm@20cm
ML	1Φ14mm@20cm	1Φ14mm@20cm	1Φ14mm@20cm
MI	1Φ14mm@20cm	1Φ14mm@20cm	1Φ14mm@20cm

• **DISEÑO DE LA LOSA DE FONDO UNION EMPOTRADA**

-Momentos en los pórticos

$$MA = 3,13 \quad Tm$$

-Momentos en el centro de la luz de la losa de fondo

Lado Largo

$$M'F = 6,55 \quad Tm$$

Lado corto

$$M''F = 1,20 \quad Tm$$

-Tensión de la losa de fondo por metro de ancho de la losa en las direcciones principales

$$T = 3,48 \quad T$$

-Momentos mayorados

Esfuerzos	Momentos mayorados (Tm)
MA	6,51
M'F	13,63
M''F	2,49
	Tracciones (T)
T	9,18

-Acero de refuerzo por flexión

$$K = 408000$$

$$\Phi = 0,9$$

Esfuerzos	Acero de refuerzo (cm ²)
MA	9,03
M'F	20,12
M''F	3,35
	Cortante (cm²)
T	2,43

-Acero de refuerzo total

Esfuerzos	Acero de refuerzo (cm ²)
MA	9,03
M'F	22,54
M''F	5,78

-Cuantía mínima para flexión

$$P= 0,0033$$

-Armadura mínima de flexión

$$As_{flex}= 6,67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

-Corrección de la armadura con respecto a la armadura mínima

Esfuerzos	Acero de refuerzo (cm ²)
MA	9,03
M'F	22,54
M''F	6,67

-Número de varillas

Esfuerzos	Número de varillas
MA	1 Φ 16mm@20cm
M'F	1 Φ 20mm@15cm
M''F	1 Φ 14mm@20cm

- **DISEÑO DE LA LOSA TAPA**

$$\begin{aligned} \text{Espesor de la losa} &= 0,25 \text{ m} \\ \text{Asumo} &= 25 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\gamma_{horm} = 2,4 \text{ T/m}^3$$

-Área de apoyo de la losa de cubierta

$$A = 86,24 \text{ m}^2$$

-Peso de la tapa de la losa por m²

$$P_p = 0,6 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Carga muerta} = 0,6 \text{ T/m}^2$$

-Para este caso vamos a considerar una carga viva de:

Carga viva= 0,5 T/m²

-Combinación de cargas

U= 1,52 T/m²

-Momentos flectores y fuerzas cortantes

Cargas de diseño

Lado corto

q_c= 0,92 T/m

M_u= 8,92 Tm

V_u= 4,05 T

Lado largo

q_l= 0,60 T/m

M_u= 7,19 Tm

V_u= 2,93 T

-Cálculo de acero de refuerzo por momentos positivos

Lado corto

k= 408000

Φ= 0,9

As= 12,61 cm² ----- 1Φ16mm@15cm

Lado largo

As= 10,03 cm² ----- 1Φ14mm@15cm

-Cuantía mínima para flexión

ρ= 0,0033

-Armadura mínima de flexión

As flex= 6,67 cm²/m

-Para los momentos negativos que generan las cargas colocaremos el acero mínimo que según los cálculos es suficiente para contrarrestar estos esfuerzos.

1Φ14mm@20cm

-Verificación al corte

Φ= 0,75

V_c= 8,21 Kg/cm²

V_u= 2,7 Kg/cm²

V_u < V_c

2,7 < 8,21 **OK**

-Armadura de temperatura

$\rho_{min} = 0,0018$

$A_s \text{ min} = 3,6 \text{ cm}^2$ ----- $1\Phi 12\text{mm}@25\text{cm}$

Anexo 32 Matriz de Leopold

MATRIZ DE LEOPOLD PARA LA EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES

