

Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable: sector Codo Achual, Ramada, Planicie y Santa Lucía, distrito de Morales

por Oscar Renatto Chinchay Choquehuanca/ Samuel Alberto Briones
Flores

Fecha de entrega: 22-sep-2023 10:04a.m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 2173703786

Nombre del archivo: TESIS_CHINCHAY-_BRIONES_-REPOSITORIO_4.docx (33.34M)

Total de palabras: 37006

Total de caracteres: 189036



Esta obra está bajo una [Licencia
Creative Commons Atribución -
4.0 Internacional \(CC BY 4.0\)](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)

Vea una copia de esta licencia en
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.es>



Obra publicada con autorización del autor



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Tesis

Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable: sector Codo Achual, Ramada, Planicie y Santa Lucia, distrito de Morales

2 Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

Autores:

Oscar Renatto Chinchay Choquehuanca
<https://orcid.org/0000-0002-5357-0731>

3 Samuel Alberto Briones Flores
<https://orcid.org/0000-0003-4582-4540>

Asesor:

Ing. Néstor Raúl Sandoval Salazar
<https://orcid.org/0000-0002-9256-6807>

Tarapoto, Perú

2023



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Tesis

Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable: sector Codo Achual, Ramada, Planicie y Santa Lucia, distrito de Morales

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

Presentado por

Oscar Renatto Chinchay Choquehuanca
Samuel Alberto Briones Flores

Sustentado y aprobado el día 08 de Setiembre del 2023 por el honorable jurado:

Presidente de Jurado

Ing. Dr. Serbando Soplopuco
Quiroga

Secretario de Jurado

Ing. M.Sc. Carlos Segundo
Huamán Torrejon

Vocal de Jurado

Ing. Dr. José del Carmen Pizarro
Baldera

Asesor

Ing. Néstor Raúl Sandoval Salazar

Tarapoto, Perú

2023

Declaración de Autenticidad

Oscar Renatto Chinchay Choquehuanca con DNI 76427767 y Samuel Alberto Briones Flores con DNI 76453797, bachilleres de la facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, escuela profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Martín, autores de la tesis titulada: **Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable: sector Codo Achual, Ramada, Planicie y Santa Lucía, distrito de Morales.**

Declaramos bajo juramento que:

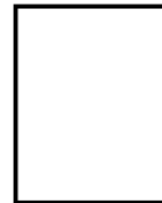
1. La tesis presentada es de nuestra autoría.
2. Hemos respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas. Por lo tanto, la tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente.
3. La tesis no ha sido auto plagiada, es decir, no ha sido publicada, ni presentada anteriormente, para obtener algún grado académico previo o título profesional.
4. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados y por tanto los resultados que se presentan en la tesis se constituirán en aportes en la realidad investigada.

Por lo antes mencionado, asumimos bajo responsabilidad las consecuencias que deriven de accionar, sometiéndonos a las leyes de nuestro país y normas vigentes de la Universidad Nacional de San Martín.

Tarapoto 08 de Setiembre del 2023



.....
Bach. Oscar R. Chinchay Choquehuanca
DNI 76427767



.....
Bach. Samuel A. Briones Flores
DNI 76453797

2 Ficha de identificación

<p>Título del proyecto Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable: sector Codo Achual, Ramada, Planicie y Santa Lucia, distrito de Morales.</p>	<p>Área de investigación: Hidráulica.</p> <p>Línea de investigación: Estrategias de tecnologías y comunicación (TIC) y sistemas constructivos convencionales y no convencionales para el desarrollo sostenible.</p> <p>Sublínea de investigación: Infraestructura hidráulica con fines socio-productivos.</p> <p>Grupo de investigación: Resolución N° 095-2022-UNSM/FICA-D-NLU</p> <p>Tipo de investigación: Básica <input type="checkbox"/>, Aplicada <input checked="" type="checkbox"/>, Desarrollo experimental <input type="checkbox"/></p>
--	---

<p>Autor(es): Bach: Oscar Renatto Chinchay Choquehuanca Bach: Samuel Alberto Briones Flores</p>	<p>3 Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura Escuela Profesional de Ingeniería Civil https://orcid.org/0000-0002-5357-0731 https://orcid.org/0000-0003-4582-4540</p>
--	--

<p>Asesor: Ing. Néstor Raúl Sandoval Salazar</p>	<p>Dependencia local de soporte: Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura Escuela Profesional de Ingeniería Civil Unidad o Laboratorio Ingeniería Civil ORCID: https://orcid.org/0000-0002-9256-6807</p>
---	--

Dedicatoria

A las seres más queridos en mi vida, mis padres por sobre todo, estar en este momento de la vida es debido al sacrificio que ellos realizan, a diario, en este momento tan particular de mi vida, a mis hermanas Daniela y Joselin, que compartimos momentos alegres, porque entre tristezas y alegrías, me dieron esa vitalidad y energía para no rendirme en el camino, y todas esas amistades que no alcanzaría la hoja para nombrar, gracias por acompañarnos, compartiendo sus experiencias y anécdotas de la vida.

Oscar Renatto Chinchay Choquehuanca

¹ A las personas más importantes en mi vida, mis padres; que velaron, apoyaron, me dieron la vida, que sin ellos no estaría en este momento importante de mi vida. A mi hermano Homero que me aconsejó, orientó, apoyó, guio en cada momento y creyó en mí para seguir adelante en momentos tan complicados de mi vida, en este camino muy duro, ese gesto de gratitud siempre lo tendré presente en mi vida.

A mi primo, mejor amigo y colega Manolo que me aconsejó, orientó y me guio por el buen camino tanto en mi carrera profesional y en momentos difíciles en mi vida diaria, y que viviré muy agradecido por eso, sé que me cuidas desde el cielo y que, aunque ya no estes con nosotros, esos recuerdos tuyos en vida siempre permanecerán en mi memoria.

Samuel Alberto Briones Flores

Agradecimiento

Agradezco a Dios, por iluminarme y bendecirme todos los días que me levanto en las mañanas, el me guía en cada decisión que tome, quien me guarda en todo momento, por darme salud, y cuidar a las personas más importantes en ²⁷ vida, de igual forma agradezco a mis padres Grimaldo y Benita, que velaron todos estos años por darme seguridad, y enseñarme afrontar los retos que se ponen en frente, para jamás retroceder ante alguna adversidad, a mis hermanas que siempre estuvimos apoyándonos entre nosotros, gracias por que ayudaron a afrontar, estos retos, agradecer a los docentes que brindaron su conocimiento, para afrontar los retos que, afrontaré como profesional.

Oscar Renatto Chinchay Choquehuanca

Agradezco a Dios todos los días por sobre todas las cosas: por amarme, salvarme, por guiarme, por escucharme y responder mis oraciones, porque cuidas de mí y mi familia en todo momento y en cualquier adversidad, y sé que me ayudarás en todo lo que me toque enfrentarme en la vida, a mis padres Samuel y Flor por darme salud, valentía, alegrías, coraje, a salir adelante en los momentos más complicados de mi vida, por haberme enseñado a enfrentarme ante cualquier situación difícil que se me atraviesa en la vida, que no encuentro palabras de agradecimiento, porque dieron lo mejor de ellos en toda mi vida , a mi hermano, y a la vez mejor amigo Homero por estar siempre a mi lado tanto en lo bueno como en lo malo, siempre estuviste allí cuando más lo necesite, por apoyarme, en las situaciones buenas y malas, a las personas que influyeron en mi enseñanza desde la primaria a hasta mi grado universitario, ya que ellos sentaron las bases de mi conocimiento, y me ayudaron a seguir y conseguir mi sueños, a la plana ¹ de docentes de la Facultad de Ingeniería Civil por la paciencia necesaria, para seguir guiándome, agradezco su muestra de interés y apoyo a mi amigo y primo Manolo que gracias a las experiencias compartidas en vida trazaron un camino para superarme tanto como persona y profesionalmente, recuerdo todo lo que me enseñaste en vida a pesar de que ya no estés junto a mí, sé que nos encontraremos de nuevo, gracias a todos.

Samuel Alberto Briones Flores

³ Indicé General

Ficha de identificación.....	6
Dedicatoria	7
Agradecimiento	8
Indicé General	9
Índice de tablas	11
Índice de figuras	13
RESUMEN	15
ABSTRACT	16
CAPITULO I INTRODUCCION A LA INVESTIGACION.....	17
CAPITULO II MARCO TEORICO.....	20
2.1. Antecedentes de la Investigación.....	20
2.2. Fundamentos Teóricos.....	21
CAPITULO III MATERIALES Y METODOS	32
3.1. Ámbito y condiciones de la investigación	32
3.1.1 Ubicación Política.....	32
3.1.2 Ubicación Geográfica	32
3.1.3 Periodo de ejecución.....	34
3.1.4 Autorizaciones y Permisos.....	35
3.1.5 Control Ambiental y protocolos de Bioseguridad	35
3.1.6 Aplicación de principios éticos Internacionales	35
3.2. Sistemas de Variables	35
3.2.1 Variable Principal	35
3.2.2 Variables secundarias	37
3.3. Procedimientos de la investigación	37
3.3.1 Actividades del Objetivo específico 01.....	38
3.3.2 Actividades del Objetivo específico 02.....	39
3.3.3 Actividades del Objetivo específico 03.....	40
² 3.3.4 Actividades del Objetivo específico 04.....	56

	10
CAPITULO IV RESULTADOS Y DISCUSION	167
4.1. Resultados del objetivo específico 01	167
4.2. Resultados del objetivo Específico 02	168
4.3. Resultados del objetivo Específico 03	170
4.4. Resultados del objetivo Especifico 04	172
CONCLUSIONES.....	181
RECOMENDACIONES	182
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	183
ANEXOS	186

Índice de tablas

Tabla 1	<i>Dotación</i>	23
Tabla 2	<i>Valores de Compacidad</i>	25
Tabla 3	<i>Coefficientes de Fricción del Tipo de Material de la Tubería</i>	29
Tabla 4	<i>Descripción de la Variable por Objetivo específico</i>	35
Tabla 5	<i>Coordenadas UTM del punto de captación, zona 18S</i>	38
Tabla 6	<i>Número de Alumnos en el Área del Proyecto</i>	40
Tabla 7	<i>Áreas Parciales y Acumuladas de la Curva Hipsométrica</i>	41
Tabla 8	<i>Áreas parciales entre curvas de nivel</i>	42
Tabla 9	<i>Áreas Parciales (%) entre las curvas de nivel</i>	42
Tabla 10	<i>Progresivas del Perfil del Río</i>	43
Tabla 11	<i>Pendiente de la cuenca por el Método Alvord</i>	44
Tabla 12	<i>Precipitaciones mensuales Estación san Antonio</i>	45
Tabla 13	<i>Precipitaciones mensuales Estación Tarapoto</i>	46
Tabla 14	<i>Precipitaciones mensuales Estación Porvenir</i>	47
Tabla 15	<i>Precipitaciones Medias Mensuales de las Estaciones Pluviométricas</i>	48
Tabla 16	<i>Precipitaciones Medias en las Estaciones</i>	49
Tabla 17	<i>Caudales Promedios Mensuales Captados en la Estación Cumbaza</i>	51
Tabla 18	<i>Caudales Mensuales del canal de riego</i>	51
Tabla 19	<i>Caudales Medios Mensuales de la Bocatoma</i>	51
Tabla 20	<i>Caudales Medios Mensuales en el punto de Interés del río Cumbaza</i>	52
Tabla 21	<i>Demanda Hídrica en el Punto de Interés</i>	52
Tabla 22	<i>Demanda hídrica</i>	53
Tabla 23	<i>Caudales Máximos por el método de Gumbell</i>	54
Tabla 24	<i>Caudales para distintos Periodos de Retorno</i>	54
Tabla 25	<i>Caudales Máximos por el Método de Logaritmo de Pearson</i>	55
Tabla 26	<i>Coefficiente de Asimetría</i>	55
Tabla 27	<i>Caudales para distintos Periodos de Retorno por Pearson</i>	56
Tabla 28	<i>Parámetros de inclinación aguas arriba del Azud</i>	63
Tabla 29	<i>Puntos tangenciales del Azud</i>	63
Tabla 30	<i>Relación entre el diámetro y la velocidad segun Arkhagelski</i>	73
Tabla 31	<i>Métodos para obtener la velocidad de caída en el desarenador</i>	74
Tabla 32	<i>Canal de Agua Floculada a Decantador</i>	104
Tabla 33	<i>Velocidad en la última compuerta</i>	105
Tabla 34	<i>Calculo hidráulico de las redes de distribución en el programa WaterCAD v.08</i>	119

Tabla 35	Contenido de Humedad de las Calicatas de Estudio	129
Tabla 36	Límites de Atterberg del Estudio Geotécnico	131
Tabla 37	Granulometría del Estudio Geotécnico	134
Tabla 38	Cálculo de los centros de gravedad donde actúa el peso del azud	139
Tabla 39	Distribución de presiones Dinámicas en el diámetro	160
Tabla 40	Análisis Bacteriológico	167
Tabla 41	Análisis Bacteriológico del Punto 02	167
Tabla 42	Calculo de la Población Futura	169
Tabla 43	D ²² Demanda de Agua Potable para el Proyecto	169
Tabla 44	Resumen de los parámetros geomorfológicos de la Cuenca.....	170
Tabla 45	Oferta y Demanda en m3 en meses lluviosos.....	171
Tabla 46	Oferta y Demanda en m3 en meses de estiaje	171
Tabla 47	Caudales Máximos en el Punto de Interés.....	171
Tabla 48	Resumen del estudio Geotécnico	172
Tabla 49	Diseño Hidráulica de la Captación	173
Tabla 50	Desarenador	174
Tabla 51	Línea de Conducción	174
Tabla 52	Parámetros Hidráulicos del Sedimentador Laminar.....	174
Tabla 53	Mezclador para Planta de Tratamiento de Agua Potable	175
Tabla 54	Estructura Hidráulica Floculador Horizontal.....	175
Tabla 55	Estructura Hidráulica Decantador Laminar	176
Tabla 56	Estructura Hidráulica Filtro Rápido de Arena	176
Tabla 57	Cámara de Contacto y Desinfección.....	177
Tabla 58	Resumen hid ⁵ ráulico del Reservorio	177
Tabla 59	Resumen Hidráulico de la Línea de Aducción	177
Tabla 60	Refuerzo de Acero de las Estructuras Hidráulicas.....	178
Tabla 61	Matriz de Consistencia	187
Tabla 62	Puntos Topográficos de la Línea de Conducción	192

Índice de figuras

Figura 1. Ubicación del Proyecto.....	28
Figura 2. Ubicación de la región San Martín en el Perú.	32
Figura 3. Área de Influencia del Proyecto de Tesis.....	33
Figura 4. Ubicación de la captación en el río Cumbaza.	38
Figura 5. Recolección de muestra para Laboratorio.	39
Figura 6. Curva Hipsométrica de la Microcuenca Cumbaza	41
Figura 7. Pendiente del Río.....	43
Figura 8. Precipitaciones Mensuales Obtenidas.	48
Figura 9. Regionalización de la cuenca.	49
Figura 10. Promedio Mensual Estación HGL Cumbaza.....	50
Figura 11. Caudales Máximos registrados en la estación HLG Cumbaza.	50
Figura 12. Balance hídrico.	53
Figura 13. Ubicación del B.M.	56
Figura 14. Importación de Puntos del formato csv.	57
Figura 15. Puntos Topográficos Creación de Estilos	57
Figura 16. Superficie del Terreno para el Diseño del sistema de Abastecimiento	58
Figura 17. Cálculo del caudal de derivación.....	60
Figura 18. Altura de barraje.....	60
Figura 19. Valor de C en relación con P/H.....	61
Figura 20. Valor de X_c/H_o para el diseño de un cimacio	64
Figura 21. Valor de Y_c/H_o para el diseño del perfil de un cimacio	64
Figura 22. Valor de R_1/H_o, R_2/H_o para el diseño del perfil de un cimacio	64
Figura 23. Altura de Curva de descarga igual a la profundidad del colchón.	65
Figura 24. Geometría del Barraje	66
Figura 25. Geometría de la Bocatoma	67
Figura 26. Longitud de dentellones	68
Figura 27. Perfil hidráulico de la Bocatoma.....	70
Figura 28. Dimensiones del colchón amortiguador	71
Figura 29. Perfil del Desarenador	77
Figura 30. Diseño de canal del desarenador a la Línea de Conducción	79
Figura 31. Línea de Conducción Km 01+00 - Plano en Planta y Perfil	85
Figura 32. Línea de Conducción Km 02+00 - Plano en Planta y Perfil	86
Figura 33. Línea de Conducción Km 07+00 - Plano en Planta y Perfil	87
Figura 34. Línea de Conducción Km 13+00 - Plano en Planta y Perfil	88
Figura 35. Línea de Conducción Km 19+00 - Plano en Planta y Perfil	89

<i>Figura 36.</i> Línea de Conducción Km 26+00 - Plano en Planta y Perfil	90
<i>Figura 37.</i> Línea de Conducción Km 26+632 - Plano en Planta y Perfil	91
<i>Figura 38.</i> Plano del Sedimentador Laminar	97
<i>Figura 39.</i> Plano del Mezclador Hidráulico.....	101
<i>Figura 40.</i> Resultados del momento Flector en el eje X.....	149
<i>Figura 41.</i> Momento flector para el diseño del acero horizontal.....	149
<i>Figura 42.</i> Momento flector para el diseño del acero vertical.....	150
<i>Figura 43.</i> Momento flector en la losa de fondo	150
<i>Figura 44.</i> Acero circunferencial en el domo del Reservorio.....	161
<i>Figura 45.</i> Acero de refuerzo en el eje Meridional.....	162
<i>Figura 46.</i> Acero de refuerzo Horizontal en los Muros del Reservorio	163
<i>Figura 47.</i> Acero de refuerzo Vertical en los Muros del Reservorio	164
<i>Figura 48.</i> Acero de refuerzo horizontal en la zona media hasta la viga anular.....	164
<i>Figura 49.</i> Acero de refuerzo horizontal en la zona media hasta la viga anular.....	165

Resumen

La presente investigación se realizó en la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín con fines de titulación de Ingeniero Civil, teniendo como propósito el de diseñar un sistema de abastecimiento de agua potable de los sectores: Codo Achual, Ramada, Planicie y Santa Lucia; localizados en la margen derecha del río Cumbaza en el distrito de Morales, provincia y departamento San Martín; teniendo como objetivo realizar el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable, para satisfacer la demanda poblacional, de los sectores: Codo Achual, Ramada, Planicie y Santa Lucia. La metodología utilizada es de tipo aplicada con enfoque no experimental, realizándose los estudios de ingeniería, hidrológico, geotécnico, topográfico, hidráulico y estructural, para determinar toda la información básica y parámetros requeridos para el diseño del sistema de agua potable; en el procedimiento se consideró la normas internacionales y nacionales, obteniéndose como resultados una población futura promedio a beneficiar de 9657 personas para el año 2042, los parámetros geomorfológicos de la cuenca de estudio, la oferta hídrica, la demanda poblacional, los caudales máximos en nuestro punto de captación, la caracterización e identificación de la predominación de suelos arenosos limosos en la zona de estudio, realizándose la recolección de datos topográficos, que luego fueron procesado a través del software de AutoCAD Civil 2019, para obtener las superficies del terreno de estudio; asimismo, se utilizó las variaciones de consumo, para el dimensionamiento hidráulico, llegando a la conclusión que los estudios de ingeniería fueron eficaces para el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable sector: Codo Achual, Ramada, Planicie y Santa Lucia, distrito de Morales.

Palabras clave: Abastecimiento, consumo diario, estudios de ingeniería, caudal máximo, variaciones de consumo.

Abstract

The present research was carried out at the Professional School of Civil Engineering of the Faculty of Civil Engineering and Architecture of the National University of San Martín in order to obtain the degree of Civil Engineer, with the purpose of designing a drinking water supply system for the following sectors: Codo Achual, Ramada, Planicie and Santa Lucia; located on the right bank of the Cumbaza River in the district of Morales, province and department of San Martín. The objective was to design a drinking water supply system to meet the population demand in the following sectors: Codo Achual, Ramada, Planicie and Santa Lucia. The methodology used is applied with a non-experimental approach, performing engineering, hydrological, geotechnical, topographical, hydraulic and structural studies to determine all the basic information and parameters required for the design of the drinking water system; international and national standards were considered for the procedure. The results obtained were an average future population to benefit of 9657 people for the year 2042, the geomorphological parameters of the study basin, water supply, population demand, maximum flows at the catchment point, the characterization and identification of the predominance of loam sandy soils in the study area, the collection of topographic data, which were then processed through the AutoCAD Civil 2019 software, to obtain the surfaces of the study terrain. The conclusion was that the engineering studies were effective for the design of the drinking water supply system in the following sectors: Codo Achual, Ramada, Planicie and Santa Lucia, Morales district.

Keywords: Supply, daily consumption, engineering studies, maximum flow, consumption variations.

2 CAPITULO I

INTRODUCCION A LA INVESTIGACION

Según Carl Grimberg, a lo largo de la historia del hombre, siempre busco la manera de adquirir agua, un claro ejemplo es el imperio Romano que fueron los mayores prodigios en sistemas de agua, usaban aguas subterráneas o de ríos, y construyeron represas para el almacenamiento de agua, al igual que los griegos utilizaron un sistema de tratamiento por aireación, proponiendo nuevas tecnologías hidráulicas de esa época.

En Europa en la edad media, se desató un deterioro en el desarrollo del saneamiento, ocasionando enfermedades como cólera, y la peste bubónica, un gran porcentaje de la población, moría a causa de enfermedades relacionadas por la ingesta de agua. Sin duda, la creación de los mecanismos que permiten desinfectar el agua de bacterias mejoró de manera radical el nivel de vida de la humanidad.

En el Perú, las culturas moche y nazca destacan por el desarrollo de una alta tecnología hidráulica, utilizando canales de riego, y acueductos, que fueron utilizados en la agricultura, los recursos hídricos son esenciales en todos los niveles de la vida, el problema del agua está en la sostenibilidad de su gestión, lo que sugiere, que deben ser mejor administrados.

Según el INEI en el año 2019 al 2020, el 22,6% informó consumir agua no potable, el cual representa 7 millones 355 mil personas mientras que el 90,8% de la población accedió a agua mediante red pública, una población aproximada de 22 millones 180 mil personas. (Instituto Nacional de Estadística e Informática, 2021, p.34)

La administración de los servicios y recursos hídricos, ante el aumento poblacional, debe estar más organizado, la disponibilidad Hídrica es menor en los últimos años lo que dificulta y es perjudicial económicamente para las personas más vulnerables.

La responsabilidad recae, en que no existe un diagnóstico concreto del grave problema de la falta de un servicio básicos indispensable para el desarrollo de una población, las zonas rurales carecen de sistemas de agua porque, los sistemas de abastecimiento de agua convencionales no están acorde a la realidad técnica, debido a la topografía y a inaccesibilidad a su territorio, lo produce el encarecimiento de proyectos.

El desarrollo económico de las ciudades produce la migración de las personas, lo que produce un crecimiento desmesurado y sin control, produciendo que la tasa de crecimiento sea superior y eso ocasiona que las personas buscan donde asentarse, y

se ven en la necesidad de adquirir los servicios básicos, que como toda persona tiene el derecho a acceder.

En la región San Martín, el crecimiento poblacional, trae como consecuencia la ocupación de zonas rurales, que va acrecentándose y consolidando, con el pasar de los años, esto se ve reflejado ¹ en la parte del distrito de Morales, provincia de San Martín, donde las personas han adquirido lotes sin ningún servicio básico, por lo que han recurrido a utilizar el agua del río Cumbaza o de otras fuentes del subsuelo, para su consumo y su aseo personal.

Estos sectores ⁵ del distrito de Morales, ⁴ que no cuentan con el suministro de agua potable, por falta de estructuras como: captación, línea de conducción, planta de tratamiento, línea de aducción, reservorio y redes de distribución, por lo que no se satisface la demanda poblacional, a estos sectores del distrito de Morales.

⁸ En el proyecto de tesis se desarrollará un estudio de un sistema de agua por gravedad, donde se diseñará acorde a un análisis hidráulico, hidrológico, geotécnico y estructural, con fiel cumplimiento a las Normas Técnicas Peruanas, ⁴ con el fin de diseñar el proyecto del sistema de agua potable.

Una solución rápida, y económica se ve una posibilidad de utilizar como punto de captación, el río Cumbaza, la solución a este problema obedece a un análisis en la dimensión hidráulica y estructural, es decir, se realizará un diseño hidráulico y un diseño estructural, mutuamente ¹⁸ complementarios para el funcionamiento del sistema de Abastecimiento de Agua potable con la finalidad de realizar el diseño correspondiente para estos sectores.

La Formulación del Problema de Investigación ⁵ se planteó de la siguiente manera, ¿De qué manera se podrá efectuar el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para los sectores: Codo Achual, Ramada, Planicie y Santa Lucia, del distrito de Morales? A la respuesta ¹⁸ de este planteamiento del problema se respondió con la siguiente hipótesis, los estudios de ingeniería son eficaces para el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable de los sectores: Codo Achual, Ramada, Planicie y Santa Lucia, distrito de Morales, departamento San Martín.

⁵ Se planteó como objetivo general, elaborar el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable: Sector Codo Achual, Ramada, Planicie y Santa Lucia, distrito de Morales.

Para llegar a cumplir el objetivo general se planteó ⁵⁰ los siguientes objetivos específicos como, identificar la fuente principal, la calidad y el punto de captación para el sistema de abastecimiento; de igual forma determinar la cantidad de población futura y

variaciones de consumo para el año 2042; para luego realizar el estudio hidrológico hasta el punto de captación del sistema de abastecimiento; y al final elaborar los estudios topográficos, hidráulicos, geotécnicos y estructural para el sistema de abastecimiento de los sectores: Codo Achual, Planicie y Santa Lucia, distrito de Morales.

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1. Antecedentes de la Investigación

Velásquez (2018), "*Diseño de la red de distribución de agua potable para la localidad El Capulín Xochimilco CdMx*" (Tesis de pregrado), Universidad Nacional Autónoma de México-México. Para esta investigación la propuesta de un sistema de agua potable, que considera el rediseño de la línea de conducción, el diseño de las redes de distribución con el caudal máximo horario, con diámetros adecuados al requerimiento poblacional incluyendo los sectores más críticos, la ciudad de Xochimilco presenta una topografía accidentada, se considera pases aéreos, como resultado se obtuvo un sistema por gravedad, con cámaras rompe presión tipo 06, y tipo 7 para las redes de distribución, válvulas de aire y de purga.