2. CARACTERÍSTICAS O CONDICIONES DEL MEDIO SUSCEPTIBLES DE ALTERARSE

ACCIONES DEL PROYECTO		ETAPAS DE CONSTRUCCION										EVALUACIONES			
		A. Contratación del personal	B. Alteración de la cubierta terres	C. Excavaciones superficiales	D. Alteración del cauce natural	E. Elaboración de encofrados	F. Construcción de elementos estructurales	G. Desmonte y rellenos	H. Ruidos y vibraciones	I. Eliminación de desechos	J. Reciclado de residuos				
FACTORES AMBIENTALES															
ACCIONES PROPUESTAS															
A. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y QUÍMICAS	1. TIERRA	A. Productividad	/	5	-2	/	/	/	/	2	/	/	/	5	
		B. Textura y estructura	4	2	3	/	6	6	-5	3	4	3	-3	3	20
		C. Calidad de Suelo	2	4	3	/	4	-5	-1	3	6	6	5	3	9
	2. AGUA	E. Capacidad de uso	2	8	4	/	4	-5	-6	4	5	3	4	-2	5
		A. Calidad de agua	5	-3	2	/	6	9	7	8	/	/	/	/	13
		B. Caudales y cauces	/	/	/	5	7	6	8	/	/	/	/	/	11
	3. AIRE	C. Disminución del recurso hídrico	/	/	/	4	-5	7	6	/	/	/	/	/	11
		A. Calidad	/	/	/	/	/	2	9	-1	2	2	2	3	5
		C. Ruidos y vibraciones	8	4	9	5	8	3	9	7	9	4	7	8	6
B. CONDICIONES BIOLÓGICAS	1. FLORA	A. Cobertura vegetal	7	6	5	/	3	4	7	3	8	5	-5	26	
		B. Vegetación cercana	7	4	8	-5	/	/	/	/	5	6	/	/	20
	2. FAUNA	A. Pájaros (Aves)	/	/	/	/	/	/	/	4	-3	/	/	4	
		B. Insectos	6	4	7	6	5	3	4	6	8	2	7	/	29
		C. Microfauna	2	4	3	3	/	2	5	1	6	2	-4	/	10
		D. Animales domésticos	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	
	1. USOS DEL TERRITORIO	A. Zonas húmedas	2	3	1	2	4	/	/	1	1	2	/	/	8
		B. Selvicultura	2	4	3	-3	/	/	/	2	5	/	/	/	7
C. Agricultura		8	4	5	3	/	/	/	/	/	/	/	/	13	
E. Industrial		/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/		
4. NIVEL CULTURAL		A. Estados de vida	2	8	/	2	4	/	/	/	/	1	6	1	5
	B. Salud y seguridad	2	7	/	/	/	/	/	2	-5	1	-4	2	6	7
	C. Empleo	3	9	-2	3	3	4	9	/	/	2	3	3	7	13
EVALUACIONES		24	36	31	19	13	48	28	23	15	25				

Anexo 33 Cotización de la Bomba



FECHA 18/12/2020

Cliente: PROYECTO PEDRO VICENTE MALDONADO

CANT	DESCRIPCION	PV UNIT.	TOTAL
1	BOMBA BARNES HE 2 150-2 15HP DOBLE IMPULSOR	\$ 2.117,23	\$ 2.117,23
		SUBTOTAL	\$ 2.117,23
		IVA	\$ 254,07
		TOTAL	\$ 2.371,30

CONDICIONES DE PAGO DE CONTADO - DESCUENTO DE LAS REDES SOCIALES



Atentamente:
 Adrian Reyes / 0987630582
 Su Hidromercado S.A

BOMBAS - TANQUES - PURIFICACIÓN DE AGUA - TINAS - HIDROMASAJES - LAVANDERÍAS - PIE DE DUCHAS

Panamericana Norte Km. 4 #11772 y José Amesaba
 02 475 735 / 02 479 225 / 099 566 4973