Guerrero (2022), "*Estudios y diseños del sistema de agua potable y saneamiento del barrio Uwents de la parroquia y cantón El Panguí*" (Tesis de pregrado), Universidad Técnica particular de Loja-Ecuador. El fin de esta investigación concluyó la propuesta del sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad, con un sistema de tratamiento básico, logrando índices de calidad de agua aceptables según la norma técnica ecuatoriana, con un tanque de almacenamiento de 15 m³, como resultado se logró diseñar una captación de ladera, redes de distribución de 2" y al mismo tiempo presiones de llegadas a las casas mayores a 5 m.c.a, obteniendo un sistema viable.

Vladimir (2021), "*Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable en los caseríos Cabuyal, José Gálvez, Pagay, Naranjitos, San Miguel y Tupac Amaru del distrito de Yamango, provincia de Moropón, departamento de Piura-Perú-2020*" (Tesis de pregrado), Universidad Nacional de Piura. Para la investigación concluye que los estudios de ingeniería, se desarrolló teniendo en consideración la norma técnica peruana, se desarrolló estudios hidrológicos, hidráulicos y estructurales, la cual se obtuvo como resultados un manantial de ladera, una línea de conducción de 13 km, una red de distribución con válvulas de aire y de purga, el cálculo de acero resultaron ser menores a la que se obtuvo por la cuantía mínima, por lo que los estudios de ingeniería son eficaces para el diseño del sistema de agua potable

Félix & Chávez (2022), "*Diseño del sistema de agua potable y alcantarillado para mejorar la calidad sanitaria en la localidad de Uramasa, Cajatambo, Lima, 2021*" (Tesis de pregrado), Universidad Nacional José Faustino Sánchez Carrión. Para la investigación concluyó que el caudal máximo horario se utilizó para el cálculo de las

redes de distribución y el caudal máximo diario será utilizado en la línea de conducción con una tubería de 4", y para las redes de distribución una tubería mínima de 25 mm, para el alcantarillado una tubería de 150 mm con velocidad máxima de 3.5 m/s, cumpliendo con la normativa técnica, como resultado se diseñó una red de distribución, para 104 conexiones domiciliarias, y tiene una relación con la calidad de la fuente hídrica.

Bances & Burga (2018), "*Diseño y simulación hidráulica del sistema de abastecimiento de agua potable de las localidades de Puerto Bazán, Nueva Esperanza y la Victoria, distrito de Elías Soplin Vargas, Rioja-2017*" (Tesis de pregrado), Universidad Nacional de San Martín. Para esta investigación la propuesta concluyó que los análisis preliminares como la calidad del agua, el emplazamiento para la ubicación de la captación son primordiales para la elección de la fuente hídrica, los estudios de calidad de agua determina el tipo de tratamiento para el agua, desarrollo del sistema de abastecimiento con un caudal promedio para cada localidad, como resultado se pudo sostener el diseño planteado con una cobertura completa a las 3 localidades lograr satisfacer la demanda al 100%, según los cálculos obtenidos, y no existe presiones menores a 10 m.c.a.

Mendoza & Predes (2021), "*Mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua potable del caserío de Bello Horizonte, distrito de la Banda de Shilcayo, provincia de San Martín, departamento de San Martín*" (Tesis de pregrado), Universidad Nacional de San Martín. Para esta investigación la propuesta concluyó que el diseño del sistema de abastecimiento, la población futura por los métodos geométricos y aritmético, considero el promedio de los métodos para sus variaciones de consumo, por un periodo de 20 años, al mismo tiempo con el cálculo del caudal máximo diario se realizó las dimensiones hidráulicas de la línea de conducción y del reservorio como resultado se pudo obtener el estudio hidrológico necesario para el cálculo de los parámetros de la cuenca hidrográfica, oferta hídrica, demanda de la población, los caudales máximos de la fuente hídrica, que son necesarios para obtener el estudio hidrológico, con las variaciones de consumo se realizó el dimensionamiento hidráulico de los componentes del sistema.

2.2. Fundamentos Teóricos

2.2.1. Agua potable

Es la que recibe un tratamiento preliminar antes del consumo, no todas son aptas, para el consumo poblacional, el grado de tratamiento depende del tipo de agua a potabilizar, por lo que depende mucho de la calidad del agua, (Rodríguez, 2001, p. 2).

2.2.2. Calidad del agua.

Es el estudio físico, químico y bacteriológico del recurso hídrico que se utilizara, para saber qué tipo de potabilización es la más adecuada, (Rodríguez, 2001, p.12).

2.2.3. Características físicas, químicas y bacteriológicas.

2.2.3.1. Características físicas

La turbidez del agua, se puede apreciar a vista del observador cuando más partículas de arcilla están en suspensión, pierden la claridad del agua, (Arrellana, 2005, p. 2).

2.2.3.2. Características químicas

Son determinantes en la calidad del agua por la presencia de metales pesados que son peligrosos para las personas, (Arrellana, 2005, p. 2).

2.2.3.3. Características bacteriológicas

Los microorganismos suelen vivir en el agua a determinadas temperaturas y es necesario conocer su presencia seleccionando la dosificación para la eliminación, de estos organismos perjudiciales al consumo humano, (Arrellana, 2005, p. 4).

2.2.4. Parámetros de diseño

2.2.4.1. Período de diseño.

Es el periodo de tiempo para el cual se elabora el diseño y depende de la infraestructura que se utilizara para dicho sistema, (Ministerio de Economía y Finanzas, 2004, p. 7).

2.2.4.2. Métodos para calcular la población futura

2.2.4.2.1. Método aritmético

$$P_d = P_i \times \left(1 + \frac{r \times t}{100}\right) \quad (2.1)$$

r: Tasa de crecimiento (%)

P_d : Población futura o de diseño

P_i : Población inicial

t: Período de diseño (años)

2.2.4.2.2. Método geométrico

$$P_f = P_0 \times \left(1 + \frac{r}{100}\right)^{t-t_0} \quad (2.2)$$

P_f : Población futura

r: tasa de crecimiento

P_0 : Población inicial

$t - t_0$ = años de diseño

2.2.4.3. Dotación

Los valores dependen de varios factores, como la población, zona geográfica, clima y otros que estipula la norma Técnica Peruana, (Parámetros de Diseño de agua y Saneamiento para Centros Poblados Rurales, 2004, p. 8).

Tabla 1

Dotación

Población	Dotación (l/hab/día)	
	Cálido	Frio
Domiciliarias	220	180
Área de vivienda < 90m ²	150	120

fuente: (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento-Norma OS.100 Consideraciones Básicas de Diseño de Infraestructura Sanitaria, 2007, p. 72)

2.2.4.4. Variaciones de consumo.

2.2.4.4.1. Consumo promedio diario anual (Qm)

Es el caudal de diseño, para la población futura expresada en l/s. (Agüero, 1997, p. 24)

$$Q_m = \frac{13 \times d}{86400} \quad (2.3)$$

Qm = Consumo promedio diario (V) Pf = Población futura (hab.).

d = Dotación (l/hab./día).

2.2.4.4.2. Consumo máximo diario (Qmd)

Se debe considerar un valor de 1.3 del consumo promedio diario anual, Qp de este modo. (Parámetros de Diseño de agua y Saneamiento para Centros Poblados Rurales, 2004, p. 31)

$$Q_p = \frac{D \times Pd}{86400} \quad Q_{md} = K1 \times Q_p \quad (2.4)$$

Qp: Caudal promedio diario anual en l/s K1: 1.3

Pd : Población de diseño en habitantes (hab) Qmd : Caudal máximo diario en l/s

D: Dotación en l/hab/d

2.2.4.4.3. Consumo máximo horario (Qmh)

Se debe considerar un valor de 1.8 a 2.5 del consumo promedio diario anual, Qp de este modo. (Parámetros de Diseño de agua y Saneamiento para Centros Poblados Rurales, 2004, p. 31)

$$Q_{mh} = K2 \times Q_p \quad (2.5)$$

Qp : Caudal promedio diario anual en l/s K2: 1.8 – 2.5

Qmh : Caudal máximo horario en l/s

2.2.5. Obras de captación

La estructura debe estar diseñada para un caudal máximo de la fuente hídrica, para un determinado periodo de retorno, para que no se vea afectada en épocas de máximas avenidas, (Rodríguez, 2001, p. 69).

2.2.5.1. Bocatoma

Es utilizado en abastecimiento de agua potable y obras de irrigación, lo cual llevan gran parte del caudal del río por medio de estructuras construidas para elevar el nivel del tirante de agua mediante azud, tomas o presas derivadoras, (Rosel, 1998, p. 83).

2.2.6. Línea de conducción

Se encarga de transportar el caudal máximo diario, desde la captación hasta la planta de tratamiento o Reservoirio.

2.2.7. Reservoirio

Son estructuras de mampostería de concreto reforzado que se construyen sobre el nivel del terreno, y son enterrados o semienterrados, (Jiménez, 2009, p. 98).

2.2.8. Planta de tratamiento de agua

El objetivo principal es eliminar sustancias y organismos patógenos que son perjudiciales para la salud y el consumo humano, (Rodríguez Ruiz, 2001, p. 294).

2.2.8.1. Coagulación y/o mezclado

Al agregar sustancias coagulantes, permiten la formación de flóculos que se asientan en la parte inferior del sedimentador, permitiendo el paso del agua, sin presencia de sedimentos, (Rodríguez Ruiz, 2001, p. 353).

2.2.8.2. Sedimentación

La formación de flóculos por medio de los coagulantes, hace que este procedimiento, se asienten debido al peso de estos en el fondo de los sedimentadores, (Rodríguez, 2001, p. 353).

2.2.8.3. Filtración

Está formada por grava y arena, permite retener los flóculos que pasaron a través de lechos filtrantes y no fueron eliminadas por la sedimentación, (Rodríguez, 2001, p. 353).

2.2.8.4. Cloración

Es necesario desinfectarla con compuestos clorados de esa manera el agua siempre estará desinfectada de los organismos patógenos, (Rodríguez, 2001, p. 353).

2.2.9. Línea de aducción

Se utiliza el diámetro mínimo que permita presiones menores que la resistencia física del material satisfaciendo razones técnicas, (Orocha, 1979, p. 165).

2.2.10. Redes de distribución

2.2.10.1. Red abierta

Este tipo de red se instala cuando las viviendas están dispersas, y el diámetro se va reduciendo, a medida que se alejen del reservoirio, (Rodríguez, 2001, p. 294)

2.2.10.2. Redes cerradas de circuitos

Estas redes son llamadas tuberías secundarias o de relleno y circuitos cerrados y son derivadas desde la tubería principal, (Rodríguez, 2001, p. 294).

2.2.11. Estudio hidrológico

2.2.11.1. Delimitación de una cuenca

Pasos para delimitar la cuenca de estudio:

- ✓ Se identifica las corrientes superficiales que se encuentran dentro de la cuenca, y se identificará los afluentes principales y secundarios.
- ✓ Se utilizará una carta nacional, para realizar un esbozo de una posible delimitación, utilizando el programa Civil 3D 2020.
- ✓ Con el programa civil se acota las curvas de nivel trazamos el perímetro de la cuenca por los puntos altos de la topografía del terreno, hasta el punto de interés, que es el punto bajo.

2.2.11.2. Área de la cuenca

Es la Superficie(m²) proyectada en el plano horizontal, esta área se obtiene después de delimitar la cuenca, (Villón, 2011, p. 23)

2.2.11.3. Perímetro de la cuenca

Línea perimetral que da forma a la cuenca, (Villón, 2011, p. 23).

2.2.11.4. Coeficiente de Gravelious (Kc)

$$k_c = \frac{P}{\sqrt{\pi \times A}} = \frac{0.282 \times P}{\sqrt{A}} \quad (2.6)$$

P = Perímetro(km)

A = Área (km²)

Tabla 2

Valores de Compacidad

Kc	Valores de Compacidad	
	Tipo de Compacidad	
0.01-1.25	Redonda	Oval Redonda
1.25-1.50	De Oval Redonda	Oval Oblonga
1.50-1.75	De Oval Oblonga	a Rectangular

Fuente: (Hidrología, 2008, Villón Béjar, p. 74)

2.2.11.5. Histograma de frecuencia de altitudes

Es el porcentaje de cada área entre curvas de nivel, del total del área de la cuenca, (Ordoñez, 2011, p. 21)

2.2.11.6. Curva hipsométrica

La curva hipsométrica indica el porcentaje de área acumulado por encima de cada cota de la cuenca, (Ordoñez, 2011, p. 22)

2.2.11.7. Rectángulo equivalente

Es la representación heterogénea, en forma de un rectángulo, que tiene la misma área y perímetro de la cuenca de estudio. (Ordoñez, 2011, p. 23)

$$\text{Lado Mayor } L = \frac{k\sqrt{A}}{1.12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc}\right)^2} \right) \quad (2.7)$$

$$\text{Lado menor } l = \frac{k\sqrt{A}}{1.12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc}\right)^2} \right) \quad (2.8)$$

A = Área de la Cuenca Kc = Índice de compacidad

2.2.11.8. Factor de forma de Horton (Kf)

$$\frac{l}{L} = \frac{A}{L^2} \quad (2.9)$$

L = Lado mayor l = Lado menor

2.2.11.9. Pendiente del cauce (Se):

Taylor y Schwartz sostienen el cálculo de la pendiente por medio de tramos como la de un canal de sección transversal, cada tramo tiene una pendiente uniforme, (Villón Béjar, 2011, p. 54)

$$S = \left(\frac{n}{\sqrt{s_1} + \sqrt{s_2} + \dots + \sqrt{s_n}} \right)^2 \quad (2.10)$$

S_n = Pendiente de cada tramo

H_m = Altitud mínimo del río n = número de tramos

2.2.11.10. Densidad de drenaje (Dd)

Es la relación de la longitud total de los afluentes entre la superficie de la cuenca

$$D_d = \frac{L}{A} \quad (2.11)$$

L = longitud total de los afluentes (km)

2.2.11.11. Tiempo de concentración (Tc)

Es el tiempo en que transcurre para que todos los puntos aporten agua, al mismo punto de Interés o salida de la cuenca.

$$t_c = \left(\frac{0.871 \times L^3}{H} \right)^{0.385} \quad (2.12)$$

H : desnivel de la cuenca (m). L : longitud del cauce más largo (Km).

2.2.11.12. Pendiente de la cuenca (S)

Esta guarda relación con parámetros topográficos, controla el tiempo de concentración y tiempo de escurrimiento, (Villón, 2011, p. 53).

$$S = \frac{H}{L} \quad (2.13)$$

L = lado mayor del rectángulo (km) H = desnivel total (cota máxima – en km)

2.2.11.13. Caudal máximo para las obras de captación

2.2.11.13.1. Método Gumbel

$$Q_{\max} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (\bar{Y}_N - \ln T) \quad (2.14)$$

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (Q_i^2 - N Q_m^2)}{N-1}} \quad (2.15)$$

Q_{\max} = Caudal Máximo N = años de registro

Q_i = Máximos Caudales registrados $Q_m = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N}$ = Caudal Promedio m^3/s

\bar{Y}_N = Constantes función del número de años

σ_Q = Desviación estándar de los caudales

2.2.11.13.2. Método de Log de Pearson

$$\text{Media: } X = \frac{\sum x}{n} \quad (2.16)$$

$$\text{Desviación Estándar: } s_x = \sqrt{\frac{\sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{n}}{n-1}} \quad (2.17)$$

$$\text{coeficiente de asimetría: } G = \frac{n^2 \sum x^3 - 3n(\sum x)(\sum x)^2 + 2(\sum x)^3}{n(n-1)(n-2)s_x^3} \quad (2.18)$$

$$\text{límites de confianza: } \log [CL (Q_T)] = \log Q_T \pm \frac{F \delta_s}{\sqrt{n}} \quad (2.19)$$

F = factor de frecuencia para la distribución normal para el nivel de probabilidad selecciona

σ = Parámetro para determinar error estándar de una distribución logarítmica de Pearson

S = Desviación estándar de logaritmo de flujos en base 10

2.2.11.14. Balance hídrico

Volumen disponible entre la oferta y demanda, de la fuente hídrica.

2.2.12. Diseño topográfico

El estudio topográfico, es el reconocimiento del terreno para obtener los datos de elevación, pendientes, coordenadas y así elaborar un plano que registre estas características, para las siguientes finalidades:

- Calcula áreas de acuerdo al Proyecto.
- De acuerdo, al tipo de instrumentos topográficos, obtendremos mejores resultados y con menos errores.
- Determinar el punto de captación para realizar el levantamiento topográfico, (Arias Canales, 1983, p. 45)



Figura 1

Ubicación del Proyecto.

Fuente: Google Earth Pro, 2023

2.2.13. Estudio hidráulico

2.2.13.1. Desarenador

2.2.13.1.1. Velocidad del flujo v en el tanque

$$V = a * \sqrt{d} \quad (2.20)$$

2.2.13.1.2. Velocidad de caída w

Utilizaremos el monograma de Arkhagelski, para calcular w (cm/s) depende del diámetro de partículas.

2.2.13.1.3. Ancho del desarenador(b)

$$Q = b * h * v_b = Q(h * v) \quad (2.21)$$

v : velocidad de caída m/s

Q : Caudal de diseño en m³/s

h : altura del desarenador m

La profundidad del desarenador: 1.00 m a 3.00 m.

2.2.13.1.4. Longitud del desarenador

$$L = (h * v) / w \quad (2.22)$$

2.2.13.2. Línea de conducción

La velocidad mínima no debe ser menor a 0,60 m/s. y ni mayor de 3 m/s, pudiendo alcanzar los 5 m/s, el caudal de diseño es el Caudal Máximo Diario, (Jiménez, 2009, p.

$$89). Q = 0.0004264 * C * D^{2.64} * hf^{0.54} \quad (2.23)$$

Q = caudal maximo diario (l/s)

d = diámetro (pulg)

c = coef. de fricción

hf = pérdida de carga por tramo

Tabla 3

Coefficientes ¹⁶ de Fricción del Tipo de Material de la Tubería

Tipo de Tubería	C
Acero sin costura	120
Acero soldado en espiral	100
Cobre sin costura	150
Concreto	110
Fibra de Vidrio	150
Hierro fundido	100
Hierro Fundido con revestimiento	140
Hierro galvanizado	100
Polietileno, Abesto Cemento	140
Poli(cloruro de vinilo)(PVC)	150

¹ Fuente: Reglamento nacional de Edificaciones, norma OS: 010

⁵ 2.2.13.2.1. Cámara rompe presión para línea de conducción

Se utilizan ^{en} líneas de conducción para reducir la presión en las tuberías, se colocan a cada 50 m de desnivel, (Norma Técnica de diseño, 2018, p.82).

⁴ 2.2.13.2.2. Válvula de aire

Se ubican en los puntos más altos, para la expulsión constante ^{de} aire ^{que se} encuentran en las tuberías, (Norma Técnica de diseño, 2018, p.85).

⁴ 2.2.13.2.3. Válvula de purga

Son utilizados ^{en} las zonas bajas de la línea de conducción, para la expulsión ^{de} sedimentos ^{que se} encuentran en la tubería, (Norma Técnica de diseño, 2018, p.87).

2.2.13.3. Estación de bombeo.

Estructuras mecánicas, electromecánicas, su función es llevar un caudal deseado desde una cota inferior a otra menor, debido a la falta de presión, es necesario el uso de bombas para transportar el líquido. (Asunción, 2018, p.87).

⁵ 2.2.13.4. Planta de tratamiento de agua potable (PTAP)

Sirve ^{para} el procesamiento del agua captada del río, los componentes, trabajan independientemente, pero, el proceso es en conjunto, a través, de un procesamiento físico y químico, y la selección adecuada ^{de} las estructuras ^{que} lo componen, ^{depende} mucho ^{de} la calidad del agua, (Norma Técnica de diseño, 2018, p.89).

2.2.13.5. Reservorio

El ^{volumen} debe satisfacer la demanda, de la población en horas de mayor consumo, ^{La} regulación debe ser del 25% de la demanda diaria promedio anual (Qp), el volumen ^{contra} incendios, considerar de acuerdo a la población, y volumen de Reserva, todos estos, nos dan el volumen total, (Saneamiento Ambiental, 2015, p.18).

2.2.13.6. Línea de aducción

Diseñada para conducir el Caudal Máximo Horario, y debe evitarse pendientes menores de 0.50%, para q no ocurra acumulación de sedimentos, y mayores de 30%, para no generar velocidades mayores de 3.00 m/s. (Norma Técnica de diseño, 2018, p. 124)

La carga estática debe ser menor o igual 50 m, y la carga dinámica mínima de 5 m, el diámetro mínimo es de 25 mm (1"), considerar velocidades entre 0,6 m/s y máxima de 3,0 m/s, casos excepcionales hasta 5 m/s. (Saneamiento Ambiental, 2018, p.125)

2.2.13.6.1. La línea gradiente hidráulica (L.G.H.)

Se debe a la pérdida energética, debido a la tubería o accesorios, esta línea nunca debe interceptarse con el nivel del terreno, ya que generaría presiones negativas, a lo cual no dejaría que el agua llegue a los domicilios, (Norma Técnica de diseño, 2018, p.125).

2.2.13.6.2. Para el cálculo de la pérdida de carga unitaria (hf)

$$H_f = 10.674 \times \frac{Q^{1.852}}{C^{1.852} \times D^{4.86}} \times L \quad (2.24)$$

Hf: pérdida de carga continua (m)

Q: caudal en (m³/s)

D: diámetro interior en m (ID)

L: longitud del tramo (m)

C: coeficiente de Hazen Williams (adimensional)

2.2.13.7. Redes de distribución

Se encarga de llevar el agua a todos los domicilios del área del proyecto, diseñada para el máximo horario (Q_{mh}), (Norma Técnica de diseño: opciones tecnológicas para sistemas de saneamiento en el ámbito rural, 2018, p.127). Diámetro mínimo para redes cerradas: 25 mm (1"), en redes abiertas es 20 mm (¾")

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \quad (2.25)$$

2.2.13.8. Presiones de servicio.

La presión mínima de servicio en cualquier punto de la red o línea de alimentación de agua no debe ser menor de 5 m.c.a, la presión estática no debe ser mayor de 60 m.c.a. (Norma Técnica de diseño: opciones tecnológicas para sistemas de saneamiento en el ámbito rural, 2018, p.127).

2.2.13.9. Conexión domiciliaria.

Se ubica en la parte delantera del terreno, se utiliza tuberías de diámetro mínimo de 15 mm (1/2"), la conexión predial, se conecta a la tubería de la calle, y se utiliza un regulador o medidor, para la facturación mensual, (Norma Técnica de diseño: opciones tecnológicas para sistemas de saneamiento en el ámbito rural, 2018, p.134).

2.2.14. Estudio Geotécnico

2.2.14.1. Contenido de Humedad

Se determina la cantidad de agua con el peso seco, (Bowles, 1981, p. 11).

$$W = \frac{W_w}{W_s} \times 100\% \quad (2.26)$$

W_w = peso de agua en gramos W_s = peso de los sólidos en el suelo.

2.2.14.2. Análisis Granulométrico

Consiste en pasar el suelo por un juego de tamices lo cual es representado por un gráfico semilogarítmico formado por abscisas (log. De diámetro) y ordenadas (porcentaje de peso de los granos, (Terzaghi, 1972, p.18)

2.2.14.3. Limite Liquido (L.L.)

En la copa de Casagrande colocar la muestra, con ritmo de dos golpes por minuto, hasta llegar a los 25 golpes generados mediante la cápsula de bronce, (Duque, 2002, p. 34)

2.2.14.4. Limite Plástico (L.P.)

Es el contenido de humedad más bajo del suelo, se hace rodados sobre una hoja de papel totalmente seca o placa de vidrio para acelerar la pérdida de humedad del material, (Badillo, 2005, p. 133).

2.2.14.5. Clasificación de Suelos

2.2.14.5.1. Sistema de Clasificación AASHTO

El suelo se clasifica en siete grupos, de A-I a A-VII, según la forma de partículas como: Arcilla y limo que pasa por la malla núm. 200, grava por una malla de 75 mm y arena por malla #10

- **Plasticidad:** aplica para fracciones finos del suelo con un índice de plasticidad ≤ 10 para este material limoso

2.2.14.5.2. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

- Los suelos finos pasan por la malla # 200. El limo inorgánico utiliza el prefijo (M), arcillas inorgánicas (C), arcilla orgánica (O) mientras que para otros suelos orgánicos o turbas se utiliza el símbolo (Pt).

- Los suelos de grano grueso comienzan con suelo con grava (G) o suelo arenoso (S)

Se basa en la siguiente información:

- a. Fracción de arena que entra la malla # 4 y retenida en la malla # 200 (0.075 mm).
- b. Fracción retenida por la malla # 4 (4.75 mm) al pasar la malla # 3" (76.2 mm), Índice de plasticidad o limite líquido de malla # 40.

3 CAPITULO III

MATERIALES Y METODOS

3.1. Ámbito y condiciones de la investigación

3.1.1 Ubicación Política

El proyecto se desarrollará políticamente

País : Perú

Departamento : San Martín

Provincia : San Martín

Distrito : Morales

Sectores : Codo Achual, Ramada, Planicie y Santa Lucia



Figura 2

Ubicación de la región San Martín en el Perú.

Fuente: Adaptado de Región San Martín una ventana para el mundo, de Edson, 2015, (blogdenaomiyely.blogspot.com)

El Proyecto se encuentra ubicado a la margen derecha del río Cumbaza, cuenta con accesos, por el norte la carretera Fernando Belaunde Terry tramo Moyobamba - Tarapoto y por el sur los puentes Samaniego, Vado, Atumpampa.

3.1.2 Ubicación Geográfica

Este proyecto políticamente está situado en la región Nor-Oriente del Perú, localidad de Morales, Distrito de Morales, Provincia de San Martín y ubicada geográficamente entre los paralelos: "meridiano" "76° 25' 1.92" y "76° 22' 52.72" "longitud oeste" y "06°18' 12.96" y "06°30' 18.72" "hemisferio sur" "latitud sur" (Huso 18) Altitud: 297.00 m.s.n.m.



Figura 3

Área de Influencia del Proyecto de Tesis

Fuente: Adaptado de Google Earth Pro, 2023

Acceso

Se accede desde Morales, por el puente Cumbaza llegando al ovalo del soldado, toda esa área hasta el ovalo de la vía de Evitamiento en el Km 1, donde será el estudio para las redes de distribución, la zona para el área donde será ubicado las obras de captación, línea de conducción se encuentran, rumbo al este, en la localidad de San Roque, se llega a través de una carretera (Morales-San Antonio) ingresando hacia la derecha del ovalo del Soldado.

Clima, altitud, topografía, suelo y sismología

La temperatura actual es de 25.3°C y varía siempre entre las variables “0.6°C” hasta una magnitud física de “0.8°C”.

Topografía

La topografía del distrito de Morales de esta zona es ondulada, irregular y accidentada en la zona más alta y riberas de los ríos.

Sismología

El distrito de Morales está en la zona II de sismicidad “Reglamento Nacional de Edificaciones E-030”.

Factores naturales

Humedad Relativa: 75% - 90%

Estaciones: poca variación.

Precipitación media anual: especialmente es de 1, 596 mm.

Caudal del Rio Cumbaza: los registros de Dirección Zonal 9 – INDECI ocurridos en los últimos años en un lapso de 10 horas es “0.65 m a 5.70 m”; de (2.065 m3/s) paso (10,75 m3/s).

Altitud

El proyecto de tesis se desarrollará en una altitud promedio de 297 msnm.

Suelo

De los resultados del laboratorio deducimos que el suelo es un suelo arenoso, arcilloso y limoso, con presencia de suelo orgánico.

Desarrollo urbano y vivienda

Las viviendas son de techo aligerado y material noble para los procesos de construcción en zonas urbanas, y en las zonas alejadas son fabricadas de techo de calamina y madera. Estos sectores usan letrinas lo cual son perjudiciales para la salud y medioambiente ya que no cuentan con servicios de desagüe.

Actividad económica

El rol fundamental en estos sectores del distrito Morales como agropecuaria, transporte y comercio ocupa el 49.28% de moradores activos que ha originado fenómenos migratorios de diferentes culturas y clases sociales generalmente gran población andina, además cuenta con sistemas de riego que permite la siembra de arroz, plátano y caminos que permiten el transporte de sus productos al distrito de Tarapoto, (Plan de Desarrollo Concertado del Distrito de Morales, 2014, p. 43).

Educación

Se desarrolla en los (4) niveles: inicial, primaria, secundaria y universitaria contando con infraestructura inapropiada y equipamiento desactualizada, ya que las necesidades de seguir avanzando en la institución educativa, debe llevarse de la mano de la tecnología y nuevos métodos de desarrollo de aprendizaje, que mejoren la calidad de los estudiantes, para competir a nivel nacional.

2

3.1.3 Periodo de ejecución

El proyecto de investigación se aprobó con Resolución N° 001 – 2021 – UNSM/FICA – D - NLU 04 de enero del 2021 , con título “Evaluación del sistema de abastecimiento de agua potable con fines de mejoramiento de la calidad del agua del margen derecho del río Cumbaza de los sectores: Codo Achual, Ramada, Planicie y Santa Lucia - Morales” , Pero se cambió el título “ Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable: Sector Codo Achual, Ramada, Planicie y Santa Lucia, distrito de Morales” con resolución 050-2021-UNSM/FICA-D-NLU de fecha 30 de abril de 2021 . A partir de marzo del 2022 se inicia el proyecto con culminación de enero del 2023, por lo que se solicita una ampliación aprobada con Resolución, N° 032-2023-UNSM/FICA-D-NLU Morales, 13 de marzo de 2023 contados a partir del 05 de enero del 2023 y que vence el 05 de julio del 2023, se concluyó el proyecto de tesis antes de plazo estipulado.

3.1.4 Autorizaciones y Permisos

Se solicitó permiso para el ingreso al laboratorio de suelos a decanatura de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura para realizar los siguientes ensayos: Contenido de humedad, límites de Atterberg, granulometría, corte directo residual, otorgándonos una constancia de realización de ensayos, (anexo 03), firmada por el Ing. M.Sc. Enrique Napoleón Martínez Quiroz. Jefe del laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos.

3.1.5 Control Ambiental y protocolos de Bioseguridad

Al realizar el proceso de la ejecución de tesis, se tubo consideración por la flora y fauna presente en la cuenca, tratando de que el impacto sea lo más mínimo dentro del desarrollo, como levantamiento topográfico, tratando de no arrojar desechos plásticos u otros que afecten al ecosistema.

3.1.6 Aplicación de principios éticos Internacionales

Los tesistas manifiestan que acataron los principios éticos en nuestro proyecto, especialmente nuestra intervención en este proyecto dará resultados en las futuras generaciones venideras, respetando la flora y fauna interviniendo en beneficio de nuestro ecosistema. El control de similitud se hizo a través del software TURNITIN, aplicando la cultura del no plagio.

3.2. Sistemas de Variables

3.2.1 Variable Principal

3.2.1.1 Variable Independiente

Estudios de ingeniería para el diseño del sistema de agua potable de los sectores: Codo Achual, Ramada, Planicie y Santa Lucia

3.2.1.2 Variable Dependiente

Sistema de abastecimiento de los sectores: Codo Achual, Ramada, Planicie y Santa Lucia.

3.2.1.3 Operacionalización de variables dependientes

Tabla 4

Descripción de la Variable por Objetivo específico

Objetivo específico №1: Identificar fuente principal, la calidad y el punto de captación para el sistema de abastecimiento.

Variable Abstracta	Variable Concreta	Medio de Registro	Unidad de medida
Características del terreno para la captación	Emplazamiento del terreno Accesibilidad Panel fotográfico	Visita de Campo y fotografías	nominal
Características físicas y químicas del Agua	Temperatura Coliformes Sólidos disueltos	Ensayo de laboratorio de las muestras	C° nmp/100 ml mg/l

Objetivo específico № 2: Determinar la cantidad de población futura y variaciones de consumo para el año 2042.

Variable Abstracta	Variable Concreta	Medio de Registro	Unidad de medida
Parámetros de diseño para el año 2042	Población futura	Método aritmético	habitantes
	Variaciones de consumo	Método geométrico	habitantes
		Caudal promedio diario	l/s
		Caudal Máximo Diario	l/s
		Caudal Máximo Horario	l/s

Objetivo específico № 3: Realizar el estudio hidrológico hasta el punto de captación del sistema de abastecimiento.

Variable Abstracta	Variable Concreta	Medio de Registro	Unidad de medida
Estudio Hidrológico	Parámetros Geomorfológicos de la cuenca	Diseño de cuenca hidrológica	km ²
	Máximas Avenidas Oferta y demanda hídrica	Análisis de Caudales Máximos	m ³ /s
	Oferta y demanda	Análisis de caudales promedios mensuales del río en el punto de interés	m ³ /s

Objetivo específico № 4: Realizar los estudios topográficos, hidráulicos, geotécnicos y estructural para el sistema de abastecimiento de los sectores: Codo Actual, Planicie y Santa Lucia, distrito de Morales.

Variable Abstracta	Variable Concreta	Medio de Registro	Unidad de medida
Análisis topográfico	Levantamiento a curvas de nivel	Puntos topográficos (UTM)	m.s.n.m
	Modelo digital de superficie de zona a intervenir.	Diseño en Civil 3d 2020	m ²
Estudio Hidráulico	Diseño Hidráulico de la bocatoma, línea de conducción, planta de tratamiento, línea de aducción y redes de distribución.	Caudal de diseño	l/s
		Presión mínima y máxima	m.c.a
		Diámetro de tubería	mm
		Velocidades	m/s
		Coef de Manning	Adimensional
Estudio Geotécnico	Granulometría Humedad Límites de consistencia Corte Directo	Línea gradiente	m.s.n.m
		Estudio de Granulometría	%
		Estudio de Humedad	%
		Límite plástico	%
Diseño Estructural de Concreto Armado	Diseño de concreto armado	Límite de liquido	%
		Capacidad portante	Kg/cm ²
		Diseño en SAP2000. V23	tn.m
		Diseño de acero	cm ²

Fuente: Elaboración Propia

3.2.2 Variables secundarias

Topografía

El distrito de Morales en la parte baja presenta una topografía plana sin la presencia de pendientes pronunciadas, a diferencia de la zona que se encuentra del óvalo como quien ir a los distritos de San Antonio, presentan una topografía sinuosa y de mucha pendiente.

Geotecnia

En toda el área de estudio los suelos mayormente son arcillosos limosos, en el primer extracto del suelo se observa la presencia de raíces y con una resistencia al corte de regular a buena.

Precipitación

La precipitación media anual para el clima de Morales oscila entre 1000 y 1400 mm, con una media de 1213 mm, la mayor cantidad de lluvia cae entre abril con una precipitación promedia de 140.29 mm y en el mes de julio se observa una precipitación mínima de 55.43 mm.

Hidráulica

El proyecto a desarrollarse se ubicará en la parte alta de la cuenca, donde se producen el 60% de las precipitaciones de la cuenca, también se considerará la bocatoma en la parte alta para almacenar la fuente de abastecimiento de agua a todos los sectores, se plantea que la bocatoma sea la captación, y se considera un diámetro óptimo para la línea de conducción diseñada por el método de Hazen & Williams, además de considerar las normas técnicas peruanas, para todas las estructuras de estudio.

Estructural

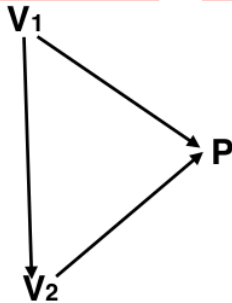
Se diseño todos los sistemas de almacenamiento y tratamiento para las condiciones sísmicas de todas las estructuras debido al agua produce su movimiento dinámico, en estructuras relacionadas con el agua.

3.3. Procedimientos de la investigación

El tipo de investigación es aplicada, se identifica porque en el proceso de ejecución se hace la utilización de conocimientos adquiridos, a través de sistematizar procesos, con un nivel de investigación descriptiva.

La Población del proyecto de tesis son los sistemas de agua potable de la región de San Martín y la muestra es el sistema de abastecimiento de agua potable de los sectores: Codo Achual, Ramada, Planicie y Santa Lucia.

El tipo de diseño es ³⁷ no experimental es aquella que se realiza sin manipular deliberadamente las variables independientes.



Donde:

V1: Estudios de ingeniería para el ⁵ diseño del Sistema de Abastecimiento de agua potable.

V2: Sistema de agua potable.

P: Diseño del sistema de abastecimiento de los sectores: Codo Achual, Ramada, Planicie y Santa Lucía.

3.3.1 Actividades del Objetivo específico 01: Identificar fuente principal, la calidad y el punto ¹ de captación para el sistema de abastecimiento.

Actividad 01: Para la elección de la fuente, se tomará las condiciones de accesibilidad y cercanía, dentro del área del proyecto de tesis, en este caso se eligió el Río Cumbaza, por estar cerca a los sectores de estudio.



Figura 4
Ubicación de la captación en el río Cumbaza.
Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Actividad 02: para obtener la ubicación de los puntos de referencia para la captación, se realizan la toma de 2 puntos, donde podría ser un lugar, que se adecue al proyecto del sistema de agua potable por gravedad y una zona que no sea inundable debido a las máximas avenidas.

Tabla 5

Coordenadas UTM del punto de captación, zona 18S

Coordenadas	Norte	Este	Altitud (m.s.n.m)
Punto 01	9293694.4561	339630.2541	782.34
Punto 02	9293684.3452	339628.5487	782.65

Fuente: Desarrollado por los autores, (2023).

Actividad 03: La recolección de muestras para ser llevadas a laboratorio para conocer la calidad del agua, evaluado por un profesional para su análisis físico, químico y bacteriológico, que se pueden ver en la tabla 40, para determinar la correcta elección de los componentes de la planta de tratamiento.



Figura 5

Recolección de muestra para Laboratorio.

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

3.3.2 Actividades del Objetivo específico 02: Determinar la cantidad de población futura y variaciones de consumo para el año 2042.

Actividad 1: A través de la información del formato N°7-A del Programa de Inversiones "Invierte.pe", con código de SNIP 2487565, se pudo acceder a información de la población inicial y la tasa de crecimiento, de estos sectores.

Población en el año 2020 = 5019 habitantes, según data.

Actividad 02: Cálculo de la población futura por el método aritmético

$$Pf = P_0 \times \left(1 + \frac{r * (t - t_0)}{100}\right) \quad (3.1)$$

Pf: Población final to: tiempo actual

Po: Población inicial r: Razón de crecimiento = 3.42 % (INEI)

t: tiempo para el diseño futuro

$$Pf = 5019 \times \left(1 + \frac{3.42 * (22)}{100}\right) = 8796 \text{ personas} \quad (3.2)$$

Actividad 03: Cálculo de la población futura por el método geométrico.

$$Pf = P_0 \times \left(1 + \frac{r}{100}\right)^{t-t_0} \quad (3.3)$$

$$Pf = 5019 \times \left(1 + \frac{3.42}{100}\right)^{22} = 10518 \text{ personas} \quad (3.4)$$

De los dos métodos tomaremos el valor promedio, el cual salió 9657 personas.

Actividad 04: Cálculo del caudal de diseño

Cálculo del caudal promedio diario anual – Viviendas (Q p.1)

Dotación = 220 l./hab./día.

$$Q_{p1} = \frac{P_f \times \text{Dotación}}{86400} \text{ en l/s}$$

Pf = Población futura.

D = Dotación en litros/ habitantes - día.

$$Q_{p.1} = \frac{9657 \times 220}{86400} = 24.59 \text{ l/s} \quad (3.5)$$

Cálculo del caudal promedio diario anual – Alumnos (Q p.2)

Dotación para las instituciones educativas = 20 L/alum/día

Tabla 6

Número de Alumnos en el Área del Proyecto

Instituciones Educativas	# de Alumnos
I.E Primaria N° 0529	8
I.E Primaria N° 0608	15
I.E Inicial N° 0487	83
I.E Secundaria Militar Andrés Avelino Cáceres	213
I.E Superior Ciro Alegría	1078
I.E Secundaria Mariano Melgar	33
I.E Inicial Las Pampas de Morales	7
Total	1437

Fuente: ESCALE Estadística de la Calidad de Educación-MINEDU

Caudal promedio diario anual

$$Q_{p.2} = \frac{N^{\circ} \text{Alum.} \times D}{86400} \text{ (l/s)} \quad (3.6)$$

$$Q_{p.2} = \frac{1437 \times 20}{86400} = 0.33 \text{ l/s} \quad (3.7)$$

$$Q_{p(\text{Total})} = Q_{p1} + Q_{p2} \quad (3.8)$$

$$Q_{p(\text{Total})} = 24.59 + 0.33 = 24.92 \text{ l/s} \quad (3.9)$$

Actividad 05. Cálculo del caudal máximo diario (Q.m.d) y máximo horario (Q.m.h.)

Caudal máximo diario (Q.m.d)

$$Q_{m.d.} = Q_{p.} \times k1 \quad (3.10)$$

$$Q_{m.d.} = 24.92 \times 1.30 = 32.39 \text{ l/s} \quad (3.11)$$

Caudal máximo horario (Q.m.h)

$$Q_{m.h.} = Q_{p.} \times k2 \quad (3.12)$$

$$Q_{m.h.} = 24.92 \times 1.80 = 44.86 \text{ l/s} \quad (3.13)$$

3.3.3 Actividades del Objetivo específico 03: Realizar el estudio hidrológico hasta el punto de captación del sistema de abastecimiento.

Actividad 1: Se realizó, la delimitación de la cuenca a través del programa Civil 3D-2020, desde la parte más alta hasta nuestro punto de captación (Plano A-1).

Área total de la cuenca = 49.79 Km²

Perímetro de la cuenca = 28.66 Km

Cuadro de áreas parciales y acumulados según la altitud.

Con el Software Civil 3D-2020 obtenemos el Área entre curvas de nivel.

Tabla 7

Áreas Parciales y Acumuladas de la Curva Hipsométrica

Altitud m.s.n.m.	Áreas Parciales		Áreas Acumuladas			
	Km2	(%)	Por debajo		Por encima	
			(KM2)	(%)	KM2	(%)
794.99	0.00	0.00	0.00	0.00	49.79	100.00
800	1.64	3.29	1.64	3.29	48.15	96.71
900	2.24	4.50	3.88	7.79	45.91	92.21
1000	4.14	8.31	8.02	16.11	41.77	83.89
1100	4.24	8.52	12.26	24.62	37.53	75.38
1200	4.98	10.00	17.24	34.62	32.55	65.38
1300	4.87	9.78	22.11	44.40	27.68	55.60
1400	6.27	12.59	28.38	57.00	21.41	43.00
1500	7.19	14.44	35.57	71.44	14.22	28.56
1600	7.82	15.70	43.39	87.14	6.41	12.86
1700	5.63	11.30	49.01	98.43	0.78	1.57
1800	0.78	1.57	49.79	100.00	0.00	0.00
Total	49.90	100.00				

Fuente: Desarrollado por los autores, (2023).

Índice de compacidad o coeficiente de Gravelious (Kc).

$$K = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{A}} = 0.28 * \frac{28.66}{\sqrt{49.79}} = 1.15 \quad (3.14)$$

La variable K esta entre el rango 0.01-1.25, la cuenca, será Redonda o Oval Redonda

Cálculo de la curva hipsométrica

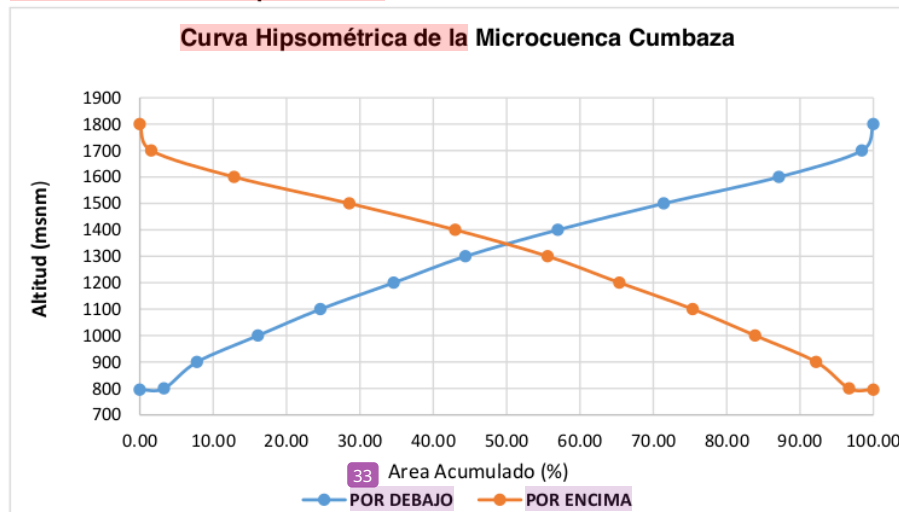


Figura 6

Curva Hipsométrica de la Microcuenca Cumbaza

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Cálculo de la Altitud Mediana al 50%

$$\frac{1300 - 1400}{44.40 - 57.00} = \frac{x - 1300}{50 - 44.40}$$

Altitud Mediana = 1344.44 msnm

47

Cálculo de la altitud media ponderada.

Tabla 8

Áreas parciales entre curvas de nivel

Ai	ci (altitud media)	ai*ci
1.64	797.5	1307.89
2.24	850.0	1904.00
4.14	950.0	3933.00
4.24	1050.0	4452.00
4.98	1150.0	5727.00
4.87	1250.0	6087.50
6.27	1350.0	8464.50
7.19	1450.0	10428.40
7.82	1550.0	12114.29
5.63	1650.0	9282.65
0.78	1750.0	1365.00
Total	Σ	65066.22

Fuente: Desarrollado por los autores, (2023).

$$H = \frac{65066.22}{49.79} = 1306.72 \text{ m. s. n. m}$$

35

Cálculo del polígono de frecuencia de áreas parciales.

Tabla 9

Áreas Parciales (%) entre las curvas de nivel

Cota (msnm)	A. Parcial (%)
800.00	3.29
900.00	4.50
1000.00	8.31
1100.00	8.52
1200.00	10.00
1300.00	9.78
1400.00	12.59
1500.00	14.44
1600.00	15.70
1700.00	11.30
1800.00	1.57
Total	100

Fuente: Desarrollado por los autores, (2023)

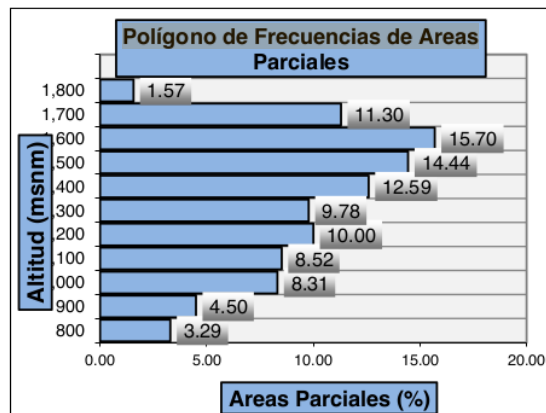
22

Cálculo de la altitud media simple.

$$H = \frac{CM + Cm}{2} = \frac{1800.00 + 794.99}{2} = 1297.50 \text{ m. s. n. m}$$

1

Cálculo del rectángulo equivalente.



Lado Mayor

$$L = \frac{k\sqrt{A}}{1.12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc} \right)^2} \right) = 7.219(1 + 0.211) = 8.74 \text{ m} \quad (3.15)$$

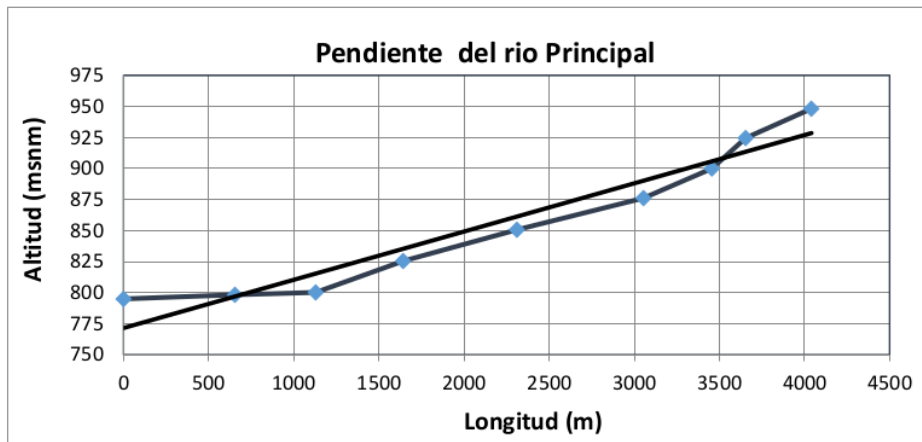
Lado menor

$$l = \frac{k\sqrt{A}}{1.12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc} \right)^2} \right) = 7.219(1 - 0.211) = 5.69 \text{ m} \quad (3.16)$$

Cálculo del factor forma

$$F_f = \frac{l}{L} = \frac{A}{L^2} = \frac{49.79}{8.74^2} = 0.65 \quad (3.17)$$

La cuenca tiene una forma ensanchada

Perfil longitudinal del río**Figura 7**

Pendiente del Río.

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Tabla 10

33

Progresivas del Perfil del Río

Progresiva	Long. (m)	Long Acum (m)	Cota	Desnivel	S	1/(S)^0.5
00+00.00	0.00	0.00	794.94			
06+54.57	654.57	654.57	798.28	3.34	0.0042	15.4598
11+28.78	474.21	1128.78	800.2	1.92	0.0024	20.4150
16+42.58	513.80	1642.58	825.45	25.25	0.0306	5.7176
23+10.71	668.13	2310.71	850.70	25.25	0.0297	5.8044
30+54.23	743.52	3054.23	876.24	25.54	0.0291	5.8573
34+55.89	401.66	3455.89	900.04	23.80	0.0264	6.1495
36+54.23	198.34	3654.23	924.56	24.52	0.0265	6.1406
40+40.51	386.28	4040.51	948.24	23.68	0.0250	6.3280
Total	4040.51					71.8723

Fuente: Desarrollado por los autores, (2023)

$$S = \left(\frac{8}{71.8723} \right)^2 \quad (3.18)$$

S = 1.24 % (Segun Taylor y Schwartz)

Cálculo de la densidad de drenaje

$$D_d = \frac{L}{A} = \frac{4.04 + 3.72}{49.79} = 0.16 \quad (3.19)$$

L = Longitud del cauce principal = 4.04 km

L1 = Longitud de cauces aportantes

Longitud lado izquierdo = 3.72 km

Cálculo del tiempo de concentración (Tc), según Kirpich

$$t_c = \left(\frac{0.871 \times 4.04^3}{1000} \right)^{0.385} = 0.81 \text{ horas} = 48.60 \text{ minutos} \quad (3.20)$$

Cálculo de la pendiente de la cuenca

Tabla 11

Pendiente de la cuenca por el Método Alvord

Cota (m.s.n.m)	longitud(m.)
800	1006.86
900	992.95
1000	497.56
1100	205.89
1200	301.28
1300	176.79
1400	301.22
1500	320.48
1600	580.16
1700	101.34
1800	334.57
Total $\sum_{i=1}^n L_i$	4818.7196 m

Fuente: Desarrollado por los autores, (2023)

$$SC = \frac{D}{A} \times \sum_{i=1}^n L_i \quad (3.21)$$

L_i = Longitud de la curva de nivel "i"

D = Desnivel entre 2 curvas de nivel

A = Área total de la cuenca

$$Sc \% = \frac{0.1 \text{ km}}{49.79 \text{ km}^2} \times 4.187196 \text{ km} = 0.0874 = 8.74 \% \quad (3.22)$$

La pendiente de la cuenca es de 8.74%

Actividad 02. Cálculo de los Precipitaciones medios para la cuenca Cumbaza en este caso, utilizamos los datos que nos proporcionó el SENAMHI, y lo comenzamos a trabajar en el programa de Excel 2013, las estaciones a trabajar son: San Antonio, Tarapoto, Porvenir.