hidromercado.com
 @hidromercado

Anexo 34 Ficha Técnica de la Bomba



Modelo	Ref.	Potencia (HP)	Voltaje	Amperaje (+fs)	H max. (mca) *	Q max. (GPM) **	Succión	Descarga	Peso (kg)
QE 2 150	1E0522	15.0	220/440	42.55/21.27	52	354	2-1/2" B	2" B	103
QE 2 200	1E0588	20.0	220/440	57.27/28.63	62	360	2-1/2" B	2" B	143
QE 2 250	1E0523	25.0	220/440	70.38/35.19	75	365	2-1/2" B	2" B	145
QE 2 300	1E0524	30.0	220/440	82.34/41.17	88	375	2-1/2" B	2" B	200
QE 2 400	1E0589	40.0	220/440	113.1/56.58	111	390	2-1/2" B	2" B	245

* La altura (H) máxima se logra con la válvula totalmente cerrada. (mca= metros columna de agua).

** El caudal (Q) máximo se logra con la válvula totalmente abierta. (gpm= galones por minuto).

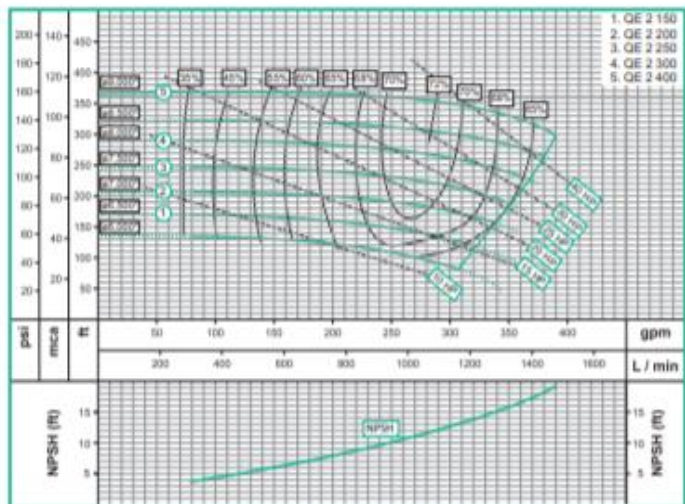


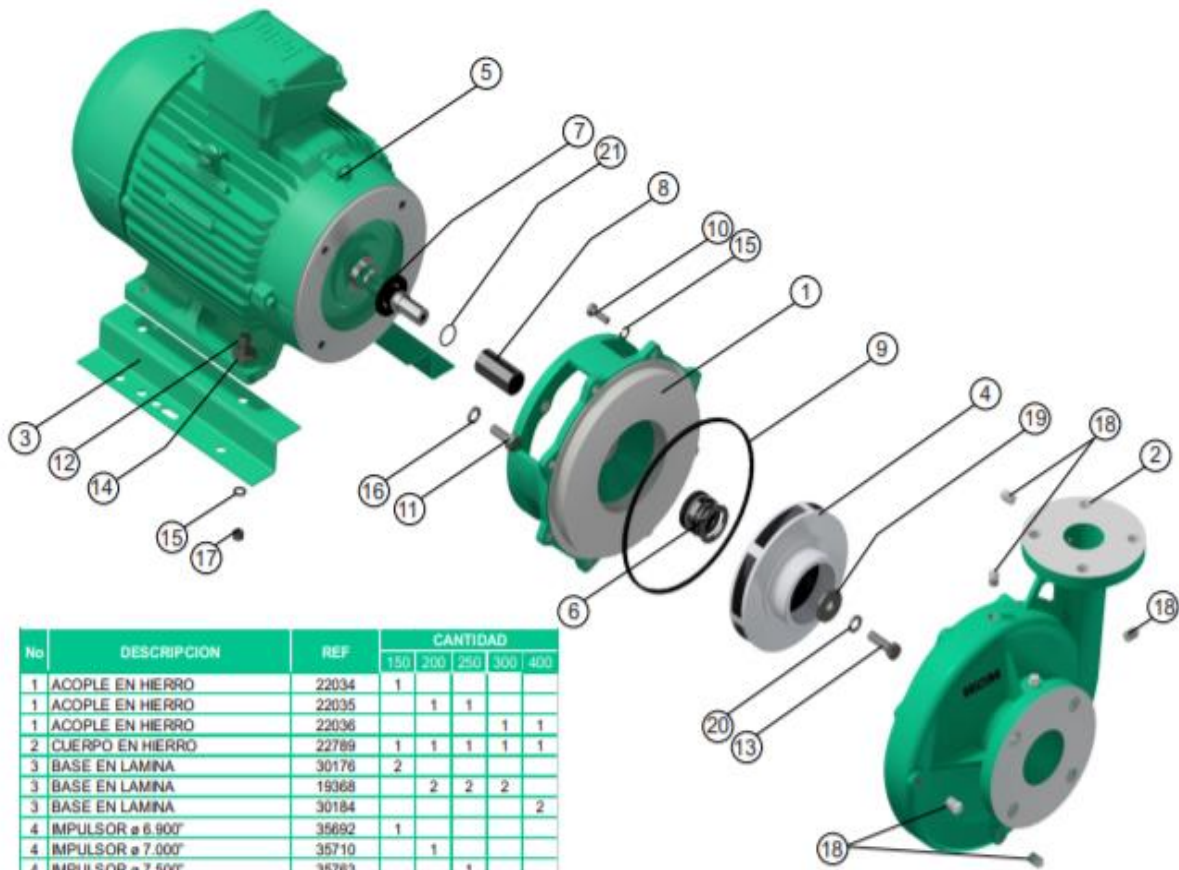
Materiales	
Cuerpo	Hierro fundido ASTM A-48, Clase 30
Impulsor	Hierro fundido ASTM A-48, Clase 30
Sello mecánico	Carbón/Cerámica/Buna-N
Acople intermedio	Hierro fundido ASTM A-48, Clase 30
Empaques	Buna Nitrilo

Características de la bomba	
Tipo de bomba	Centrifuga
Tipo de acoplamiento	Monobloque
Succión	2-1/2" NPT BRIDA 150
Descarga	2" NPT BRIDA 150
Tipo de impulsor	Cerrado <small>Balancado dinámicamente según ISO 683</small>
Cantidad de impulsores	1
Tipo de sello	<small>Sello mecánico 1-1/4" TIPO 21(19hp) Sello mecánico 1-1/2" TIPO 21(20hp a 40hp)</small>
Temperatura Max. Líquido	158° F (70 ° C) Continua

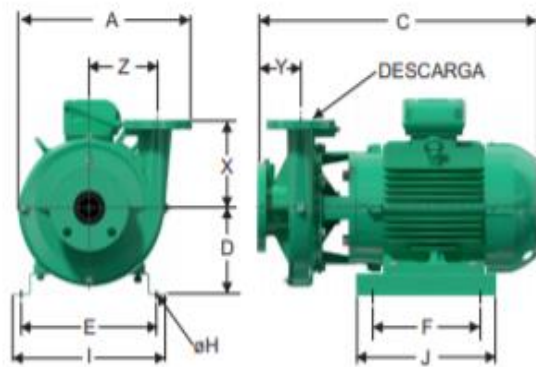
Características del Motor	
Tipo	Eléctrico
Potencia	15/20/25/30/40(Según modelo)
Diseño	NEMA JM
Velocidad	3.500 RPM (nominal)
Aislamiento	Clase F
Voltaje	230
Factor de servicio	1,15
Frecuencia	60Hz
Fases	3

Aplicaciones	
•	Aprovisionamiento de aguas limpias
•	Recirculación de agua en torres de enfriamiento
•	Refrigeración de maquinaria/Circuitos de recirculación
•	Sistemas de Presión
•	Equipos contra incendio
•	Plantas de tratamiento
•	Riego por goteo
•	Llenado de tanque bajo y tanque alto