Tabla 12

Precipitaciones mensuales Estación san Antonio

AÑO	PRECIPITACION TOTAL EN (mm)												TOTAL
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
2001	133.51	147.71	235.00	417.10	316.70	106.71	231.10	77.81	167.00	232.40	109.10	286.80	2460.94
2002	54.50	182.50	136.50	183.90	135.40	59.10	269.10	36.10	49.80	190.00	144.30	178.60	1619.80
2003	179.90	173.40	358.00	244.80	174.30	178.90	90.10	86.70	120.80	133.70	158.60	321.00	2220.20
2004	76.10	205.51	203.50	92.50	187.00	185.70	187.30	171.10	109.60	252.70	210.00	79.50	1960.51
2005	76.00	354.50	250.50	268.90	91.60	131.40	88.70	19.01	117.10	227.10	221.90	63.60	1910.31
2006	246.70	178.10	181.10	150.10	119.30	189.10	112.80	81.90	110.10	223.50	140.70	99.30	1832.70
2007	185.00	12.50	278.10	373.40	243.70	26.21	138.50	63.30	166.60	153.42	209.40	93.90	1944.03
2008	87.80	197.80	154.60	105.80	117.10	164.30	78.30	75.60	248.90	152.00	114.90	75.20	1572.30
2009	178.70	243.10	189.30	321.20	218.10	157.50	83.30	194.40	158.70	118.70	175.70	160.50	2199.20
2010	99.70	171.00	127.80	299.10	144.10	111.40	45.70	55.80	50.80	140.00	135.30	133.00	1513.70
2011	117.60	72.40	259.10	167.80	214.30	223.80	137.20	65.60	165.00	230.00	390.50	176.70	2220.00
2012	220.80	83.80	266.60	264.70	140.80	92.70	73.40	34.20	99.10	183.00	121.20	254.20	1834.50
2013	222.50	168.90	235.80	152.20	235.20	123.20	94.20	126.20	177.30	103.70	225.00	139.00	2003.20
Prom.	144.52	168.56	221.22	233.96	179.82	134.62	125.36	83.67	133.91	180.02	181.28	158.56	1945.49
Máx.	246.70	354.50	358.00	417.10	316.70	223.80	269.10	194.40	248.90	252.70	390.50	321.00	-----
Mín.	54.50	12.50	127.80	92.50	91.60	26.21	45.70	19.01	49.80	103.70	109.10	63.60	-----

Fuente: SENAMHI

Tabla 13

1 Precipitaciones mensuales Estación **Tarapoto**

AÑO	PRECIPITACION TOTAL EN (mm)												
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGOS	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1999	231.40	163.40	194.90	69.800	220.100	70.500	49.00	49.30	43.900	52.700	168.500	119.400	1432.900
2000	118.30	130.90	93.20	181.700	58.100	55.100	57.70	92.40	177.00	50.200	42.500	139.100	1196.200
2001	81.60	112.90	131.60	357.000	142.700	47.300	140.60	66.00	96.800	121.800	71.300	221.200	1590.800
2002	19.50	100.50	89.500	167.900	52.400	61.300	146.50	24.00	18.900	93.600	102.600	94.600	971.300
2003	169.00	167.10	177.700	131.200	106.200	99.700	36.70	41.000	70.200	155.400	97.700	200.600	1452.500
2004	24.80	154.30	82.900	64.800	137.600	89.300	84.50	104.400	76.400	99.800	119.600	169.400	1207.800
2005	56.200	153.10	145.700	185.500	44.800	118.900	35.20	15.900	77.000	150.500	228.400	21.900	1233.100
2006	151.60	145.70	107.900	151.300	59.700	53.300	144.10	14.800	41.400	144.500	193.000	84.600	1291.900
2007	121.50	34.40	278.90	119.30	138.70	21.80	91.50	104.20	106.00	104.90	211.80	50.10	1383.10
2008	96.80	192.80	155.60	100.70	81.600	103.20	19.00	40.50	103.40	83.50	85.50	49.700	1112.30
2009	154.50	158.80	168.50	244.40	117.10	128.50	53.60	95.70	132.50	99.30	108.00	101.40	1562.30
2010	71.70	156.20	113.70	254.70	103.70	64.700	17.90	70.200	43.900	100.50	207.50	116.20	1320.90
2011	84.40	53.30	270.70	135.20	125.10	179.20	93.30	27.10	68.000	90.40	183.20	164.80	1474.70
2012	193.70	125.10	175.30	298.40	125.10	87.10	59.10	14.30	95.50	137.30	59.30	223.30	1593.50
Prom.	110.53	129.57	152.94	174.26	106.86	86.13	71.25	53.85	85.06	108.09	128.41	121.85	1328.81
Max.	231.40	192.80	278.90	357.00	220.10	179.20	146.50	104.40	177.00	155.40	228.40	223.30	---
Min.	19.50	34.40	82.90	64.80	44.80	21.80	17.90	14.30	18.90	50.20	42.50	21.90	---

Fuente: SENAMHI

Tabla 14
Precipitaciones mensuales Estación Porvenir

AÑO	PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL (mm)												TOTAL
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	
2001	68.00	126.40	109.60	226.50	141.90	49.70	176.80	70.40	78.40	121.50	65.60	121.10	1355.90
2002	24.90	80.40	65.70	115.30	70.70	52.60	119.20	30.90	24.10	92.50	118.60	81.10	876.00
2003	140.70	48.80	152.10	93.80	76.10	97.20	16.40	62.60	45.00	125.20	122.80	187.40	1168.10
2004	34.90	139.10	82.80	22.80	47.30	67.80	76.30	89.90	100.90	103.50	75.80	78.60	919.70
2005	34.30	113.50	69.20	127.00	36.60	68.90	54.00	22.40	57.90	140.60	209.20	29.70	963.30
2006	77.60	137.10	73.10	158.60	61.80	62.30	98.80	31.10	34.50	140.10	106.70	75.80	1057.50
2007	68.00	39.50	242.80	87.30	174.60	15.90	76.20	45.90	137.50	133.00	159.70	11.20	1191.60
2008	59.40	173.10	108.30	64.10	65.30	73.10	39.90	49.20	82.20	79.40	133.70	21.80	949.50
2009	173.60	88.80	134.70	199.90	85.40	97.30	86.20	61.30	203.00	96.60	62.20	44.60	1333.60
2010	57.90	97.60	101.70	108.80	74.40	60.10	11.60	37.20	40.10	153.20	80.00	96.70	919.30
2011	66.20	45.60	153.60	147.50	126.30	124.60	56.50	89.90	155.20	127.20	117.30	189.30	1399.20
2012	128.40	95.10	182.40	251.40	82.10	95.20	36.00	43.80	36.50	160.60	143.80	203.20	1458.50
2013	96.40	64.50	135.90	55.00	81.90	71.00	57.00	91.00	75.20	46.80	176.90	63.80	1015.40
2014	109.30	102.00	163.40	134.30	91.40	45.70	76.30	70.80	128.80	130.00	102.70	78.50	1233.20
2015	96.50	190.00	109.80	240.40	96.60	68.40	33.00	36.40	41.00	152.70	87.50	95.50	1247.80
2016	13.90	123.00	169.50	64.00	114.10	32.70	33.10	50.80	74.90	89.30	29.50	61.70	856.50
Promedio	78.13	104.03	128.41	131.04	89.16	67.66	65.46	55.23	82.20	118.26	112.00	90.00	1121.57
Máximo	173.60	190.00	242.80	251.40	174.60	124.60	176.80	91.00	203.00	160.60	209.20	203.20	----
Mínimo	13.90	39.50	65.70	22.80	36.60	15.90	11.60	22.40	24.10	46.80	29.50	11.20	----

Fuente: SENAMHI

Con la siguiente gráfica podemos observar y determinar nuestras épocas de avenidas y estiaje, aproximadamente para nuestra cuenca de estudio.

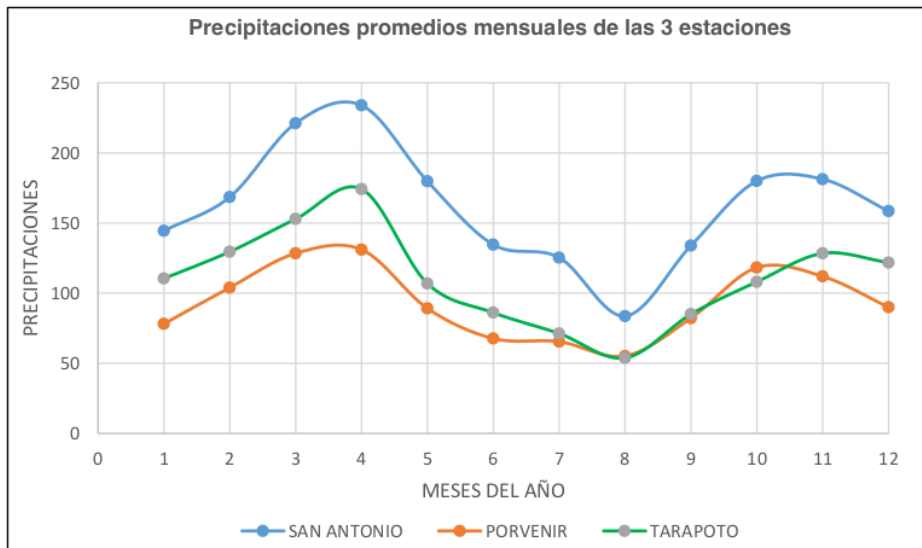


Figura 8

Precipitaciones Mensuales Obtenidas.

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Tabla 15

Precipitaciones Medias Mensuales de las Estaciones Pluviométricas

Estación	San Antonio (mm)	Tarapoto (mm)	Porvenir (mm)
Enero	144.52	110.53	78.13
Febrero	168.56	129.57	104.03
Marzo	221.22	152.94	128.41
Abril	233.96	174.26	131.04
Mayo	179.82	106.86	89.16
Junio	134.62	86.13	67.66
Julio	125.36	71.25	65.46
Agosto	83.67	53.85	55.23
Setiembre	133.91	85.06	82.20
Octubre	180.02	108.09	118.26
Noviembre	181.28	128.41	112.00
Diciembre	158.56	121.85	90.00

Fuente: Desarrollado por los autores, (2023)

Actividad 03. Determinar la precipitación anual acumulada en la cuenca de estudio, elaborando una recta de regresión con la precipitación total anual con respecto a la altitud de cada estación pluviométrica.

Tabla 16

Precipitaciones Medias en las Estaciones

Estación Pluviométrica	Ubicación		Provincia	Altitud (m.s.n.m)	Precipitación (mm)
	latitud sur	longitud oeste			
San Antonio	06°25'45.86"	76°24'25.91"	San Martin	467	1945.49
Tarapoto	06°28'33.5"	76°22'13.4"	San Martin	382	1328.81
Porvenir	06°30'33.5"	76°19'13.10"	San Martin	285	1121.57

Fuente: Desarrollado por los autores, (2023)

Las precipitaciones grafican en el eje de ordenadas y en el eje de abscisas las altitudes.

$$y=5.7009x-569.92$$

y=Precipitación

x=Altitud

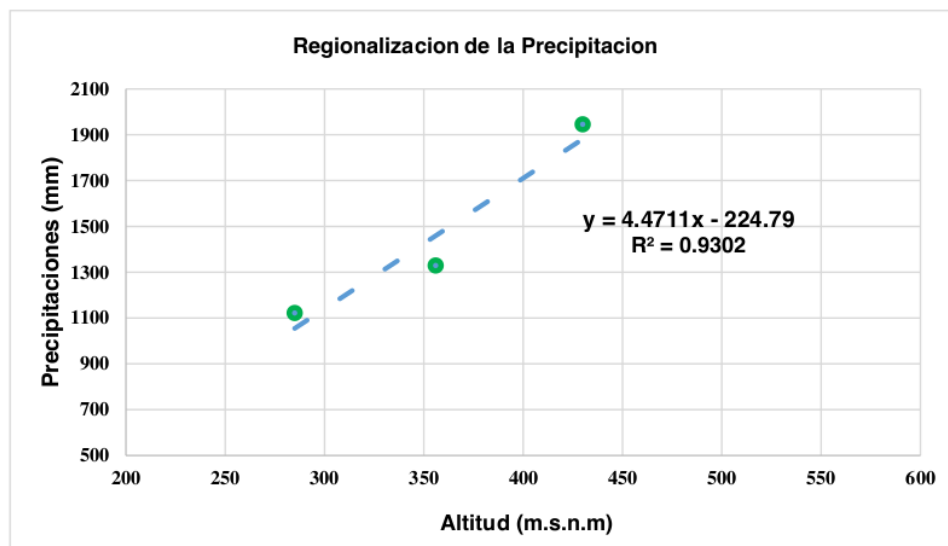


Figura 9

Regionalización de la cuenca.

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Al reemplazar en la fórmula obtuvimos una precipitación de 3273.13 mm para una altitud (782,34 m.s.n.m), en nuestro punto de interés.

Actividad 04. Para calcular la oferta hídrica en la captación, se generó caudales medios mensuales, y estos se trasladaron hasta el punto de interés desde la Estación HLG-Cumbaza, aplicando el factor de cuenca F_c "Área C2 / AC1"

Área C1 = "Área de cuenca mayor" = 181.22 Km²

Área C2 = Área menor = 49.79 Km²

$$F_c = \frac{49.79 \text{ km}^2}{181.22 \text{ km}^2} \quad (3. 23)$$

Por lo tanto, $F_c = 0.28$

1 Caudales medios mensuales totales en el río Cumbaza.

ESTACION: HLG CUMBAZA


Latitud : 06° 26'
 Longitud : 76° 23'
 Altura : 285 m.s.n.m.

Departamento : SAN MARTIN
 Provincia : SAN MARTIN
 Distrito : MORALES

CAUDAL PROMEDIO MENSUAL (m3/seg.)													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PROM
2001	6.824	4.965	10.844	18.798	20.269	5.889	5.231	2.251	4.386	4.349	6.390	10.740	99.936
2002	2.026	5.118	5.419	8.108	6.275	3.009	7.572	2.684	3.526	5.757	7.339	5.322	62.155
2003	4.456	2.582	8.356	7.679	7.280	7.336	3.105	2.691	2.273	2.973	3.009	8.688	60.428
2004	0.951	1.849	2.243	2.166	3.406	2.833	2.838	2.355	1.729	2.879	3.944	1.906	29.099
2005	1.431	2.178	6.637	8.910	4.387	4.924	3.023	0.892	1.099	7.609	8.767	0.511	50.368
2006	4.455	4.607	6.319	5.141	0.722	2.242	1.704	1.585	0.734	4.741	7.664	3.451	43.365
2007	6.464	0.607	5.419	7.249	9.429	0.832	1.242	0.991	3.092	5.438	7.991	2.867	51.621
2008	3.584	8.217	6.072	4.609	1.747	5.832	0.890	0.525	4.151	2.836	2.431	1.675	42.569
2009	5.053	6.504	8.047	11.222	9.333	5.301	2.921	1.020	5.200	2.648	2.845	1.727	61.821
2010	0.743	5.030	2.039	11.032	5.734	1.702	2.422	0.349	0.166	1.415	2.531	3.180	36.343
2011	0.814	0.971	6.368	4.516	4.021	7.384	5.500	2.701	7.616	10.355	16.277	10.582	77.105
2012	14.790	6.393	16.647	20.479	13.490	4.960	3.272	1.239	2.083	4.869	2.220	8.930	99.372
2013	13.396	8.257	15.928	10.377	15.031	7.836	6.200	8.137	11.191	6.383	10.418	5.072	118.226
PROM	4.999	4.406	7.718	9.253	7.779	4.622	3.532	2.109	3.634	4.789	6.217	4.973	64.031

NOTA: LA PRESENTE INFORMACION METEOROLOGICA SOLO SERA EMPLEADA PARA EL PROPOSITO DE LA SOLICITUD QUEDANDO PROHIBIDA SU REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL.

Tarapoto, 23 abril del 2014





 Ing. M.Sc. Felipe Huanan Solís
 DIRECTOR REGIONAL
 SENAMHI - SAN MARTIN

Figura 10
 Promedio Mensual Estación HGL Cumbaza.
 Fuente: SENAMHI, 2014

ESTACION: HLG CUMBAZA


Latitud : 06° 26'
 Longitud : 76° 23'
 Altura : 285 m.s.n.m.

Departamento : SAN MARTIN
 Provincia : SAN MARTIN
 Distrito : MORALES

CAUDALES MÁXIMOS INSTANTANEOS (m3/seg.)													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PROM
2001	34.758	95.588	89.929	678.819	952.247	114.822	43.940	33.834	34.906	38.298	183.012	162.197	205.196
2002	83.250	34.889	73.962	41.618	154.787	53.367	96.780	23.817	55.044	57.593	46.970	50.926	64.417
2003	210.700	185.665	33.952	37.789	80.621	62.951	39.407	75.249	24.707	20.755	31.035	211.740	84.548
2004	5.699	46.769	19.734	42.787	100.435	12.983	23.232	58.039	12.163	41.339	44.757	21.101	35.753
2005	39.885	69.839	124.972	77.347	57.440	64.550	91.677	3.856	45.314	93.961	141.290	3.006	67.761
2006	137.093	65.506	123.562	55.384	15.158	52.498	221.990	56.665	19.759	145.416	185.523	52.498	94.254
2007	113.217	8.442	116.254	78.808	177.676	8.337	57.828	26.866	76.565	18.398	85.732	88.104	71.186
2008	81.160	255.459	170.551	105.216	28.916	107.529	12.617	17.819	57.287	53.660	32.977	38.807	78.500
2009	88.273	88.273	75.078	228.594	224.926	75.078	55.499	75.078	151.737	29.575	86.000	40.339	101.534
2010	29.627	82.778	20.507	287.391	47.071	23.071	59.022	5.013	2.733	43.386	97.460	115.805	67.822
2011	38.989	36.463	71.155	25.994	38.993	156.000	85.469	20.510	68.260	56.421	360.773	164.816	93.654
2012	338.113	46.359	462.915	217.359	176.090	64.097	23.798	8.411	54.486	169.052	16.285	273.394	154.197
2013	326.529	82.815	123.959	55.934	219.135	98.267	34.415	133.193	152.668	71.419	179.885	70.070	129.024
PROM	115.946	84.373	115.887	148.695	174.884	68.735	65.049	41.412	58.125	64.559	114.746	99.446	95.988

NOTA: LA PRESENTE INFORMACION METEOROLOGICA SOLO SERA EMPLEADA PARA EL PROPOSITO DE LA SOLICITUD QUEDANDO PROHIBIDA SU REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL.

Tarapoto, 23 abril del 2014





 Ing. M.Sc. Felipe Huanan Solís
 DIRECTOR REGIONAL
 SENAMHI - SAN MARTIN

Figura 11
 Caudales Máximos registrados en la estación HLG Cumbaza.
 Fuente: SENAMHI, 2014

Se ha tomado el registro de los Caudales de la registrados en la Estación HGL Cumbaza y del canal de riego de la bocatoma del río Cumbaza.

Tabla 17

Caudales Promedios Mensuales Captados en la Estación HGL Cumbaza

Caudal Promedio Mensual (m3/s)												
Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Prom	4.999	4.406	7.718	9.253	7.779	4.622	3.532	2.109	3.634	4.789	6.217	4.973

Fuente: Senamhi, (2014)

En la siguiente tabla se registra el caudal de ingreso promedio al canal de riego, mensual en un periodo determinado de un año.

Tabla 18

Caudales Mensuales del canal de riego

Caudales Mensuales Captados en Bocatoma Cumbaza Para Uso Agrario (m3/s)												
Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Prom	2.211	2.173	1.977	1.859	1.957	2.027	2.095	2.115	2.268	2.125	2.064	2.154

Fuente: Junta de regantes, (2023)

Se realizó la suma de los promedios de los caudales mensuales del canal de riego (tabla 18) y los caudales captados en la estación Cumbaza (tabla 17), para obtener el caudal total del río Cumbaza.

Tabla 19

Caudales Medios Mensuales de la Bocatoma

Caudales medios mensuales en (m3/s), en la bocatoma												
AFORO	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Estación HGL-Cumbaza	4.999	4.406	7.718	9.253	7.779	4.622	3.532	2.109	3.634	4.789	6.217	4.973
Canal de Irrigación	2.211	2.173	1.977	1.859	1.957	2.027	2.095	2.115	2.268	2.125	2.064	2.154
Total, caudal Medio	7.210	6.579	9.695	11.112	9.736	6.648	5.627	4.224	5.902	6.913	8.282	7.127

Fuente: Desarrollado por los autores, (2023)

Actividad 05: Se planteó el método "Factor de cuenca"⁵⁹ que consiste en utilizar los caudales medios, de la tabla 19, se resta el caudal ecológico que es el 10% del subtotal, así encontraremos los caudales mensuales en nuestro punto de captación.

Tabla 20

Caudales Medios Mensuales en el punto de Interés del río Cumbaza

¹⁶ Caudales medios mensuales en (m³/s), en el punto de Interés

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
Caudal M.	7.21	6.58	9.70	11.11	9.74	6.65	5.63	4.22	5.90	6.91	8.28	7.13
F.c	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28
Caudal P. I	2.019	1.842	2.716	3.111	2.727	1.862	1.576	1.182	1.652	1.935	2.318	1.996
Caudal Ecológico (10%)	0.201	0.184	0.271	0.311	0.272	0.186	0.157	0.118	0.165	0.193	0.231	0.199
Caudal Disponible	1.817	1.658	2.444	2.800	2.454	1.676	1.419	1.063	1.487	1.741	2.087	1.797

Fuente: Desarrollado por los autores, (2023)

Actividad 06: La demanda hídrica en el punto de captación es el caudal máximo diario (QMD=32.39l/s), se restará del caudal de la tabla 20, se observa en la tabla 21 el caudal sobrante el que pasará sobre el azud de la bocatoma, para los distintos meses.

Tabla 21

Demanda Hídrica en el Punto de Interés

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
Caudal actual (m ³ /S)	1.817	1.658	2.444	2.8	2.454	1.676	1.419	1.063	1.487	1.741	2.087	1.797
Q.M.D	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033
Total	1.784	1.625	2.411	2.767	2.421	1.643	1.386	1.03	1.454	1.708	2.054	1.764

Fuente: Desarrollado por los autores, (2023)

Actividad 07: Para el balance hídrico en el punto de interés se calculará la disponibilidad hídrica para un volumen mensual de cada mes respectivamente y la demanda hídrica (QMD= 33.32 l/s) para obtener el superávit hídrico en m³.

Tabla 22
Demanda hídrica

CONCEPTO	UND	BALANCE HIDRICO											
		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
Disponibilidad hídrica	V (M3)	4866652.8	4011033.6	6546009.6	7257600.0	6572793.6	4344192.0	3800649.6	2847139.2	3854304.0	4663094.4	5409504.0	4813084.8
Demanda hídrica	V (M3)	843696.0	762048.0	843696.0	816480.0	843696.0	816480.0	843696.0	816480.0	843696.0	816480.0	816480.0	843696.0
Superávit Hídrico	V (M3)	4022956.8	3248985.6	5702313.6	6441120.0	5729097.6	3527712.0	2956953.6	2003443.2	3037824.0	3819398.4	4593024.0	3969388.8

Fuente: Desarrollado por los autores, (2023)

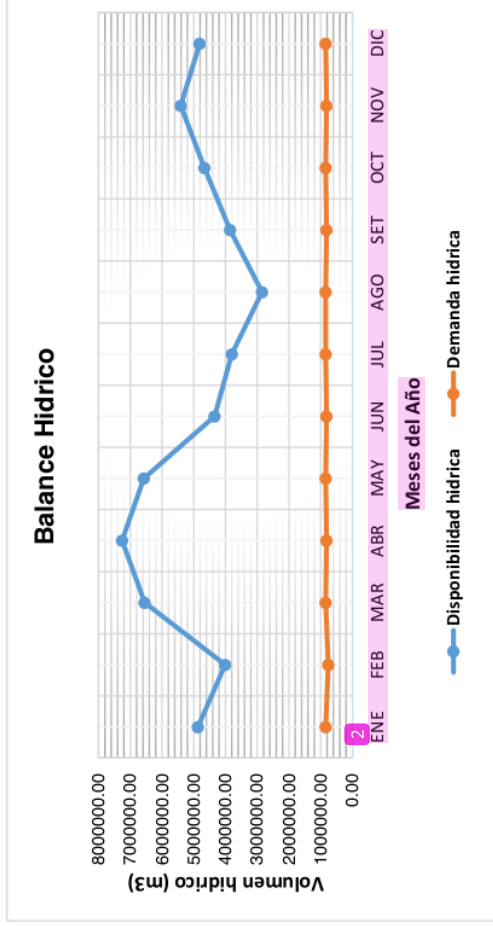


Figura 12

Balance hídrico.

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Actividad 08: Para el cálculo del caudal de diseño para la captación se utiliza dos métodos: Gumbel y Logaritmo de Pearson, para diferentes periodos de retorno, se utiliza el promedio de ambos métodos.

Método de Gumbel

Tabla 23

Caudales Máximos por el método de Gumbell

(m) Nº de Orden	Qi caudales máximos	P=m/(N+1)	Periodo de retorno T = 1/P	(Qi-Qmax)2
1	952.247	0.071	14.000	419797.911
2	462.915	0.143	7.000	25149.563
3	360.773	0.214	4.667	3185.940
4	326.529	0.286	3.500	492.846
5	287.391	0.357	2.800	286.891
6	255.459	0.429	2.333	2388.264
7	228.594	0.500	2.000	5735.770
8	221.990	0.571	1.750	6779.689
9	211.740	0.643	1.556	8572.698
10	177.676	0.714	1.400	16040.948
11	174.884	0.786	1.273	16755.913
12	154.787	0.857	1.167	22362.769
13	141.290	0.929	1.077	26581.671
Σ	3956.2752			554130.872

Fuente: Desarrollado por los autores, (2023)

Cálculo del caudal máximo ponderado

$$Q_{\max} = \frac{\sum Q_{\max}}{N} = 304.33 \text{ m}^3/\text{s} \quad (3.24)$$

Cálculo de la desviación estándar

$$\sigma_s = \sqrt{\frac{\sum (Q_i - Q_{\max})^2}{N-1}} = 214.89 \quad (3.25)$$

Cálculo de la ecuación o modelo de Gumbel

$$Q_{\max} = 304.329 + 214.89K \quad (3.26)$$

Tabla 24

Caudales para distintos Periodos de Retorno

Distribución D. Gumbel	Periodo de Retorno
T= 5 años	521.61
T= 10 años	685.66
T= 25 años	892.93
T= 50 años	1046.70
T= 100 años	1199.33
T= 150 años	1288.34
T= 200 años	1351.41

Fuente: Desarrollado por los autores, (2023)

Método de Logaritmo de Pearson

Tabla 25

Caudales Máximos por el Método de Logaritmo de Pearson

(m)	Qi caudales máximos	Posición de trazado $P=m/(N+1)$	Periodo de retorno $T = 1/P$	⁷³ log Q	(log Q-log Q) ²	(log Q-log Q) ³
1	952.25	0.071	14.00	2.98	0.31352	0.17555
2	462.92	0.143	7.00	2.67	0.06085	0.01501
3	360.77	0.214	4.67	2.56	0.01916	0.00265
4	326.53	0.286	3.50	2.51	0.00904	0.00086
5	287.39	0.357	2.80	2.46	0.00157	0.00006
6	255.46	0.429	2.33	2.41	0.00013	0.00000
7	228.59	0.500	2.00	2.36	0.00357	-0.00021
8	221.99	0.571	1.75	2.35	0.00525	-0.00038
9	211.74	0.643	1.56	2.33	0.00865	-0.00080
10	177.68	0.714	1.40	2.25	0.02862	-0.00484
11	174.88	0.786	1.27	2.24	0.03100	-0.00546
12	154.79	0.857	1.17	2.19	0.05248	-0.01202
13	141.29	0.929	1.08	2.15	0.07220	-0.01940
			$\Sigma =$	31.44	0.6061	0.1510

Fuente: Desarrollado por los autores, (2023)

Cálculo de la media

$$\log Q_m = \frac{\Sigma \log Q}{n} \quad \log Q = 2.419 \quad (3.27)$$

Cálculo de la desviación estándar

$$\sigma \log Q = \sqrt{\frac{\Sigma (\log Q - \log Q_m)^2}{N-1}} = 0.2247 \quad (3.28)$$

²³ Cálculo del coeficiente de asimetría

$$A_g = \frac{n \times \Sigma (\log Q - \log Q_m)^3}{(n-1)(n-2)(\sigma \log Q)^3} = 1.310 \quad (3.29)$$

Cálculo del caudal máximo

La ecuación de Q_{\max} será: $\text{Log } Q_{\max} = 2.419 + 0.2247 K$

Tabla 26

Coefficiente de Asimetría

Coef. De asimetría	Nivel de probabilidad, porcentaje							
	20	10	⁶ 4	2	1	0.67	0.5	
	Periodo de retorno en años							
Ag	5	10	²⁵ 25	50	100	150	200	
1.2	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.672	4.195	
1.310	0.717	1.338	2.110	2.670	3.216	3.762	4.309	
1.4	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.836	4.401	

Fuente: Desarrollado por los autores, (2023)

Tabla 27

64
Caudales para distintos Periodos de Retorno por Pearson

Resumen de caudales							
75 Periodo de retorno en años	5	10	25	50	100	150	200
Caudal	380.17	524.31	781.49	1,044.45	1,385.57	1,838.11	2,438.45

Fuente: Desarrollado por los autores, (2023)

12
Para nuestro punto de interés se considera, un periodo de retorno de 100 años y un caudal máximo promedio de ambos métodos de 1292.45, multiplicada por el factor de cuenca de 0.28, lo cual nos dará un caudal de 361.886 m³/s.

3.3.4 Actividades del Objetivo específico 04. Realizar los estudios topográficos, hidráulicos, geotécnicos y estructural para el sistema de abastecimiento de los sectores: Codo Achual, Planicie y Santa Lucia, distrito de Morales.

Actividad 01: En el estudio topográfico, para la brigada de campo se necesitó de 1 ayudante más los 2 tesista, se realizó la ubicación del primer BM registrados en la tabla 09, con el GPS, luego se procedió a colocar otro punto referencial, donde se colocará la estación total, y procedemos a ubicar el prisma para obtener los puntos, de registro, que automáticamente y con aprobación del operario se registrará en la data de la estación total los instrumentos utilizados 01 GPS Garmin, 02 prismas, 01 wincha de 50 m, 01 celular, 01 estación Leyca.

**Figura 13**

Ubicación del B.M.

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Actividad 02. Los datos extraídos de la DATA de la estación Leyca, son exportados en formato “csv”, luego procedimos a modificar a un formato reconocible, a través de Excel, exportamos y guardamos en el formato “xlsx”, luego desde el Civil 3D 2019, procedimos, a importar estos datos, para luego crear superficie donde podemos recién trazar nuestro proyecto, trabajamos en el sistema UTM.

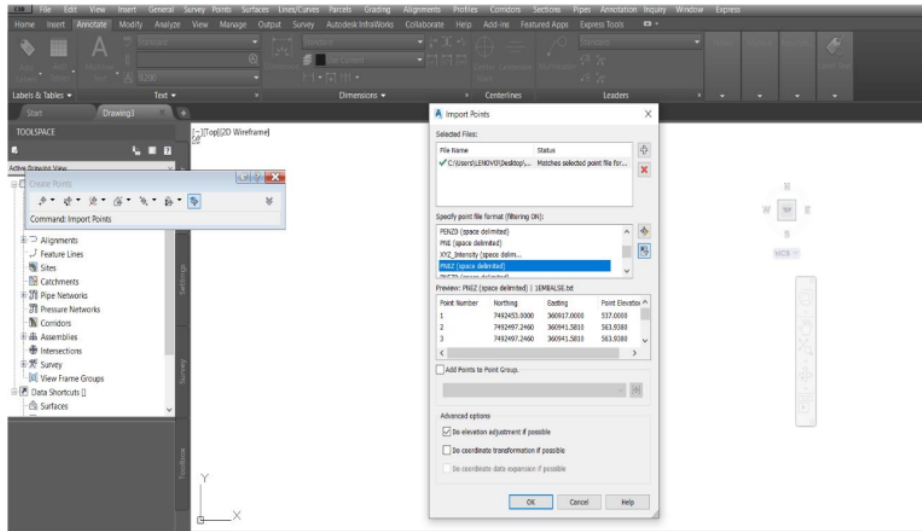


Figura 14

Importación de Puntos del formato csv.

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

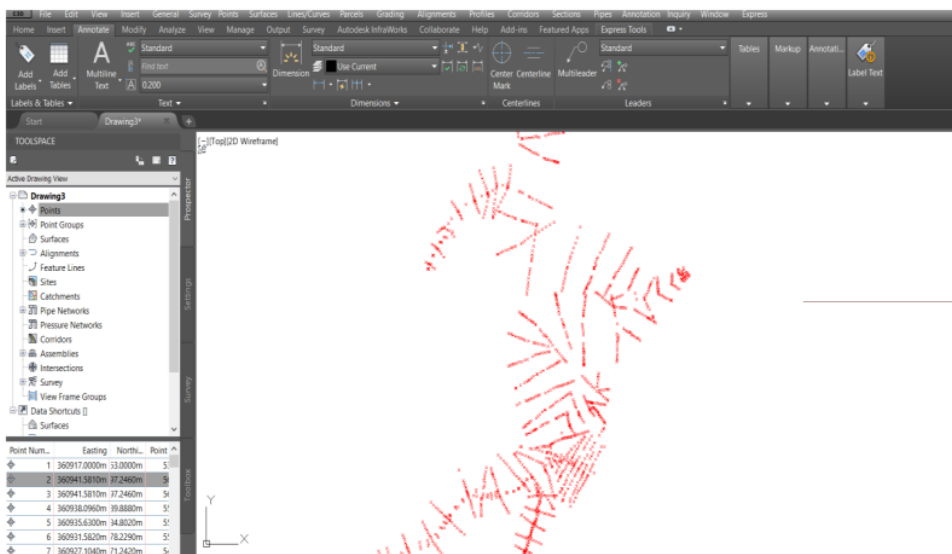


Figura 15

Puntos Topográficos Creación de Estilos

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

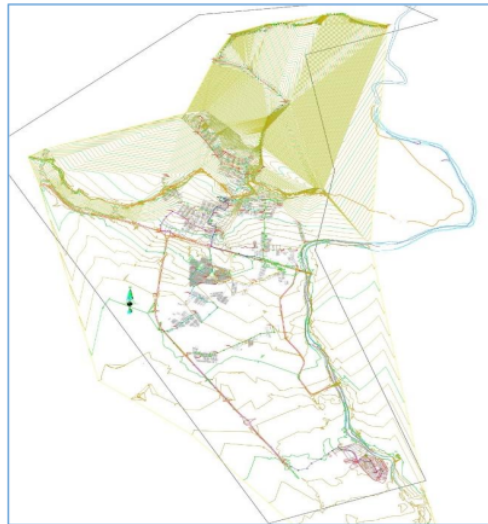


Figura 16
 Superficie del Terreno para el Diseño del sistema de Abastecimiento
 Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Actividad 03: Calculo hidráulico de la captación

Cálculo del ancho estable

(Q): 361.886 m³/s

Pendiente del cauce del río (S): 0.012 m/m

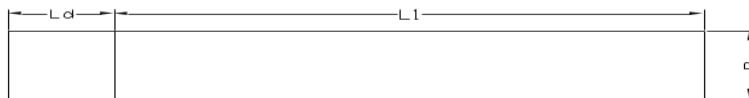
Método de Blench	$B = 1.81 * \sqrt{Q * \frac{Fb}{Fs}}$	Fb:1.2 (material grueso) Fs:0.1 (materiales ligeramente cohesivos)	B= 119.28 m
Método de Altunin	$B = a * \frac{Q^{1/2}}{S^{1/5}}$	a=0.80 (Cauce formado por grava, arena fina)	B= 36.86 m
Método de Petit	$B = 2.45 * \sqrt{Q}$	Q=caudal	B= 46.60 m
	Medida en plano =		40 m
	Medida Constructiva =		45 m

Predimensionamiento de **1** barraje fijo y canal de limpia

A2: Área del **1** barraje fijo

A1: Área del canal de limpia

Ld: Longitud de compuerta de limpia "1/10 de la longitud del barraje"



$$Ld = \frac{45}{10} = 4.50 \text{ m}$$

(3. 30)

Por lo tanto $45 - Ld =$ longitud del barraje Fijo

$$40.50 = \text{longitud de barraje Fijo}$$

Predimensionamiento del espesor del pilar "e"

$$e = \frac{L_d}{4} = \frac{4.50}{4} = 1.125 \text{ m} \quad (3.31)$$

Espesor mínimo del Pilar ≥ 0.30 m, considerar 1.15 para el diseño

Ancho del canal de limpia $L_d - e = 4.50 - 1.15 = 3.35$ m

Diseño de la ventana de captación

$Q = 0.03239 \text{ m}^3/\text{s}$, considerar 20%

$C_d = 0.62$ "coeficiente de descarga"

$L = 0.40$ m "ancho de la ventana"

h: Altura de la ventana

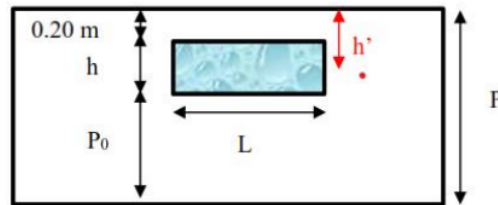
$$Q = 0.03239 * 1.20 = 0.040 \text{ m}^3/\text{s} \quad (3.32)$$

$$Q = \frac{2}{3} * C_d * L * \sqrt{2 * g * h^3}$$

$$0.040 = \frac{2}{3} * 0.62 * 0.40 * \sqrt{2 * 9.81 * h^3}$$

$$h = 0.144 = 0.20 \text{ m}$$

como si fuera orificio sumergido



$$h' = 0.20 + \frac{h}{2} \quad (3.33)$$

$$Q = C * A * \sqrt{2 * g * h'} \quad (3.34)$$

$$0.040 = 0.62 * 0.40 * h * \sqrt{2 * 9.81 * \left(0.20 + \frac{h}{2}\right)}$$

$$h = 0.0747 \text{ m}$$


Tomar las dimensiones mayores $L * h = 0.40 * 0.20$

Diseño del canal de derivación

- ✓ Q: 0.036 m³/s
- ✓ Pendiente del canal de derivación: 0.0015
- ✓ Talud del canal de derivación: 0.00
- ✓ Rugosidad del concreto: 0.017
- ✓ Del programa Hcanales:

Lugar:	MORALES -SANMARTIN	Proyecto:	Tesis: Diseño de sistema de A
Tramo:	CAPTACION	Revestimiento:	CONCRETO $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$

Datos:			
Caudal (Q):	0.03672	m ³ /s	
Ancho de solera (b):	0.40	m	
Talud (Z):	0		
Rugosidad (n):	0.017		
Pendiente (S):	0.0015	m/m	



Resultados:					
Tirante normal (y):	0.1902	m	Perímetro (p):	0.7804	m
Area hidráulica (A):	0.0761	m ²	Radio hidráulico (R):	0.0975	m
Espejo de agua (T):	0.4000	m	Velocidad (v):	0.4826	m/s
Número de Froude (F):	0.3533		Energía específica (E):	0.2021	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Subcrítico				

Figura 17

Cálculo del caudal de derivación

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

El diseño del canal de derivación, se utilizó el programa Hcanales 3.1, donde se consideró un caudal de 36.00 l/s, y una base de 40 cm, al ver el programa nos dio un tirante de 0.1902 m, así que se considera una altura de 40 cm por motivos constructivos.

Cálculo de la altura de barraje

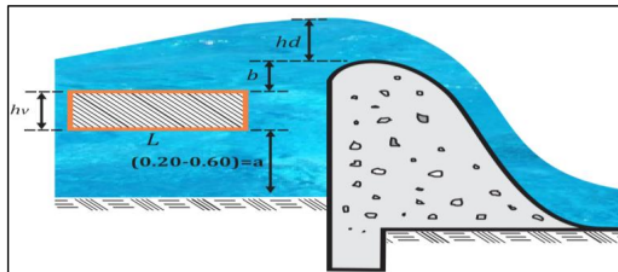


Figura 18

Altura de barraje

Fuente: Adaptado del excel Diseño de Bocatomas, por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018, Resolución Ministerial N.º 192-2018-VIVIENDA

$$P = a + h_v + b \quad (3.35)$$

P=Altura de la Cresta detrás del barraje vertedero

a=Altura del umbral del vertedero de captación

b=Borde Libre (0.20 m)

h_v=Altura de la ventana

$$P = 0.60 + 0.20 + 0.20 \quad (3.36)$$

$$P = 1.00 \text{ m}$$

Capacidad de descarga del vertedero

$$Q_{\text{diseño Maximo}} = Q_{\text{aliviadero}} + Q_{\text{canal de Limpia}}$$

a). Descarga sobre la recta (barraje fijo) = $Q_{\text{aliviadero}}$

$$Q_{\text{aliviadero}} = C * L * Ho^{3/2} \quad (3.37)$$

$$L = L_1 - 2(Ho)((N * Kp) + Ka) \quad (3.38)$$

L_1 = Longitud total de la cresta. (no se incluye el ancho del canal de limpia: 40.50 m)

L = longitud efectiva de la cresta

N = Número de pilares que atraviesan el vertedero de Barraje: 1.00 und

Kp = $Kp=0.01$, para tajar redondo

Ka = $Ka=0.2$, para estribos cuadrados

asumiendo valores para Ho : 2.6092 m

el valor para $\frac{P}{Ho}$: reemplazando datos:

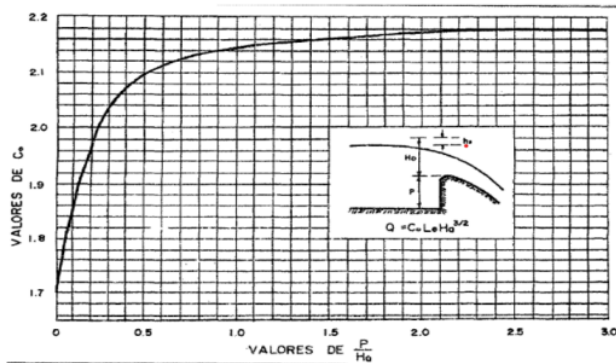


Figura 19

Valor de C en relación con P/H

Fuente: Adaptado de la tesis Perfil de un cimacio de Cresta libre (pág. 46), por Raymond, 2006,

Repositorio de la UNAM

P : 1.00 m (altura de Barraje)

Ho : 2.6092

$$\frac{P}{Ho} = 0.38 \quad c = 2.06 \text{ (del grafico)} \quad (3.39)$$

Calcular el valor de L

$$L = L_1 - 2(Ho)((N * Kp) + Ka) \quad (3.40)$$

Calculo sobre el caudal sobre el Azud del barraje fijo

$$L = 40.50 - 2(1.15)((1 * 0.01) + 0.2) = 39.40 \text{ m} \quad (3.41)$$

b). - Descarga en la compuerta de limpia

Lo calculamos como un orificio sumergido

$$Q_{cl} = C_d * b * a * \sqrt{2gh} \quad (3.42)$$

Q_{cl} : Descarga sobre compuerta de Limpia

a : Altura de la compuerta de Limpia, P : 1.00 m

C_d : coeficiente de Descarga (C_d : 0.75)

b : Ancho de la compuerta de Limpia ($b = 4.85$ m)

h : carga del orificio

$$h = H_0 + \frac{P}{2} = 2.6092 + \frac{1.00}{2} = 3.109 \text{ m} \quad (3.43)$$

$$Q_{cl} = 0.75 * 4.85 * 1.00 * \sqrt{2 * 9.81 * 3.10} = 19.76 \text{ m}^3/\text{s} \quad (3.44)$$

$$Q_{aliviadero} + Q_{cl} = 342.12 + 19.76 = 361.88 \text{ m}^3/\text{s} \quad (3.45)$$

Este es el caudal de diseño máximo, por lo cual las dimensiones calculadas cumplen con el caudal de diseño.

Aplicando las siguientes fórmulas:

$$H_0 = h_0 + h_v \quad (3.46)$$

$$h_0 = H_0 - h_v \quad (3.47)$$

Así, que: $h_v = \frac{v^2}{2g}$, pero $V = \frac{Q}{A}$, $A = (P + h_0) * L$

$$V = \frac{Q}{A} \quad (3.48)$$

$$V = \frac{361.886}{39.40 * (1.00 + h_0)}$$

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{549.66^2}{2 * 9.81 * 39.40^2 * (1 + h_0)^2} \quad (3.49)$$

$$h_0 = H_0 - h_v \quad (3.50)$$

$$2.6092 = h_0 + \frac{361.886^2}{2 * 9.81 * 39.40^2 * (1 + h_0)^2} \quad (3.51)$$

$$h_0 = 2.2492 \text{ m}$$

$$\text{Por ende} \quad 2.6092 = 2.2492 + h_v$$

$$h_v = 0.361 \text{ m}$$

Cálculo de la velocidad estimada:

$$V = \frac{Q}{A} \quad (3.52)$$

$$V = \frac{361.88}{39.40 * (1 + 2.376)} = 2.89 \text{ m/s}$$

Geometría de la cresta de barrage

$$\frac{y}{H_0} = -K \left(\frac{x}{H_0} \right)^n \quad (3.53)$$

x, y : coordenadas del perfil del Azud

k, n : Parámetros de la inclinación de la superficie aguas arriba del Azud

Tabla 28*Parámetros de inclinación aguas arriba del Azud*

Inclinación de la superficie aguas arriba	K	N
Vertical	2.00	1.85
3:1	1.936	1.836
3:2	1.939	1.810
3:3	1.873	1.776

Fuente: Desarrollado por los autores, (2023)

1 **Parámetros para el cálculo del perfil**

Despejando "y", asumimos K= 2.00, n=1.85

$$y = -2.00 \left(\frac{x}{H_0} \right)^{1.85} * H_0 = -2x^{1.85} * H_0^{-0.85} \quad (3.54)$$

Derivamos a "y"

$$\frac{dy}{dx} = \frac{-2.00 * 1.85 * x^{0.85}}{H_0^{0.85}}, \text{ Para una Pendiente de } 45^\circ, \frac{dy}{dx} = \frac{-1.00}{1.00}$$

Despejamos x

$$x = \sqrt[0.85]{\frac{-1.00}{1.00} * \frac{2.7881^{0.85}}{-2.00 * 1.85}} = 0.59 \quad (3.55)$$

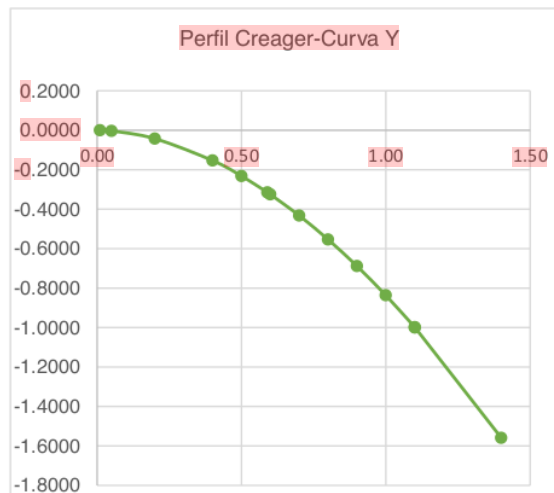
Por lo tanto, el valor de y está condicionando a:

$$y = \frac{-2.00 * x^{1.85}}{H_0^{0.85}} = -0.3152 \quad (3.56)$$

Tabulamos los valores para dar forma a la cresta limitada por los puntos tangenciales.

Tabla 29*Puntos tangenciales del Azud*

x	y
0.01	-0.0002
0.05	-0.0033
0.20	-0.0426
0.40	-0.1536
0.50	-0.2321
0.59	-0.3152
0.60	-0.3252
0.70	-0.4325
0.80	-0.5536
0.90	-0.6884
1.00	-0.8366
1.10	-0.9979
1.1012	-1.000
1.40	-1.5590
1.50	-1.7713



Fuente: Desarrollado por los autores, (2023)

Cálculo del radio aguas abajo:

Luego se procede a calcular el y'

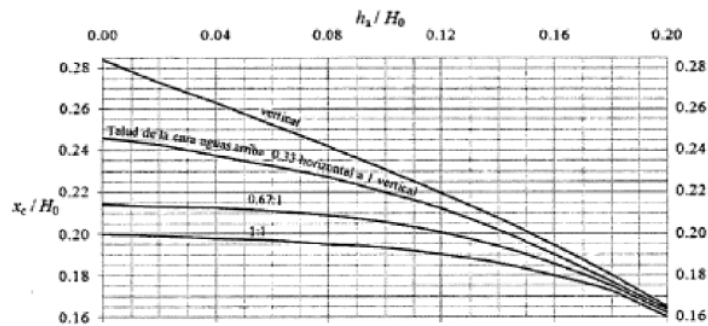


Figura 20

Valor de X_c/H_0 para el diseño de un cimacio

Fuente: Adaptado de la tesis Perfil de un cimacio de Cresta libre (pág. 49), por Raymond, 2006, Repositorio de la UNAM

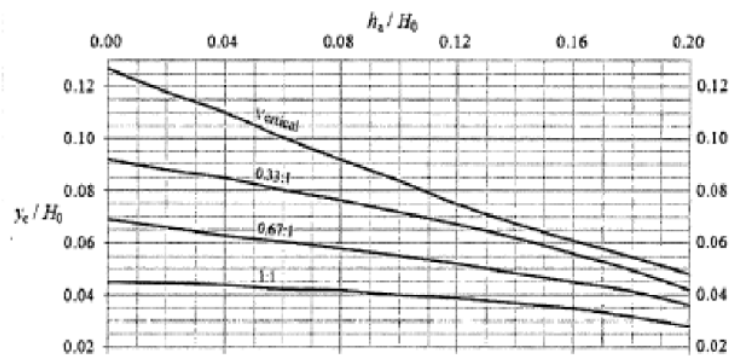


Figura 21

Valor de Y_c/H_0 para el diseño del perfil de un cimacio

Fuente: Adaptado de la tesis Perfil de un cimacio de Cresta libre (pág. 46), por Raymond, 2006, Repositorio de la UNAM

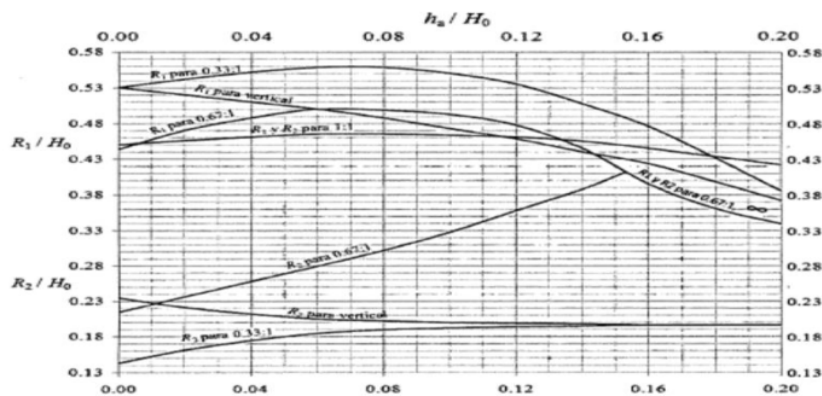


Figura 22

Valor de R_1/H_0 , R_2/H_0 para el diseño del perfil de un cimacio

Fuente: Adaptado de la tesis Perfil de un cimacio de Cresta libre (pág. 54), por Raymond, 2006, Repositorio de la UNAM

Diseñando

$$h_a = h_v = 0.361 \text{ m}$$

$$H_0 = 2.6092 \text{ m}$$

Para el cálculo de X_c :

$$\frac{h_v}{H_0} = \frac{0.361}{2.6092} = 0.14 \quad (3.57)$$

Según la gráfica **nos da un valor de:**

$$\frac{x_c}{H_0} = 0.21 \quad (3.58)$$

$$X_c = 0.21 * 2.6092 = 0.547 \text{ m} \quad (3.59)$$

Para el cálculo de Y_c :

$$\frac{h_v}{H_0} = \frac{0.361}{2.6092} = 0.14 \quad (3.60)$$

Según la gráfica nos da un valor de:

$$\frac{y_c}{H_0} = 0.065 \quad (3.61)$$

$$Y_c = 0.065 * 2.6092 = 0.169 \text{ m} \quad (3.62)$$

Para el cálculo de R_1 y R_2

$$\frac{h_v}{H_0} = \frac{0.361}{2.6092} = 0.14 \quad (3.63)$$

Según la gráfica nos da un valor de:

$$\frac{R_1}{H_0} = 0.441 \quad \frac{R_2}{H_0} = 0.189 \quad (3.64)$$

Para R_1

$$R_1 = 0.441 * 2.6092 = 1.15 \text{ m}$$

Para R_2

$$R_2 = 0.189 * 2.6092 = 0.50 \text{ m}$$

Para R_3

$$R_3 = 1.5 * 2.6092 = 3.91 \text{ m}$$

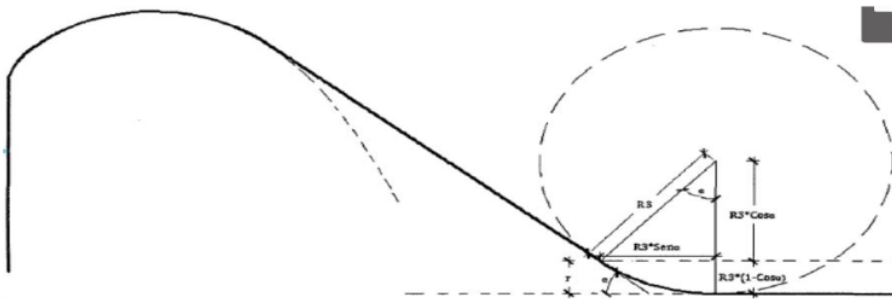


Figura 23

Altura de Curva de descarga igual a la profundidad del colchón.