No	DESCRIPCION	REF	CANTIDAD					
			150	200	250	300	400	
1	ACOPLE EN HIERRO	22034	1					
1	ACOPLE EN HIERRO	22035		1	1			
1	ACOPLE EN HIERRO	22036				1	1	
2	CUERPO EN HIERRO	22789	1	1	1	1	1	1
3	BASE EN LAMINA	30176	2					
3	BASE EN LAMINA	19368		2	2	2		
3	BASE EN LAMINA	30184						2
4	IMPULSOR ø 6.900"	35692	1					
4	IMPULSOR ø 7.000"	35710		1				
4	IMPULSOR ø 7.500"	35763			1			
4	IMPULSOR ø 8.000"	35813					1	
4	IMPULSOR ø 9.000"	35902						1
5	MOTOR 15.0HP TRIF.	2500/13969	1					
5	MOTOR 20.0HP TRIF.	2500/13957		1				
5	MOTOR 25.0HP TRIF.	2500/13959			1			
5	MOTOR 30.0HP TRIF.	2500/13968				1		
5	MOTOR 40.0HP TRIF.	2500/14704					1	
6	SELLO MECANICO 1-1/4"	00050	1					
6	SELLO MECANICO 1-1/2"	00031		1	1	1	1	1
7	ARANDELA DE CAUCHO	05163	1					
7	ARANDELA DE CAUCHO	05164		1	1	1	1	1
8	CAMISA INOXIDABLE	23864	1					
8	CAMISA INOXIDABLE	30653		1	1	1	1	1
9	ANILLO CUADRADO	21297	1	1	1	1	1	1
10	TORNILLO 3/8" x 1" NC	02037	8	8	8	8	8	8
11	TORNILLO 1/2" x 1-1/4" NC	02224	4	4	4			
11	TORNILLO 5/8" x 1-1/4" NC	02253				4	4	
12	TORNILLO 3/8" x 1-1/2" NC	02236	4	4	4	4	4	4
13	TORNILLO 3/8" x 1-1/4" NC INOX.	02215	1					
13	TORNILLO 1/2" x 1-1/2" NC INOX.	02230		1	1	1	1	1
14	ARANDELA DE 3/8"	02553	4	4	4	4	4	4
15	ARANDELA PRESION DE 3/8"	02604	12	12	12	12	12	12
16	ARANDELA PRESION DE 1/2"	02608	4	4	4			
17	TUERCA 3/8" NC	02502	4	4	4	4	4	4
18	TAPON 1/4" NPT	03217	6	6	6	6	6	6
19	ARANDELA DE RETENCION	26817	1					
19	ARANDELA DE RETENCION	26819		1	1	1	1	1
20	GUASA DE 3/8" INOXIDABLE	02604	1					
20	GUASA DE 1/2" INOXIDABLE	02608		1	1	1	1	1
21	ANILLO "O" CAMISA	17433	1	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A



DIMENSIONES EN MILIMETROS

MODELO	SUCxDESC	C	A	E	D	F	J	X	Y	Z	I	ah
QE 2 150	2-1/2"B x 2"B	623	386	305	176	140	311	178	97	152	343	11
QE 2 200	2-1/2"B x 2"B	725	386	303	218	140	311	178	97	152	403	11
QE 2 250	2-1/2"B x 2"B	727	386	303	218	140	311	178	97	152	403	11
QE 2 300	2-1/2"B x 2"B	792	386	377	237	140	311	178	97	152	426	11
QE 2 300	2-1/2"B x 2"B	857	548	318	301	368	457	178	97	52	355	11

Parque Industrial Celta
Autopista Bogotá-Medellín Km 7.5 bodegas 86 y 93
Funza - Cundinamarca
PBX (57)(1) 743 9090
Apartado Aéreo 12096
www.barnes.com.co



Anexo 35 Planos