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

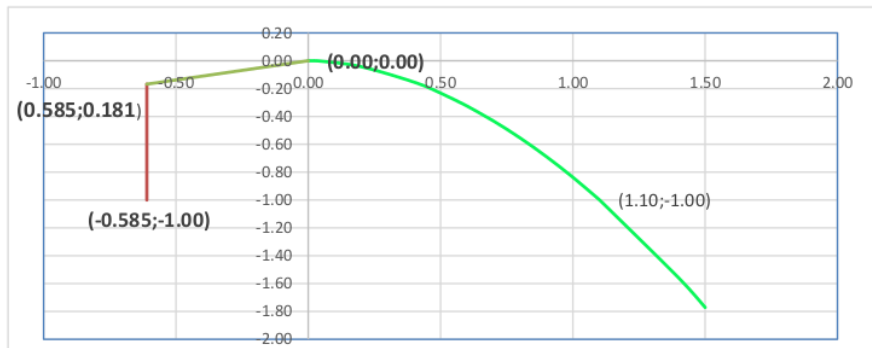


Figura 24

Geometría del Barraje

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

1 **Tirantes en el barraje y el colchón amortiguador**

a). - Calculo del tirante al pie del barraje (Punto 1)

Entre los puntos 0 y 1 aplica la ecuación, de Bernoulli

$$Z_0 + d_0 + \frac{V_0^2}{2g} = Z_1 + d_1 + \frac{V_1^2}{2g} + \Delta h_{01} \quad (3.65)$$

Asumir valor de "r" de 0.50 a 1.00 m:

$$Z_0 - Z_1 = 0.85 = r \quad (3.66)$$

$$V_1 = \sqrt{2 * g(Z_0 + d_0 + \frac{V_0^2}{2 * g} - Z - d_1 - \Delta h_{01})} \quad (3.67)$$

$$V_0 = \frac{Q}{L_1 * d_0} \quad (3.68)$$

L1: 45.50 m

$$D_0 = H_0 = 2.788 \text{ m} \quad (3.69)$$

$$V_0 = \frac{549.66}{58.50 * 2.788} = 3.37 \text{ m/s} \quad (3.70)$$

$$\Delta h_{01} = 0.10 * \frac{V_0^2}{2 * g} = 0.10 * \frac{3.39^2}{2 * 9.81} \quad (3.71)$$

$\Delta h_{01} = 0.06$

Si : $d_1 > 0.10$

$d_1 = 1.242 \text{ m}$, $V_1 = 7.56 \text{ m/s}$

Comprobando:

$$V_1 = \frac{Q_1}{A_1} \quad (3.72)$$

$$d_1 = \frac{Q_1}{L * V_1} = \frac{549.66}{57.32 * 6.91} ; d_1 = 1.242 \quad (3.73)$$

tirante conjugado (Punto 2)

$$d_2 = \frac{-d_1}{2} + \left(\frac{d_1^2}{4} + 2V_1^2 * \frac{d_1}{g} \right)^{0.5} \quad (3.74)$$

a). Longitud del colchón amortiguador

U.S Bureau of Reclamación:

$$L = 4 * d_2 = 4 * 3.26 = 13.04 \text{ m} \quad (3.80)$$

Baklmnetev – Martzke:

$$L = 5(d_2 - d_1) = 5(3.26 - 1.24) = 10.10 \text{ m} \quad (3.81)$$

Lafranetz:

$$L := 4.5 * d_2 = 4.5(3.26) = 14.67 \text{ m} \quad (3.82)$$

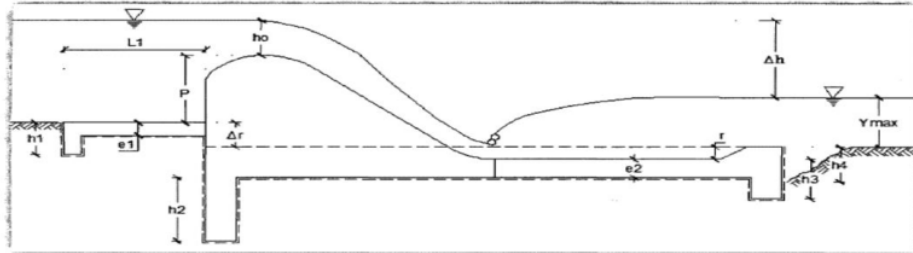
Paulosky:

$$L := 2.5(1.4d_2 - d_1) = 2.5(1.4(3.26) - 1.24) = 8.31 \text{ m} \quad (3.83)$$

Promedio de los 4.

$$L: \frac{13.04+10.10+14.67+8.31}{4} = 11.53 \text{ m} \quad (3.84)$$

L. 12.00 m

Longitud de dentellones**Figura 26***Longitud de dentellones*

Fuente: Adaptado del Diseño de Bocatomas (pág. 31), por Mansen, 1993, Repositorio de la Universidad Nacional de Ingeniería

$$\Delta h = h_0 + P - d_n \quad (3.85)$$

$$L_1 = \text{hasta } 6 * \Delta h \quad (3.86)$$

$$h_1 = (0.75 \text{ a } 0.80) * \Delta h \quad (3.87)$$

$$h_2 = (1.00 \text{ a } 1.50) * \Delta h \quad (3.88)$$

$$h_3 = 0.30 * \Delta h \text{ (Pero no menos de 1 m)} \quad (3.89)$$

$$\Delta h = 2.39 + 1.00 - 2.84 \quad (3.90)$$

$$\Delta h = 0.55 \text{ m}$$

$$L_1 = 6 * 0.55 \quad (3.91)$$

$$L_1 = 3.30 \text{ m}$$

$$h_1 = 0.80 * 0.55 \quad (3.92)$$

$$h_1 = 0.45 \text{ m}$$

$$h_2 = 1.50 * 0.74 \quad (3.93)$$

$$h_2 = 0.85 \text{ m}$$

$$h_3 = 0.30 * 0.74 \quad (3.94)$$

$$h_3 = 1.50 \text{ m}$$

Espesor 20 % por seguridad

$$e_2 = 1.2 * (0.2 * q^{0.5} * Z^{0.25}) \quad (3.95)$$

Z: Diferencia de niveles aguas arriba y aguas abajo del vertedero

q: Caudal unitario que pasa por el aliviadero

r: Profundidad de colchón disipador

$$Z = P + h_0 + r - d_1 \quad (3.96)$$

$$Z = 1.00 + 2.38 + 0.85 - 1.24$$

$$Z = 2.99 \text{ m}$$

$$q = \frac{Q_{bf}}{L_1} \quad (3.97)$$

$$Q_{bf}: 549.66 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q = \frac{549.66}{58.7} \quad (3.98)$$

$$q = 9.40 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$e_2 = 1.2 * (0.2 * 9.40^{0.5} * 2.64^{0.25}) \quad (3.99)$$

$$e_2 = 1.00 \text{ m}$$

Enrocado o escollera

Profundidad de escollera

La altura del dentellón, debe ser mayor que la profundidad de socavación:

$$h_4 \leq r + h_3$$

r: profundidad de colchón disipador = 0.85 m

h₃: 1.50m

$$0.85 + 1.50 \geq h_4$$

$$h_4 = 2.35 \text{ m}$$

Longitud de la escollera o enrocado

$$L_e = L_0 - L_d \quad (3.100)$$

$$L_0 = 0.67 * C * \sqrt{D_b * \frac{Q_{\max}}{L_p}} \quad L_d = 0.60 * C * \sqrt{D_1} \quad (3.101)$$

Reemplazando:

$$L_e = 0.60 * C * \sqrt{D_1} * \left(1.12 * \sqrt{D_b * \frac{Q_{\max}}{L_p * D_1}} - 1 \right) \quad (3.102)$$

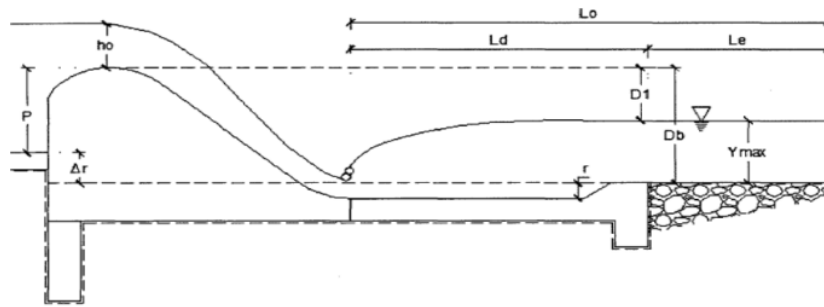


Figura 27

Perfil hidráulico de la Bocatoma

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Le: Longitud de escollera en m.

D1, Db: "Altura comprendida entre la cota de la cresta del barraje y la cota del extremo aguas abajo del dissipador de energía".

Ld: Longitud del colchón amortiguador, en m.

Lo: Longitud del dental en m.

Lp: Ancho de encausamiento.

C: Coeficiente de Bligh.

31	Material	Valores de "C"
	Arenas finas y Limos	15-18
	Arenas Comunes	9-12
	Canto Rodado grava y arena	4-9
	Suelos Arcillosos	6-7

Resolviendo:

$$C: 6 \quad D_b: 2.84 \text{ m} \quad D_1: 1.84 \text{ m} \quad L_p: 65 \text{ m}$$

$$L_e = 0.60 * 4 * \sqrt{1.84} * \left(1.12 * \sqrt{2.84 * \frac{361.886}{65 * 1.84}} - 1 \right) = 10.30 \text{ m} \quad (3.103)$$

Diámetro de material a usar en escollera

Método de Maynard

$$d_{50} = C_1 * (y * F^3) \quad (3.104)$$

$$F = C_2 * \left(\frac{V}{\sqrt{g * y}} \right) \quad (3.105)$$

F: Numero de Froude C1 y C2

d₅₀: Diámetro medio de las rocas

y: Profundidad de flujo (2.84 m)

C₂: 1.25 (Tramos rectos)

V: Velocidad media del flujo (2.89 m/s)

C₁: 0.28 (Fondo de Plano)

$$F = 1.25 * \left(\frac{2.89}{\sqrt{9.81 * 2.84}} \right) = 0.68 \quad (3.106)$$

$$d_{50} = 0.28 * (2.84 * 0.68^3) = 0.25 \quad (3.107)$$

Considerar un $d_{50} = 0.50$ m

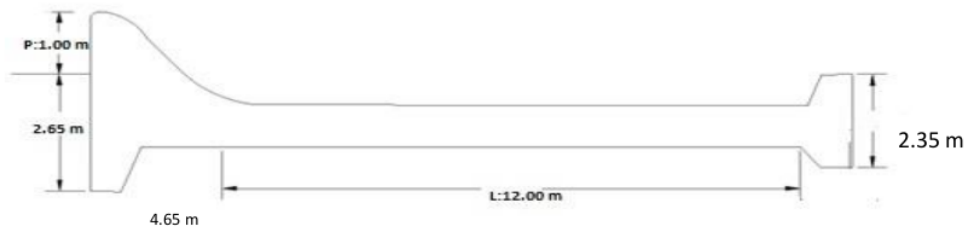


Figura 28

Dimensiones del colchón amortiguador

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

1 **Diseño del canal de limpieza**

Altura de la compuerta de limpieza

$$H_{cl} = H_0 + P \quad (3.108)$$

$$H_{cl} = 2.788 + 1.00$$

$$H_{cl} = 3.788 \text{ m}$$

Ancho de la compuerta de limpieza

$$L_{cl} = 4.85 \text{ m} \quad (3.109)$$

1 **velocidad de arrastre**

$$V_c = 1.5 * C * \sqrt{d} \quad (3.110)$$

C: 3.5 a 4.5 "mezcla de grava, arena".

d: Diámetro grano mayor (25 cm)

$$V_c = 1.5 * 4.5 * \sqrt{0.25} = 3.38 \text{ m/s}$$

1 **Pendiente del canal de limpieza**

$$q = \frac{V_c^3}{g} = \frac{3.38^3}{9.81} = 3.94 \text{ m}^3/\text{s} \quad (3.111)$$

1 **La pendiente del canal de limpieza**

$$S_c = \frac{n^2 * g^{\frac{10}{9}}}{q^9} \quad (3.112)$$

Sc: Pendiente del canal de limpieza n: Coeficiente de rugosidad de Manning

g: Aceleración de la gravedad q: Descargar por unidad de ancho

n: 0.017

q: 3.94 m³/s

$$S_c = \frac{(0.017)^2 * (9.81)^{\frac{10}{9}}}{(3.94)^9} = 0.0027 \text{ m/m}$$

1 Cálculo de la elevación de la plantilla del canal de limpia

$$L = 12.00 + 4.65 \quad (3.113)$$

$$L = 16.65 \text{ m}$$

$$c_1 = c_0 * s_c * L \quad (3.114)$$

1 C1: Cota agua debajo de la compuerta

Sc: Pendiente del canal de limpia = 0.0027 m/m

L: Longitud del canal de limpia = 16.65 m

Co: Cota de fondo de la plantilla del canal de limpia = 752.02 m. s. n. m

$$c_1 = c_0 * s_c * L$$

$$c_1 = 752.02 - 0.0027 * 16.65$$

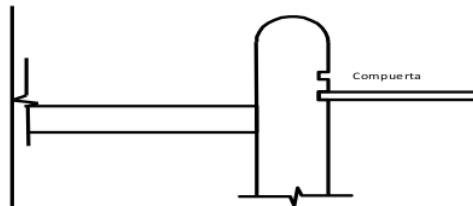
$$c_1 = 751.98 \text{ m. s. n. m}$$

Pilar

1 espesor del pilar (e)

$$e = \frac{L_d}{4} = \frac{6.5}{4} = 1.625 \quad (3.115)$$

Como se considerará 2 compuertas asumiremos un espesor de 0.80 m



$$r = \frac{0.80}{2} = 0.40 \text{ m} \quad (3.116)$$

1 Diseño de los muros de encausamiento

Se considera las condiciones topográficas y curvas de remanso del cauce en la zona de la bocatoma para la altura del muro:

a.- Cálculo de la altura:

$$H_m = P + H_0 + Bl \quad (3.117)$$

$$Bl = \frac{H_0}{3} = \frac{2.79}{3} = 0.93 \quad (3.118)$$

$$H_m = 1 + 2.79 + 0.93$$

$$H_m = 4.72$$

$$H_m = 4.75 \text{ m}$$

$$\text{Cota: } 752.02 + 4.75$$

Cota del terreno: 756.74 en el punto del barraje

b.- Longitud:

1
Longitud del muro de encauzamiento

Margen derecha:

Sobre el barraje:

$$L = 12.00 + 2.5 \times 45^\circ + 3.00 = 15.96 \text{ m}$$

Debajo del barraje:

$$L = 3.04 + 9.55 + 7.00 + 2.5 \times 45^\circ + 3.00 = 24.55 \text{ m} \quad \mathbf{2}$$

En la margen izquierda:

Sobre el barraje:

$$L = 10.15 + 2.5 \times 45^\circ + 3.00 = 15.11 \text{ m}$$

Debajo del barraje:

$$L = 7.00 + 2.5 \times 45^\circ + 3.00 = 11.96 \text{ m}$$

Actividad 04: Diseño hidráulico del desarenador de baja velocidad ($V < 1 \text{ m/s}$), para un QMD, de $Q = 32.39 \text{ l/s}$.

31
Diámetro de las partículas a sedimentar:

Sedimentaremos arena fina y gruesa del siguiente diámetro aproximado:

$$d = 0.25 \text{ mm}$$

Velocidad del flujo:

1
Utilizando la fórmula de Camp

$$v = a \times \sqrt{d} \quad (3.119)$$

d: Diámetro "mm" = 0.25 mm

a: depende del diámetro, $a = 44 \text{ mm}$

$$v = 44 \times \sqrt{0.25}$$

$$v = 22 \text{ cm/s} = 0.22 \text{ m/s} \quad \mathbf{1}$$

Cálculo de la velocidad de caída Arkhagelski:

Tabla 30

Relación entre el diámetro y la velocidad según Arkhagelski **1**

d (mm)	w (cm/s)
0.05	0.178
0.10	0.692
0.15	1.560
0.20	2.160
0.25	2.700
0.30	3.240
0.35	3.780
0.40	4.320

Fuente: Adaptado de Obras Hidráulicas (pág. 78), por Autoridad Nacional del Agua, 2010

De acuerdo a **1** tabla de Arkhagelski

$$w = 2.70 \text{ cm/s}$$

$$w = 0.027 \text{ m/s}$$

Stokes y Sellerio:

De acuerdo al Diámetro calculamos w (cm/s)

Stokes

$$w = 5 \text{ cm/s} = 0.05 \text{ m/s}$$

Sellerio

$$w = 2.5 \text{ cm/s}$$

$$w = 0.0025 \text{ m/s}$$

Owens

Con la fórmula propuesta:

$$w = k\sqrt{d(\rho_s - 1)} \quad (3.120)$$

d = diámetro de partículas (m)

w = velocidad de sedimentación (m/s)

ρ_s = peso específico del material (g/cm³)

k = constante que depende, de la forma y naturaleza de los granos = 5.30

$$\rho_s = 1.67 \frac{\text{gr}}{\text{cm}^3} \quad K = 5.3 \quad d = 0.25 \text{ mm} \quad (3.121)$$

$$w = k\sqrt{d(\rho_s - 1)} = 5.30 \times \sqrt{0.25 \times (1.67 - 1)} \quad (3.122)$$

$$w = 0.0685 \text{ m/s}$$

Scotti – Foglieni

$$w = (3.8 \times \sqrt{d}) + (8.3 \times d) \quad (3.123)$$

d : Diámetro de partículas (m)

w : Velocidad de sedimentación (m/s)

Calculamos:

$$w = 3.8 * \sqrt{0.00025} + 8.3 * 0.00025 \quad (3.124)$$

$$w = 0.0622 \text{ m/s}$$

Tabla 31

Métodos para obtener la velocidad de caída en el desarenador

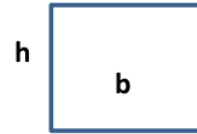
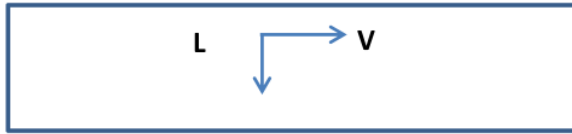
Método	Velocidad	und
Arkhagelski	0.0270	m/s
Stokes	0.0500	m/s
Sellerio	0.0250	m/s
Owens	0.0686	m/s
Scotti – Foglieni	0.0622	m/s

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Velocidades de caída por cada método respectivamente.

Promediando: $w = 0.0466 \text{ m/s}$

Cálculo de las dimensiones del tanque



Ancho del desarenador

$$Q = b * h * v \quad (3.125)$$

$$b = Q / (h * v)$$

h: altura del desarenador en m

Q: Caudal de diseño en m³ /s

v: velocidad de caída en m/s

Criterios de diseño:

Profundidad del estanque: 1,0 - 3,0 m. (Reglamento Nacional de Edificaciones-OS010)

Altura mínima h de 1.00 m. (asumir)

$$b = 0.03239 / (1.00 * 0.22) \quad (3.126)$$

$$b = 0.15 \text{ m}$$

b = 0.40 m (considerar).

Longitud del Desarenador:

$$L = \frac{(h * v)}{w} \quad (3.127)$$

$$L = \frac{(1.00 * 0.22)}{0.0466} = 4.73 \text{ m}$$

La velocidad en el agua sedimentada es $\leq w - w'$

$$L = \frac{(h * v)}{w}$$

Eghiazaroff:

$$w' = \frac{v}{5.7 + 2.3 * h} \quad (3.128)$$

$$w' = \frac{0.22}{5.7 + (2.3 * 1.00)}$$

$$w' = 0.0275$$

Según Levin "reducción de velocidad de flujo"

$$w' = \alpha * v \quad (3.129)$$

Bestelit:

$$\alpha = \frac{0.132}{\sqrt{h}} \quad (3.130)$$

$$\alpha = 0.132$$

Resolviendo:

$$w' = 0.132 * 0.22$$

$$w' = 0.02904$$

Entonces:

$$L = \frac{(1.00 * 0.22)}{0.0466 - 0.02904}$$

$$L = 12.52 \text{ m}$$

$$L = \frac{(1.00 * 0.22)}{0.0466 - 0.0275}$$

$$L = 11.51 \text{ m}$$

En bajas velocidades, esta corrección con la variable K, varía acorde a las velocidades de escurrimiento al tanque:

$$L = k * \frac{(h * v)}{v} \quad (3.131)$$

$$K = 1.25$$

$$L = 1.25 * \frac{1.00 * 0.22}{0.0466}$$

$$L = 5.90 \text{ m}$$

La longitud será con la corrección de k, L = 5.90 m

Tiempo de sedimentación:

$$t = \frac{h}{w} \quad (3.132)$$

$$t = \frac{1.00}{0.0466}$$

$$t = 21.48 \text{ s}$$

Volumen del agua conducido en ese tiempo por cada tanque:

$$V = Q * t \quad (3.133)$$

$$V = 0.03334 * 21.48$$

$$V = 0.716 \text{ m}^3$$

Volumen de la capacidad del tanque:

$$V = b * h * L \quad (3.134)$$

$$V = 0.60 * 1.00 * 5.90$$

$$V = 3.54 \text{ m}^3$$

pendiente de fondo del 5 %

Cálculo de la longitud de transición:

$$Lt = \frac{T1 - T2}{2 * Tg12.50^\circ} \quad (3.135)$$

T1: Espejo de agua del desarenador

1
T2: Espejo de agua en el canal

$$L_t = \frac{1.15 - 0.40}{2 * \text{Tg}12.50^\circ}$$

$L_t = 1.69 \text{ m}$ asumir una distancia $L_t = 1.70 \text{ m}$

Cálculo de la longitud del vertedero al final del tanque:

$$L_v = \frac{Q}{C * h^2} \quad (3.136)$$

1
C: Coeficiente según el tipo de perfil=1.84

Para una carga $h = 0.165 \text{ m}$

$$L_v = \frac{0.03239}{1.84 * 0.165^2}$$

$L_v = 0.26 \text{ m}$ asumimos 0.30 m

1
La longitud del vertedero es menor al ancho del desarenador, no es necesario el cálculo del radio del vertedero.

Cálculo de la longitud total del tanque desarenador:

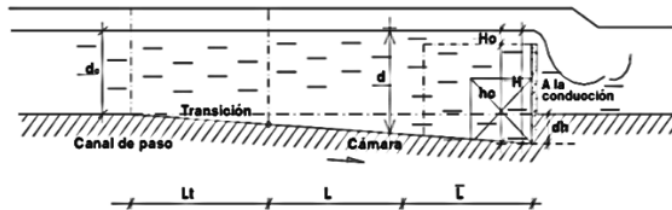


Figura 29

Perfil del Desarenador

Fuente: Adaptado de Obras Hidráulicas (pág. 82), por Autoridad Nacional del Agua, 2010, www.ana.gob.pe

45
 L_t = Longitud de la transición de entrada

L = Longitud del tanque

L_v = Longitud del vertedero

1
 $L_{\text{total}} = 1.70 \text{ m} + 5.90 \text{ m} + 0.30 \text{ m} = 7.90 \text{ m}$

Cálculo de la caída del fondo:

$$dh = L * S \quad (3.137)$$

ΔZ : Diferencia de cotas del fondo del desarenador

S: Pendiente del fondo del desarenador (4%)

$$dh = 7.70 * \frac{4}{100}$$

$dh = 0.308 \text{ m}$

2
 $dh = 0.31 \text{ m}$

Cálculo de la profundidad del desarenador frente a la compuerta de lavado:

$$H = h + dh \quad (3.138)$$

h: altura del desarenador

$$H = 1.00 + 0.30$$

$$H = 1.30 \text{ m}$$

Cálculo de la altura de cresta del vertedero con respecto al fondo:

altura de seguridad de 0.20 m

$$hc = H - 0.165 \quad (3.139)$$

$$hc = 1.30 - 0.165$$

$$hc = 1.135 \text{ m}$$

Cálculo de las dimensiones de la compuerta de lavado: La compuerta funciona como un orificio sumergido:

$$Q = Cd * Ao * \sqrt{2 * g * h} \quad (3.140)$$

$$Ao = \frac{Q}{Cd * \sqrt{2 * g * h}} \quad (3.141)$$

1 Cd: Coeficiente de descargar (0.6 para orificios de pared delgada)

Q: Caudal a descargar por el orificio

h: Carga hidráulica sobre el orificio Ao: Área de la compuerta

g: Aceleración de la gravedad

Considere una tubería de PVC $\phi_{interior} = 0.104 \text{ m}$ o de 4"

La carga está dada por:

$$h = 1.50 - \frac{0.104}{2} \quad (3.142)$$

$$h = 1.448 \text{ m}$$

$$Q = 0.60 * \frac{\pi * D^2}{4} * \sqrt{2 * 9.81 * 1.448} \quad (3.143)$$

$$Q = 0.027 \text{ m}^3/\text{s}$$

Velocidad de salida

$$v = Q / Ao \text{ debe ser de 3 a 5 m/s}$$

Q: caudal descargado por la compuerta

$$v = \frac{0.027}{\frac{\pi * 0.104^2}{4}} = 3.18 \text{ m/s} > 3.00 \text{ m/s} \quad (3.144)$$

Diseño del canal de emergencia.

Considerar una sección de $0.40 \text{ m} \times 0.40 \text{ m}$

Diseño de compuerta al inicio de la línea de conducción

$$Q = Cd * Ao * \sqrt{2 * g * h} \quad (3.145)$$

$$A_o = \frac{Q}{C_d \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}} \quad (3.146)$$

El Caudal de entrega a la Línea de conducción debe ser de 38.87 l/s

$C_d=0.60$ orificios de pared delgada h =carga sobre el orificio

Altura de compuerta de 0.15 m y tirante de 0.35

$$h = 0.35 - \frac{0.15}{2} = 0.275 \text{ m.} \quad (3.147)$$

$$A_o = \frac{0.03887}{0.60 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot 0.275}} = 0.02789 \text{ cm}^2$$

Diseño del canal entre el desarenador y la compuerta



Figura 30
Diseño de canal del desarenador a la Línea de Conducción
Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

$$A_o = a \cdot b \quad (3.148)$$

$$0.0327 = 0.15 \cdot b$$

$$b = 0.20 \text{ m}$$

Colocar un aliviadero de 2.00 m para un tirante de 0.35

Para un tirante de 0.4524 m

Borde Libre (BL)

$$F_b = \frac{Y}{3} = \frac{0.4524}{3} = 0.1508 \text{ m} \quad (3.149)$$

Cálculo de "H"

$$H = Y + F_b = 0.4524 + 0.1508 \quad (3.150)$$

$$H = 0.6032$$

Considerar una Altura de $H = 0.65 \text{ m}$

Cálculo de la longitud de transición

$T1 = \text{Espejo del desarenador} + e_{\text{muro}} + \text{espejo del canal de emergencia}$

$$T1 = 1.15 + 0.25 + 0.40 = 1.80 \text{ m}$$

$$T2 = \text{espejo en el canal de agua} = 0.20 \text{ m}$$

$$Lt = \frac{1.80 - 0.20}{2 * \text{Tg}12.50^\circ} = 3.60 \text{ m} \quad (3.151)$$

Actividad 05: Cálculo **hidráulico** de la línea de conducción.

Cálculo del caudal de diseño

➤ Caudal **Máximo Diario** (Qmh) = QMD = 32.39 l/s

Se multiplicará por un factor de 1.20 por temas de seguridad de diseño.

$$\text{Caudal de Diseño} = QMD \times 1.20$$

$$\text{Caudal de Diseño} = 32.39 \times 1.20 = 38.87 \text{ l/s}$$

Desarenador a cámara rompe presión 01. (Tramo 01)

Q = 38.87 l/s **PVC** **C= 150** (coeficiente de fricción Hazen & Williams)

Tramo 01

$$D = \left(\frac{Q}{0.000426 \times C \times S^{0.54}} \right)^{1/2.63} \quad S = h/L \quad (3.152)$$

$$h = \text{diferencia de cotas (m)}$$

$$L = \text{longitud del tramo (km)} = 6775.52 \text{ m}$$

$$\text{Cota de nivel piezométrica del desarenador: } 782.64 \text{ m.s.n.m}$$

$$\text{Cota CRP: } C_{\text{terreno}} + H_{\text{agua de CRP}} = 736.02 + 1.25 = 737.27 \text{ m.s.n.m}$$

$$S = \frac{782.64 - 737.27}{6.78} = \frac{45.37}{6.78} = 6.70 \quad (3.153)$$

$$D = \left(\frac{38.87}{0.000426 \times 150 \times 6.70^{0.54}} \right)^{1/2.63} = 7.84'' \quad \text{Considerar} = 10''$$

Perdida de carga (hf1)

$$hf_1 = \left(\frac{38.87}{0.000426 \times 150 \times 10^{2.63}} \right)^{1/0.54} * 6.78 = 13.83 \text{ m} \quad (3.154)$$

Perdida de carga por accesorios:

$$hf_2 = K \frac{v^2}{2g} = 13.1 \frac{(0.79)^2}{2(9.81)} = 0.42 \text{ m} \quad (3.155)$$

Accesorios	k	Nk
17 codos de 22.50° Ø 10"	0.10	1.70
2 codos de 45° Ø 10"	0.20	0.40
41 codos de 11.25° Ø 10"	0.10	4.10
Válvula de Compuerta	5.00	5.00
3 codos de 90°	0.90	2.70
		13.10

Perdida de carga total (hf1 + hf2)

$$hf_1 + hf_2 = 13.83 + 0.42 = 14.25 \text{ m} \quad (3.156)$$

Cota piezométrica

$$\text{Cota Desarenador.} - hf_{total} = C_p \text{ CRP 01}$$

$$C_{pB} = 782.64 - 14.25 = 768.39 \text{ m. s. n. m}$$

Presión en el tramo

$$P = 768.39 - 737.27 = 31.12 \text{ m. c. a}$$

Calculo de la perdida de carga unitaria

$$J = 0.995 \times Q^{1.852} \times D^{-4.87} = 0.995 \times 38.87^{1.852} \times 10^{-4.87} = 0.012 \quad (3.157)$$

Calculo de la velocidad

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{4 \times 0.03887}{\pi \times 0.254^2} = 0.79 \text{ m/s} \quad (3.158)$$

Cámara rompe presión 01 a C.R.P 02. (Tramo 02)

$$Q = 38.87 \text{ l/s} \quad \text{PVC} \quad C = 150 \text{ (coeficiente de fricción Hazen \& Williams)}$$

Tramo 02

Cota de nivel piezométrica CRP 01: 737.27 m. s. n. m

Cota CRP 02: 687.21 + 1.25 = 688.46 m. s. n. m

$$S = \frac{737.27 - 688.46}{5.757} = \frac{48.81}{5.757} = 8.48 \quad (3.159)$$

$$D = \left(\frac{38.87}{0.000426 \times 150 \times 8.48^{0.54}} \right)^{1/2.63} = 7.46'' \quad \text{Considerar} = 10''$$

Perdida de carga (hf1)

$$hf_1 = \left(\frac{38.87}{0.000426 \times 150 \times 10^{2.63}} \right)^{1/0.54} * 5.757 = 11.75 \text{ m} \quad (3.160)$$

Perdida de carga por accesorios:

$$hf_2 = K \frac{v^2}{2g} = 21.40 \frac{(0.79)^2}{2(9.81)} = 0.68 \text{ m} \quad (3.161)$$

Accesorios	K	Nk
Valvula de Canastilla	3.00	3.00
1 codos de 45° Ø 10"	0.20	0.20
21 codos de 22.50° Ø 10"	0.10	2.10
84 codos de 11.25° Ø 10"	0.10	8.40
Válvula de Compuerta	5.00	5.00
3 codos de 90°	0.90	2.70
		21.40

Perdida de carga total (hf1 + hf2)

$$hf_1 + hf_2 = 11.75 + 0.68 = 12.43 \text{ m} \quad (3.162)$$

Cota piezométrica

$$Cota\ CRP01 - hf_{total} = Cp\ CRP02$$

$$Cp\ CRP02 = 737.27 - 12.43 = 724.84\ m.\ s.\ n.\ m$$

Presión en el tramo

$$P = 724.84 - 688.46 = 36.38\ m.\ c.\ a$$

Cálculo de la pérdida de carga unitaria

$$J = 0.995 \times Q^{1.852} \times D^{-4.87} = 0.995 \times 38.87^{1.852} \times 10^{-4.87} = 0.012 \quad (3.163)$$

Cálculo de la velocidad

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{4 * 0.05086}{\pi * 0.198^2} = 0.798\ m/s \quad (3.164)$$

Cámara rompe presión 02 a C.R.P 03. (Tramo 03)

$$Q = 38.87\ l/s \quad PVC \quad C = 150 \text{ (coeficiente de fricción Hazen & Williams)}$$

Tramo 03

Cota de nivel piezométrica CRP 02: 688.46 m.s.n.m

Cota CRP 03: 638.56 + 1.25 = 639.81

$$S = \frac{688.46 - 639.81}{6.197} = \frac{49.03}{6.128} = 7.94 \quad (3.165)$$

$$D = \left(\frac{38.87}{0.000426 \times 150 \times 7.94^{0.54}} \right)^{1/2.63} = 7.57'' \quad \text{Considerar} = 10''$$

Perdida de carga (hf1)

$$hf_1 = \left(\frac{38.87}{0.000426 \times 150 \times 10^{2.63}} \right)^{1/0.54} * 6.128 = 12.51\ m \quad (3.166)$$

Perdida de carga por accesorios:

$$hf_2 = K \frac{v^2}{2g} = 20.50 \frac{(0.79)^2}{2(9.81)} = 1.53\ m \quad (3.167)$$

Accesorios	K	Nk
Valvula de Canastilla	3.00	3.00
64 codos de 11.25° Ø 10"	0.10	6.40
18 codos de 22.50° Ø 10"	0.10	1.80
8 codos de 45° Ø 10"	0.20	1.60
Válvula de Compuerta	5.00	5.00
3 codos de 90°	0.90	2.70
		20.50

Perdida de carga total (hf1 + hf2)

$$hf_1 + hf_2 = 12.51 + 0.65 = 13.16\ m \quad (3.168)$$

Cota piezométrica

$$Cota\ CRP02 - hf_{total} = Cp\ CRP03$$

$$Cp\ CRP02 = 688.46 - 13.16 = 675.30$$

Presión en el tramo

$$P = 675.30 - 639.81 = 35.49 \text{ m. c. a}$$

6 Cálculo de la pérdida de carga unitaria

$$J = 0.995 \times Q^{1.852} \times D^{-4.87} = 0.995 \times 50.00^{1.852} \times 8^{-4.87} = 0.0125 \quad (3.169)$$

Cálculo de la velocidad

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{4 \times 0.03887}{\pi \times 0.254^2} = 0.79 \text{ m/s} \quad (3.170)$$

Cámara rompe presión 03 a C.R.P 04. (Tramo 04)

8 **Q = 38.87 l/s** PVC **C= 150** (coeficiente de fricción Hazen & Williams)
Tramo 04

Cota de nivel piezométrica CRP 03: 639.81 m. s. n. m

Cota CRP 04: 592.92 + 1.25 = 594.17

$$S = \frac{639.81 - 594.17}{6.5424} = \frac{45.64}{6.542} = 6.98 \quad (3.171)$$

$$D = \left(\frac{38.87}{0.000426 \times 150 \times 6.98^{0.54}} \right)^{1/2.63} = 7.77'' \quad \text{Considerar} = 10''$$

Perdida de carga (hf1)

$$hf_1 = \left(\frac{38.87}{0.000426 \times 150 \times 10^{2.63}} \right)^{1/0.54} * 6.473 = 13.21 \text{ m} \quad (3.172)$$

Perdida de carga por accesorios:

$$hf_2 = K \frac{v^2}{2g} = 28.00 \frac{(0.79)^2}{2(9.81)} = 0.89 \text{ m} \quad (3.173)$$

Accesorios	k	Nk
Valvula de Canastilla	3.00	3.00
91 codos de 11.25° .Ø 10"	0.10	9.10
22 codos de 22.5° Ø 10"	0.10	2.20
5 codos de 45° Ø 10"	0.20	1.00
Válvula de Compuerta	5.00	10.00
3 codos de 90°	0.90	2.70
		28.00

Perdida de carga Total (hf1 + hf2)

$$hf_1 + hf_2 = 13.36 + 0.89 = 14.25 \text{ m} \quad (3.174)$$

Cota Piezométrica

$$Cota CRP03 - hf_{total} = Cp CRP04$$

$$Cp CRP04 = 639.81 - 14.25 = 625.56$$

Presión en el tramo

$$P = 625.26 - 594.17 = 31.09 \text{ m. c. a}$$

6 Cálculo de la pérdida de carga unitaria

$$J = 0.995 \times Q^{1.852} \times D^{-4.87} = 0.995 \times 38.87^{1.852} \times 10^{-4.87} = 0.0125 \quad (3.175)$$

Cálculo de la velocidad

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{4 \times 0.03887}{\pi \times 0.254^2} = 0.79 \text{ m/s} \quad (3.176)$$

Cámara rompe presión 04 a sedimentador (PTAP). (Tramo 05)

Q = 38.87 l/s **PVC** **C= 150** (coeficiente de fricción Hazen & Williams)

Cota de nivel piezométrica CRP 04: 594.17 m. s. n. m

Sedimentador: 563.25 + 1.25 = 564.50 m. s. n. m

$$S = \frac{594.17 - 564.50}{1.428} = \frac{29.67}{1.428} = 20.77 \quad (3.177)$$

$$D = \left(\frac{38.87}{0.000426 \times 150 \times 20.77^{0.54}} \right)^{1/2.63} = 6.21'' \quad \text{Considerar} = 8''$$

Perdida de carga (hf1)

$$hf_1 = \left(\frac{38.87}{0.000426 \times 150 \times 8^{2.63}} \right)^{1/0.54} * 1.428 = 8.64 \text{ m} \quad (3.178)$$

Perdida de carga por accesorios:

$$hf_2 = K \frac{v^2}{2g} = 13.10 \frac{(1.24)^2}{2(9.81)} = 1.03 \text{ m} \quad (3.179)$$

Accesorios	k	Nk
Valvula de Canastilla	3.00	3.00
18 codos de 11.25° Ø 8"	0.10	1.80
6 codos de 22.5° Ø 8"	0.10	0.60
Válvula de Compuerta	5.00	5.00
3 codos de 90°	0.90	2.70
		13.10

Perdida de carga Total (hf1 + hf2)

$$hf_1 + hf_2 = 8.64 + 1.03 = 9.67 \text{ m} \quad (3.180)$$

Cota piezométrica

$$Cota \text{ CRP04} - hf_{total} = Cp \text{ PTAP}$$

$$Cp \text{ PTAP} = 594.17 - 9.67 = 584.50 \text{ m. c. a}$$

Presión en el tramo

$$P = 584.50 - 564.50 = 20 \text{ m. c. a}$$

Cálculo de la pérdida de carga unitaria

$$J = 0.995 \times Q^{1.852} \times D^{-4.87} = 0.995 \times 38.87^{1.852} \times 8^{-4.87} = 0.037 \quad (3.181)$$

Cálculo de la velocidad

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{4 \times 0.03887}{\pi \times 0.203^2} = 1.24 \text{ m/s} \quad (3.182)$$

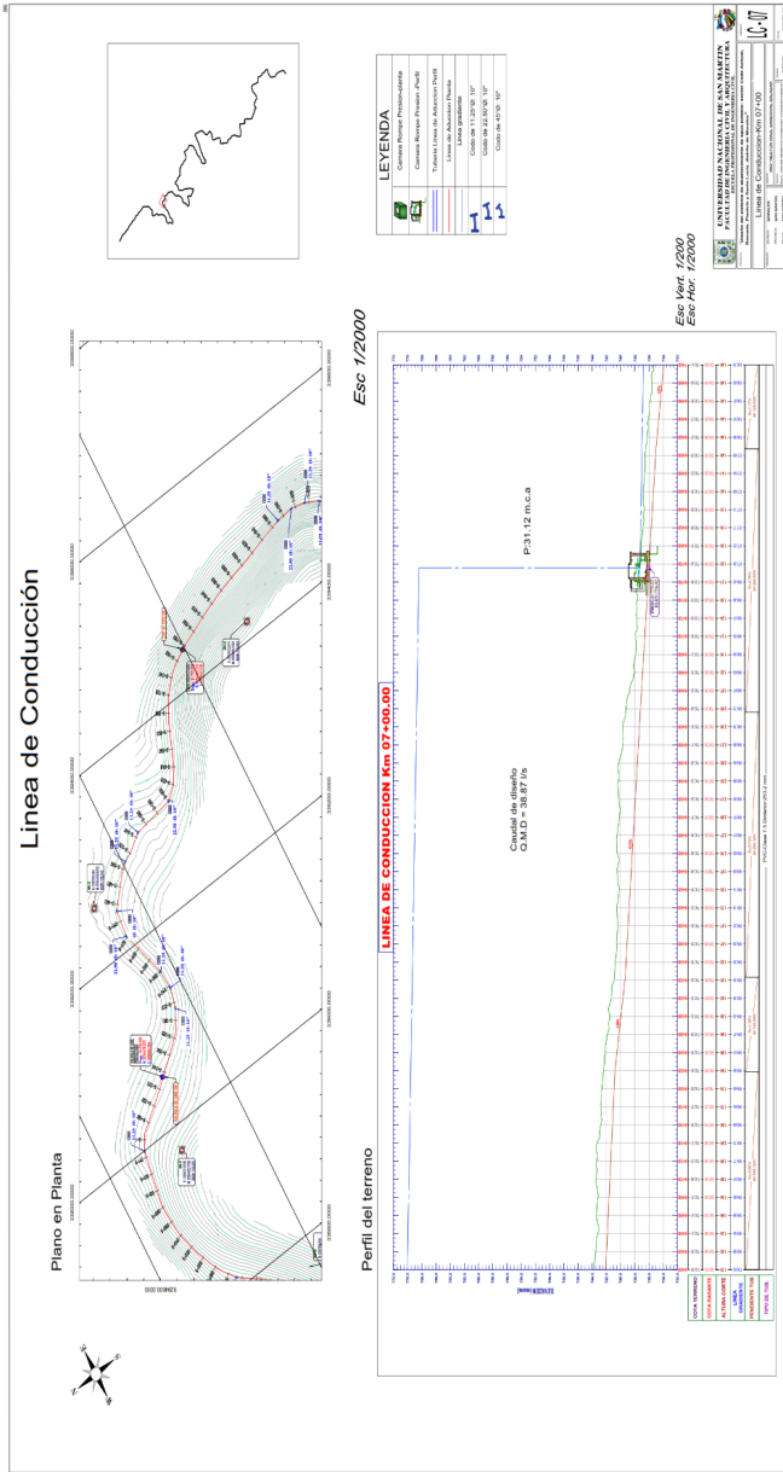


Figura 33
 Línea de Conducción Km 07+00 - Plano en Planta y Perfil
 Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

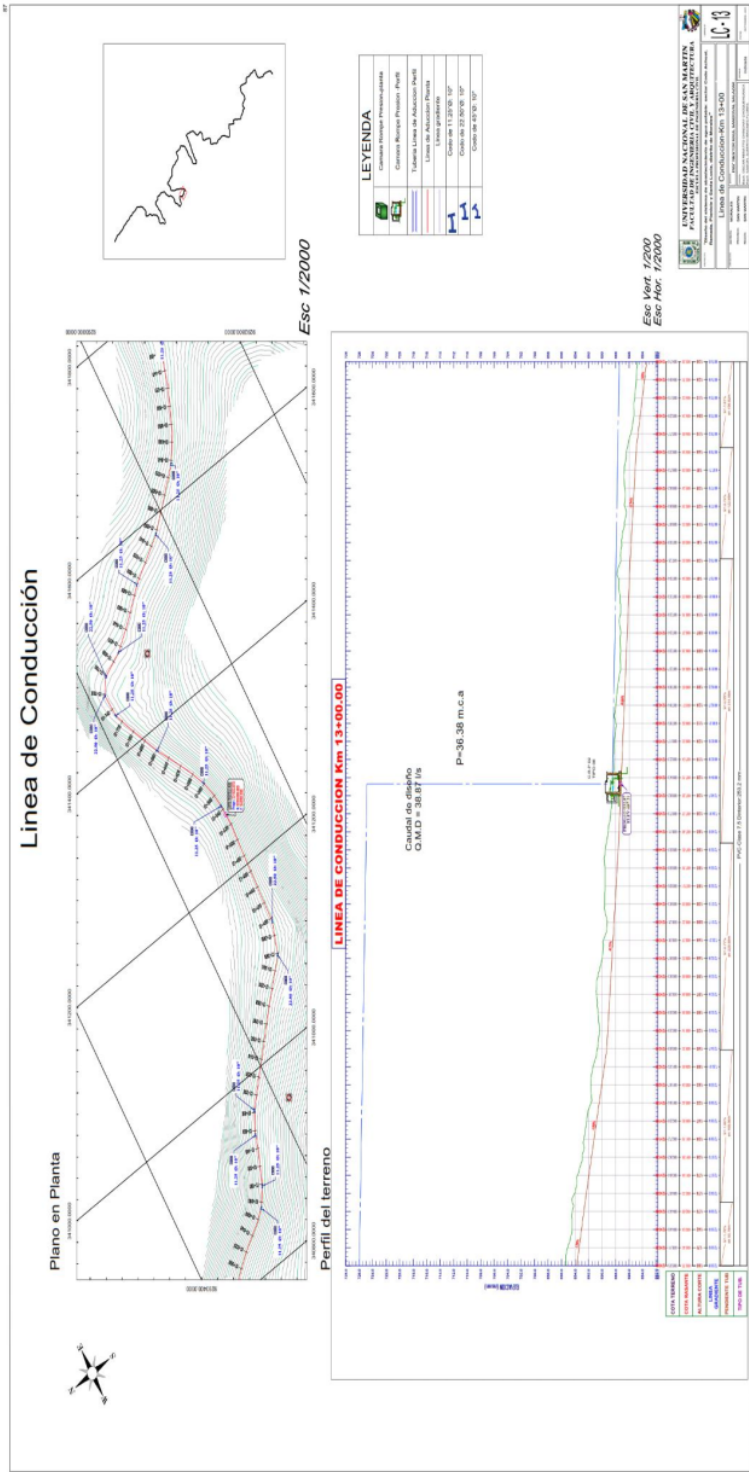


Figura 34
 Línea de Conducción Km 13+00 - Plano en Planta y Perfil
 Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

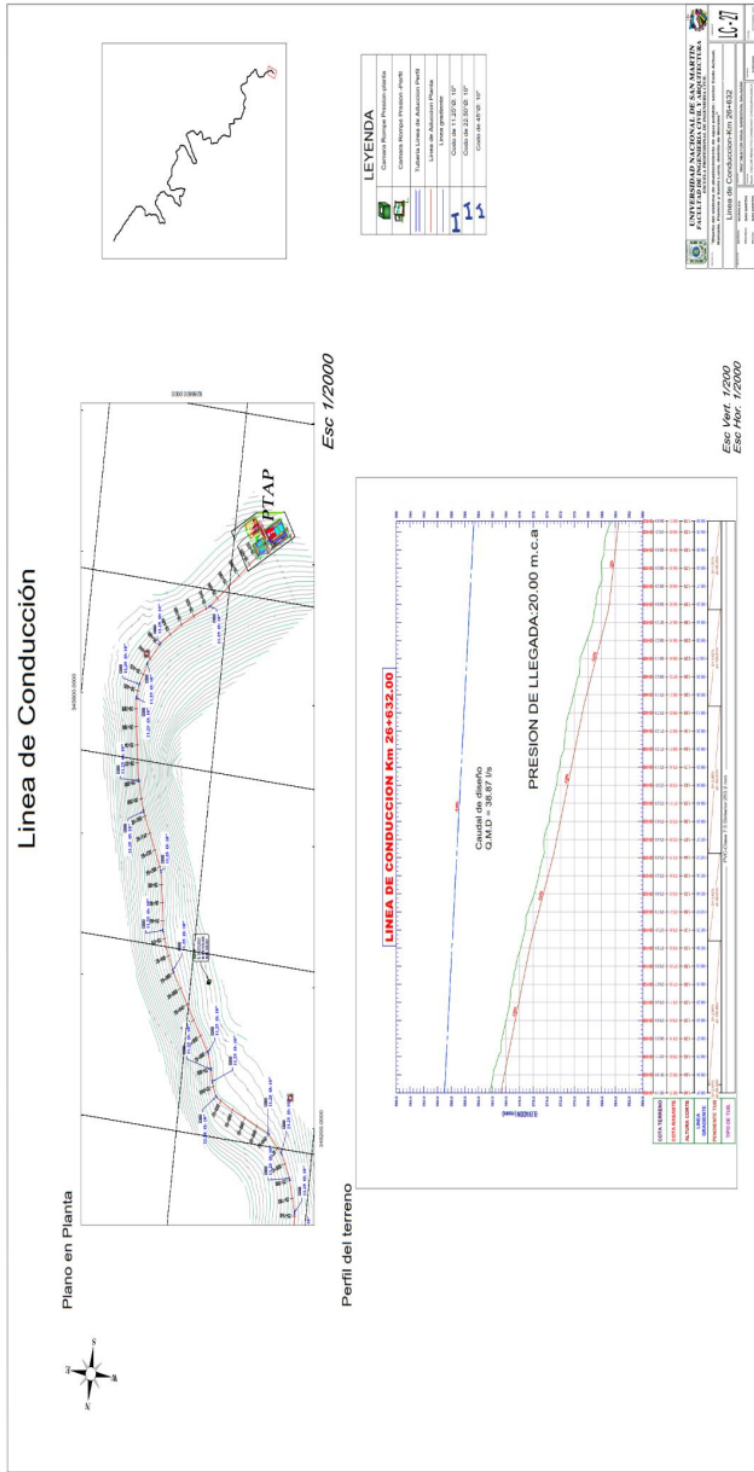


Figura 37
Linea de Conducción Km 26+632 - Plano en Planta y Perfil
 Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Actividad 3. Cálculo hidráulico de la planta de tratamiento de agua potable.

Diseño hidráulico del sedimentador laminar

Sedimentador laminar

El diseño será con el Qmd: 32.39 l/s, con un F.S de 1.10, se considera 2 unidades de diseño.

$Q = 35.63 \text{ L/s} = 0.036 \text{ m}^3/\text{s}$ el caudal para cada unidad es de $0.018 \text{ m}^3/\text{s}$

Velocidad promedio después de instalar las placas (V_{so})

$$v_{so} = \frac{L_p}{t_{rp}} \quad (3.183)$$

$l_p = 1.20 \text{ m}$ longitud mínima asumida de la placa

$t_{rp} = 90 \text{ minutos} =$ tiempo promedio asumido

$$v_{so} = \frac{1.20}{90} = 0,013 \text{ m/min}$$

Realizando la conversión:

$$0,08 \text{ m/min} = 0.00022 \text{ m/s}$$

Asumimos una separación de placas $e' = 0.205 \text{ m}$

El espesor de las placas $e = 0.205 \text{ m}$

Cálculo del espaciamiento entre placas (d)

$$d = e' \sin \theta - 0.006 \quad (3.184)$$

$\theta = 60^\circ$ (Angulo de inclinación de la placa)

$$d = (0.205 * \sin 60^\circ) - 0.006$$

$$d = 0.1715 \text{ m}$$

Longitud útil dentro de las placas (l_u)

$$l_u = l_p - e' \cos \theta \quad (3.185)$$

$$l_u = 1.20 - 0.205(\cos 60^\circ) = 1.0975 \text{ m}$$

Longitud relativa del sedimentador (L_r)

$$L_r = \frac{l_u}{d} \quad (3.186)$$

$$l_u = 1.0975 \text{ m}$$

$$d = 17.15 \text{ cm}$$

$$L_r = \frac{1.0975}{0.1715} = 6.39 \text{ m}$$

Coefficiente del módulo de Placas (f)

$$f = \frac{\text{sen}\theta(\text{sen}\theta + L_r \cos\theta)}{S} \quad (3.187)$$

$S = 1.00$ parámetro para placas paralelas

$$f = \frac{\text{sen}60^\circ(\text{sen}60^\circ + (6.39 * \cos60^\circ))}{1.00}$$

$$f = \frac{0.866(0.866 + (6.39 * 0.50))}{1.00} = 3.52$$

Área superficial del sedimentador Laminar (As)

$$As = \frac{q}{f * Vs} \quad (3.188)$$

$$q = \frac{0.036 \text{ m}^3/\text{s}}{2} = 0.018 \text{ m}^3/\text{s} \quad (3.189)$$

$$As = \frac{0.018}{3.52 * 0.00133} = 23.01 \text{ m}^2$$

Numero de canales formados por las placas (Vsc)

$$N = \frac{As * \text{sen} \theta}{B * d} \quad (3.190)$$

B = ancho de la zona de sedimentación = 3.45 m

$$N = \frac{23.01 * \text{sen} 60^\circ}{3.45 * 0.1715} = 33.67 = 34 \text{ canales}$$

$$v_{sc} = \frac{1 * (115,2)}{\text{sen}(60^\circ) + 24 \text{ cos}(60^\circ)} = 30.37 \text{ m/día}$$

Longitud Total del sedimentador (Lt)

$$Lt = l_p * \cos 60^\circ + \frac{[(N * d) + [(N + 1) * 0.0006]]}{\text{sen} 60^\circ} \quad (3.191)$$

$$Lt = (1.20 * \cos 60^\circ) + \frac{(34 * 0.1715) + [(34 + 1) * 0.006]}{\text{sen} 60^\circ} \quad (3.192)$$

$$Lt = 7.57 \text{ m}$$

Considerar una longitud de 7.57 m

Velocidad media del flujo

$$V_0 = \frac{q}{As * \text{sen} 60^\circ} \quad (3.193)$$

$$V_0 = \frac{0.018 * 100}{23.01 * \text{sen} 60^\circ} = 0.09 \text{ cm/s} \quad (3.194)$$

Radio Hidráulico del módulo de placas

$$RH = \frac{b * d}{2(b + d)} \quad (3.195)$$

b=ancho del módulo de placa =3.45 m

$$RH = \frac{3.45 * 0.1715 * 100}{2(3.45 + 0.1715)} = 8.0003 \text{ cm}$$

Número de Reynolds (NRe)

$$N_{RE} = \frac{4 * RH * V_0}{v_{H2O}} \quad (3.196)$$

$$v_0 = 0.00022 \text{ m/s}$$

ep= 6 mm = 0,06 m (espesor de la placa)

$$v_{H2O} = 1.003 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$N_{RE} = \frac{4 * 8.0003 * 0.00022 * 100}{1.003} = 288.29$$

El valor de 288.29 pertenece al flujo laminar

Volumen del sedimentador (V_{TS})

$$V_{TS} = Ls * Bs * Zs \quad (3.197)$$

$$Ls = 3.45 \text{ m}$$

$$Bs = 7.57 \text{ m}$$

$$Zs = 3.00 \text{ m (asumí por criterio)}$$

$$V_{TS} = (3.45) * (7.57) * (3.00) = 78.35 \text{ m}^3$$

Tiempo de retención en el tanque de sedimentación (t_{rs})

$$Q = 0.018 \text{ m}^3/\text{s} \quad V_{TS} = 78.35 \text{ m}^3$$

$$t_{rs} = \frac{V_{TS}}{Q} = \frac{78.35}{0.018} = 4352.75 \text{ s} = 72.55 \text{ min} \quad (3.198)$$

Cálculo de la tubería de distribución de agua a lo largo del módulo de placas

Numero de hileras de orificios en cada tubería por decantador (N') = 1.00

Velocidad en los orificios (V_o) = 0.15 m/seg

Longitud de la tubería (L) = 7.80 m

Separación de los orificios (e) = 0.205 m

$$\text{Caudal por cada tubería (qt)} = \frac{qu}{N} = \frac{0.018}{2} = 0.009 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Caudal por cada hilera de orificio (qh)

$$qh = \frac{qt}{N'} \quad (3.199)$$

$$qh = \frac{0.009}{1.00} = 0.009 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Área total de orificios (A_t)

$$A_t = \frac{qh}{V_o} \quad (3.200)$$

$$A_t = \frac{0.009}{0.15} = 0.006 \text{ m}^2$$

Numero de orificios en cada hilera (n)

$$n = \frac{L}{e} \quad (3.201)$$

$$n = \frac{7.57}{0.25} = 30 \text{ und.}$$

Área de cada orificio (A_o)

$$A_o = \frac{A_t}{n} \quad (3.202)$$

$$A_o = \frac{0.006}{30} = 0.0002 \text{ m}^2$$

Diámetro de los orificios de distribución (d_o)

$$D_o = \sqrt{\frac{4 * A_o}{3.14}} = \sqrt{\frac{4 * 0.000425}{3.14}} = 0.016 \text{ m} = 1'' \quad (3.203)$$

Diámetro de la tubería de distribución (D_o)

$$D_o = 400 \text{ mm} = 16''$$

1
Area de la tubería de distribución (At)

$$At = \frac{3.14 * D_o^2}{4} = \frac{3.14 * 0.40^2}{4} = 0.126 \text{ m}^2 \quad (3. 204)$$

Radio hidráulico (RH)

$$R_H = \frac{A}{P} = \frac{r * r^2}{2 * r + r} \quad (3. 205)$$

$$R_H = \frac{r}{2} = \frac{d_o}{4}$$

$$R_H = \frac{0.023}{4}$$

$$R_H = 0.00575 \text{ m} \quad \mathbf{7}$$

Gradiente de velocidad paso del flujo por las compuertas (G)

$$G = \sqrt{\frac{y}{u}} * VL^{1.5} \sqrt{\frac{f}{8 * g * R_H}} \quad (3. 206)$$

1
Temperatura del agua 20 C°

$$\sqrt{\frac{y}{u}} = 3114.64 \quad f = 0.02 \dots \dots \dots \text{Coef. Darcy}$$

$$G = \sqrt{\frac{y}{u}} * VL^{1.5} \sqrt{\frac{f}{8 * g * R_{H1}}}$$

$$G = 3114.64 * 0.15^{1.5} \sqrt{\frac{\mathbf{7.02}}{8 * 9.81 * 0.00625}} = 36.53 \text{ s}^{-1}$$

Cálculo de un colector múltiple con tolvas separadas.

Longitud de la base mayor de cada tolva, (N= número de tolvas)

$$N = \frac{L}{e} = \frac{7.57}{0.50} = 15 \text{ tolvas} \quad (3. 207)$$

$e = 0.50 =$ separación de orificios de descarga

1
Sección Máxima de la tolva

$$A = B * L = 3.45 * 7.57 = 26.12 \text{ m}^2 \quad (3. 208)$$

Volumen de la parte recta de la tolva (V_{T1})

$h_1 =$ Profundidad de la sección recta de las tolvas

$$V_{T1} = A * h_1 * N = 26.12 * 0.40 * 1 = 10.45 \text{ m}^3 \quad (3. 209)$$

Volumen en el tronco de la pirámide (V_{T2})

$$V_{T2} = A * h * \frac{N}{3} = 26.12 * 0.40 * \frac{1}{3} = 3.48 \text{ m}^3 \quad (3. 210)$$

1
Caudal de lodos producidos por la unidad en época de lluvias

$$Q_L = q_L * Q_{\text{diseño}} = 0.005 * 36.00 = 0.18 \text{ l/s} \quad (3. 211)$$

$q_L =$ tasa de producción de lodos

Tasa de Frecuencia de Descarga.

$$F = \frac{V_{T1} + V_{T2}}{Q_L} = \frac{10.45 + 3.48}{0.18 * 86.4} = 0.89 \text{ dia} = 21.50 \text{ horas} \quad (3.212)$$

1 Diámetro de los orificios de descarga

$$d = \frac{e}{1.162 * \sqrt{\frac{H^{0.5}}{V_a}}} = \frac{0.50}{1.162 * \sqrt{\frac{4.00^{0.5}}{0.01}}} = 0.0304 \text{ m} = 1 \frac{1}{2}'' \quad (3.213)$$

14 V_a = velocidad de arrastre = 1 cm/s

H = carga hidráulica = 4.00 m

e = separación de orificios de descarga

Diámetro del Colector Múltiple de Descarga

$$D = \frac{d}{\sqrt{R/N}} = \frac{0.0304}{\sqrt{\frac{0.42}{15}}} = 10'' \quad (3.214)$$

Se considera una tubería de 10" para el colector múltiple de descarga del sedimentador laminar.

Tubería que recolecta el agua sedimentada

Caudal de diseño:

$$Q = 0.036 \text{ l/s}$$

Tasa de recolección = 0.002 L/s.m

$$\text{Longitud de la tubería de recolección} = L_r = \frac{Q}{tr} = \frac{0.036}{0.002} = 18 \text{ m} \quad (3.215)$$

Ancho total de los módulos de placa (B = 3.45m)

Cantidad de tuberías de recolección

$$N = \frac{L_r}{B} = \frac{18}{3.45} = 5.24 \quad (3.216)$$

Considerar 3 tuberías en cada sedimentador

25 Espaciamiento entre orificios (e=0.15)

Numero de orificios por tubo

$$n = \frac{L_r}{e} = \frac{7.53}{0.15} = 50 \text{ und} \quad (3.217)$$

20 Área de los orificios ($A_0 = 1/2'' = 0.0001 \text{ m}^2$)

Área de los tubos de recolección

$$\frac{nA_0}{A_c} = 0.15 \quad (3.218)$$

$$A_c = \frac{50(0.0001)}{0.15} = 0.033 \quad (3.219)$$

Diámetro del tubo

$$D = \sqrt{\frac{4A_c}{\pi}} \times \frac{100}{2.54} = 8.00 \text{ pulg} \quad (3.220)$$

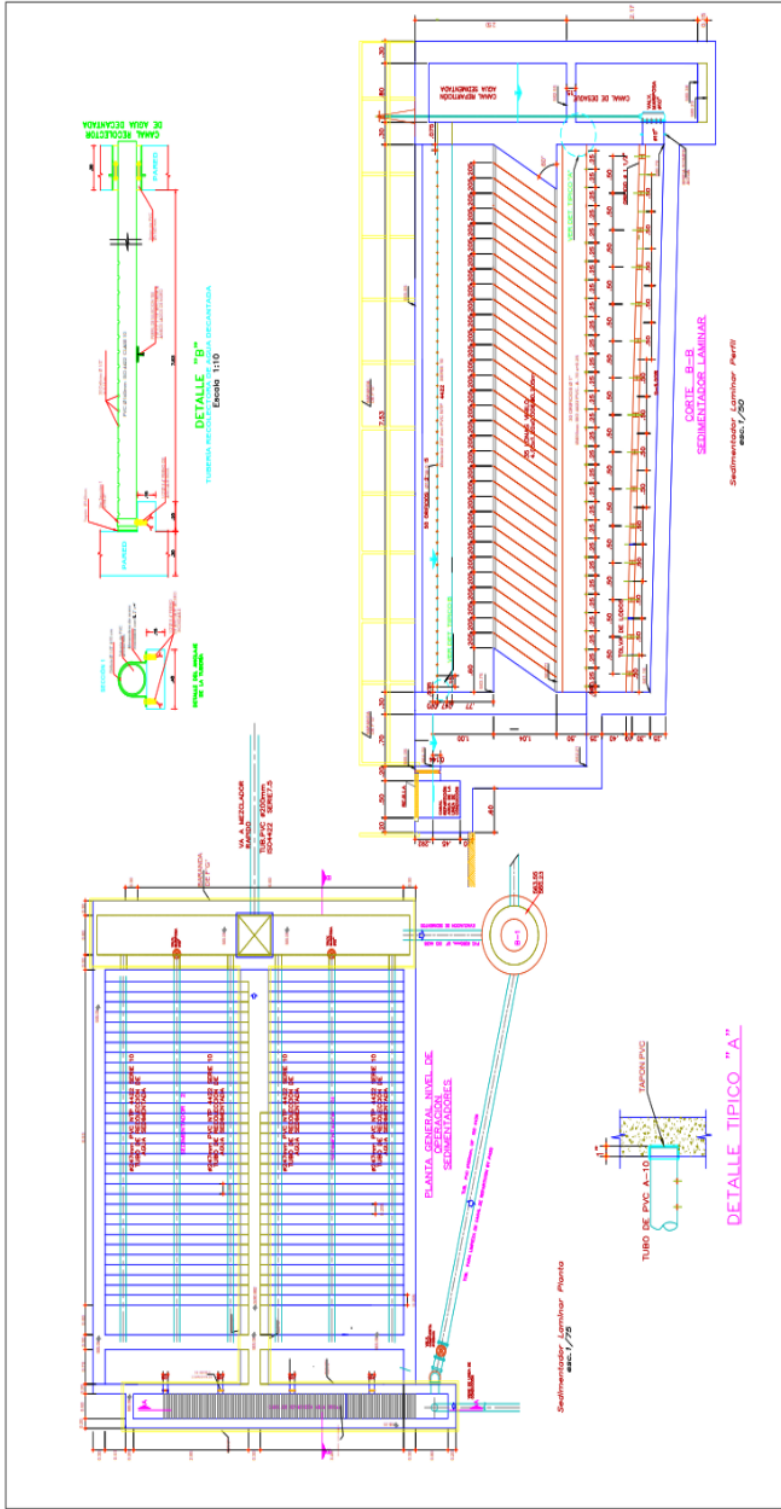


Figura 38
Plano del Sedimentador Laminar
Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Mezcla rápida en vertedero rectangular

Los cálculos se realizarán para un caudal de diseño, $Q = 35.63$ L/s, redondeamos a un caudal entero $Q = 36.00$ L/s = 0,036 m³/s.

Ancho del vertedero (B)

$$B = 0.40 \text{ m}$$

Inclinación de la rampa (θ)

$$X = 0.95 \text{ m "longitud del plano"}$$

$$E_0 = 0.40 \text{ m "altura de rampa"}$$

$$\theta = \text{tg}^{-1}(E_0/X) \quad (3.221)$$

$$\theta = \text{tg}^{-1}(0.40/0.90) = 22.83^\circ$$

Caudal por unidad de ancho (q)

$$q = \frac{Q}{B} \quad (3.222)$$

$$Q = 0.036 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q = \frac{0.036}{0.40} = 0.09 \text{ m}^2/\text{s}$$

Factor de resolución de la ecuación

Numero de Froude $F = 5.5$ m, se asume este Número de Froude, luego haremos la comprobación.

$$K = \cos \theta \left[F + \left(\frac{\cos \theta}{2F} \right) \right] = \cos(22.83^\circ) \left[5.5 + \left(\frac{\cos 22.83^\circ}{2 \times 5.5} \right) \right] = 5.15 \quad (3.223)$$

$$\phi = \cos^{-1} \left[\frac{F^2}{\left(\frac{2}{3} F K \right)^2} \right] = \cos^{-1} \left[\frac{5.5^2}{\left(\frac{2}{3} \times 5.5 \times 5.15 \right)^2} \right] = 68.34^\circ \quad (3.224)$$

Relación de alturas antes y después del resalto

$$a = \frac{d_2}{d_1} \quad (3.225)$$

$$a = \left(8 F \frac{K}{3} \right)^{0.5} \times \left(\cos \frac{\phi}{3} \right) = \left(8 \times 5.5 \times \frac{5.15}{3} \right)^{0.5} \times \left(\cos \frac{68.34^\circ}{3} \right) = 8.01$$

Altura antes del resalto (d_1)

$$d_1 = \left(\frac{q^2}{F^2 g} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.226)$$

$$q = 0.09 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$g = 9.81 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$d_1 = \left(\frac{0.09^2}{5.5^2 \times 9.81} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.03 \text{ m}$$

Profundidad antes del resalto (h_1)

$$h_1 = \frac{d_1}{\cos \theta} = \frac{0.03}{\cos 22.83^\circ} = 0.033 \text{ m} \quad (3.227)$$

Velocidad del agua al inicio de resalto (v_1)

$$v_1 = \frac{q}{h_1} \quad (3.228)$$

$$q = 0.09 \text{ m}^2/\text{s} \quad h_1 = 0.033 \text{ m}$$

$$v_1 = \frac{0.09}{0.033} = 2.76 \text{ m/s}$$

Número de Froude (comprobación)

$$F = \frac{v_1}{\sqrt{g h_1}} \quad (3.229)$$

$$v_1 = 2.76 \text{ m/s} \quad h_1 = 0.033 \text{ m} \quad g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$F = \frac{2.72}{\sqrt{9.81 \cdot (0.033)}} = 7.00$$

Profundidad después del resalto

$$h_2 = d_2 = a d_1 = 8.01 \times 0.03 = 0.24 \text{ m} \quad (3.230)$$

Longitud del resalto, para resalto estable (L_j)

$$L_j = 6(h_2 - h_1) \quad (3.231)$$

$$h_2 = 0.24 \text{ m}$$

$$h_1 = 0.033 \text{ m}$$

$$L_j = 6(0.24 - 0.033) = 1.247 = 1.25 \text{ m}$$

Velocidad del agua en el resalto (v_2)

$$q = 0.09 \text{ m}^2/\text{s} \quad h_2 = 0.24 \text{ m}$$

$$v_2 = \frac{q}{h_2} = \frac{0.09}{0.24} = 0.36 \text{ m/s} \quad (3.232)$$

Pérdida de energía en el resalto (h_p)

$$h_p = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1h_2} \quad (3.233)$$

$$h_2 = 0.24 \text{ m} \quad h_1 = 0.033 \text{ m}$$

$$h_p = \frac{(0.24 - 0.033)^3}{4(0.24)(0.033)} = 0.29 \text{ m}$$

Volumen de resalto

$$V = \frac{(h_1 + h_2)}{2} \times L_j \times B \quad (3.234)$$

$$V = \frac{(0.24 + 0.033)}{2} \times 1.25 \times 0.40 = 0.07 \text{ m}^3$$

Gradiente de velocidad (G)

$$G = \sqrt{\frac{\gamma \times h_p \times Q}{\mu \times V}} \quad (3.235)$$

$$\sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} = 3114 \text{ para una } T = 20^\circ \quad h_p = 0.29 \text{ m}$$

$$G = 3114 \times \sqrt{\frac{(0.29 \times 0.036)}{0.07}} = 1212.74 \text{ s}^{-1}$$

Tiempo de mezcla (t_m)

$$Q = 0.036 \text{ m}^3/\text{s} \quad V = 0.07 \text{ m}^3$$

$$t_m = \frac{V}{Q} = \frac{0.07}{0.036} = 1.89 \text{ s} \quad (3.236)$$

11

Cálculo de la dosificación de policloruro de aluminio (PAC)

Se empleará una bomba dosificadora de solución de 1%.

$$x = \frac{Q \cdot C}{60 \cdot P \cdot \rho} \quad (3.237)$$

$$Q = 0,036 \text{ m}^3/\text{s} = 129.60 \text{ m}^3/\text{h} \quad C = 10 \text{ ppm}$$

$$P = 1\% \quad \rho = 1,24 \text{ kg/L}$$

$$x = \frac{129.60 \cdot 10}{60 \cdot 1 \cdot 1.24} = 17.74 \text{ ml/min:}$$

$$17.74 \text{ mL/min} = 25.54 \text{ L/día} = 0,0002956 \text{ L/s} = 31.66 \text{ kg/día}$$

Grada al final del resalto

$$h = \frac{1}{6} h_2 = \frac{1}{6} \times 0.24 = 0.04 \text{ m} = \text{considerar } 4 \text{ cm} \quad (3.238)$$

Altura de agua en m el vertedero

$$h_3 = \left(\frac{Q}{1.84B} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{0.09}{1.84 \times 0.40} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.13 \text{ m} \quad (3.239)$$

Número de orificios en el difusor

$$N = \frac{B}{e} \quad B = 0.40 \text{ m} \quad e = 0,05 \text{ m} \quad (3.240)$$

$$N = \frac{0.40}{0.05} = 8 \text{ orificios}$$

Sección de los orificios

$$d_0 = 0,5 \text{ pulgadas} = 1.27 \text{ cm} = 0.0127 \text{ m}$$

$$A_0 = \pi * \frac{d_0^2}{4} = (3.1416) * \frac{(1.27)^2}{4} = 1.2667 \text{ cm}^2 \quad (3.241)$$

Velocidad en los orificios

$$V_0 = \frac{q}{A_0 \cdot N} = \frac{0.09}{0.316 \cdot 4} = 0.07 \text{ m/s} \quad (3.242)$$

Velocidad en la tubería

$$R \leq 0.46$$

$$V_t = V_0 \cdot R = 0.07 \cdot 0.41 = 0.03 \text{ m/s} \quad (3.243)$$

Sección del difusor

$$A_t = \frac{q}{V_t} = \frac{0.036}{0.03} = 0.001235 \text{ cm}^2 \quad (3.244)$$

Diámetro del difusor

$$D_t = \sqrt{\frac{4 \cdot A_t}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 8.73}{3.1416}} = 1 \frac{1}{2} \quad (3.245)$$

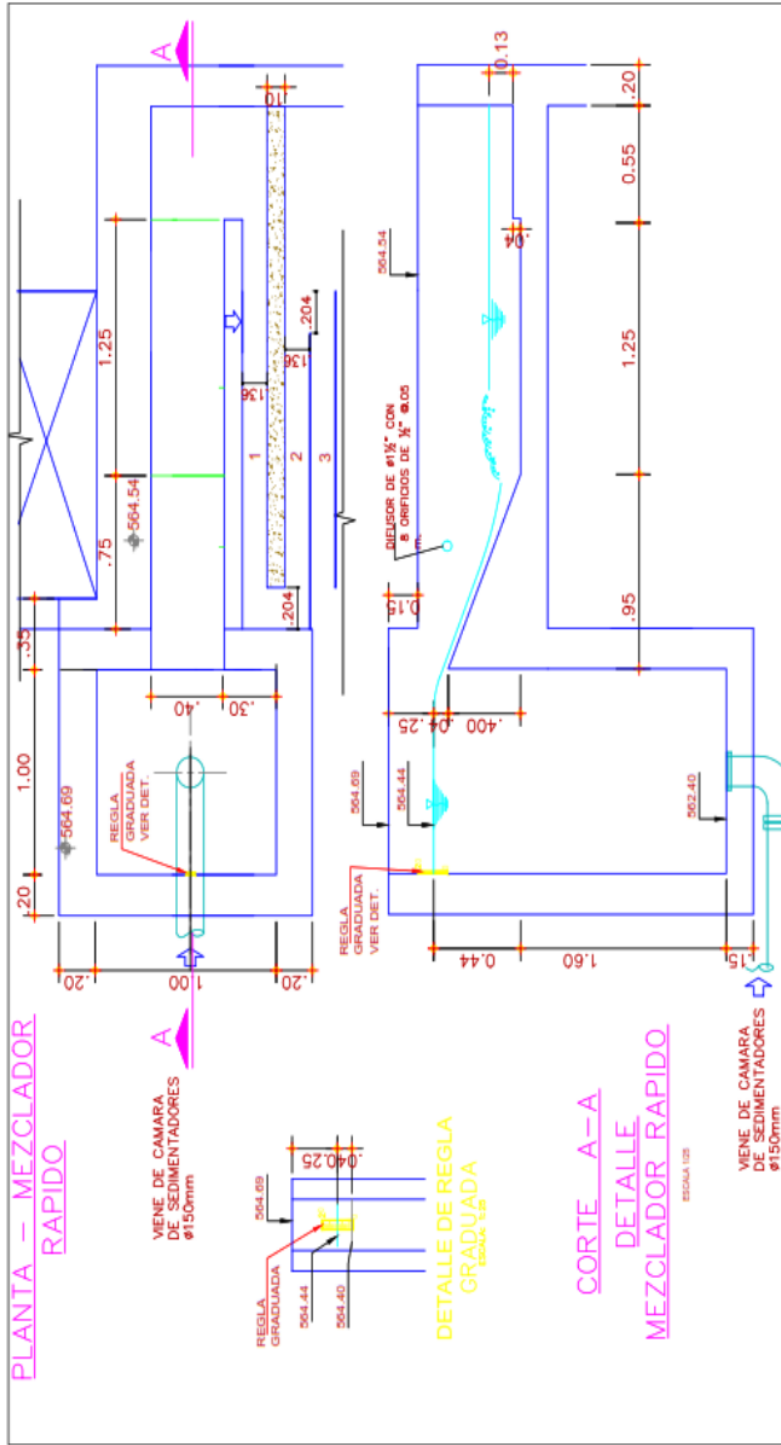


Figura 39
 Plano del Mezclador Hidráulico
 Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Floculador hidráulico de flujo horizontal

Para un caudal de diseño $Q_{md}=32.39$ l/s. se tiene en cuenta el factor de seguridad de 1.10, lo redondeamos a un caudal entero. $Q = 36.00$ L/s = **0.036** m³ /s.

Distancia o longitud total recorrida por el agua (l)

$$L = v * t \quad (3. 246)$$

$v= 0.22$ m/s velocidad de agua en el resalto

$t= 8$ min = 480 s

$$L = 0.22 \times 480 = 105.60 \text{ m}$$

Volumen de agua (V)

$$V = Q. t \quad (3. 247)$$

$$Q = 0.036 \text{ m}^3/\text{s} \quad t = 480 \text{ s}$$

$$V = 0.036 \times 480 = 17.28 \text{ m}^3$$

Sección o área transversal de los canales (A)

$$A = \frac{Q}{v} \quad (3. 248)$$

$$Q= 0,036 \text{ m}^3 /\text{s} \quad v= 0.22 \text{ m/s}$$

$$A= \frac{0.036}{0.22} = 0.164 \text{ m}^2$$

Profundidad del agua (d)

$$d= \frac{A}{a} \quad (3. 249)$$

$$A= 0.150 \text{ m}^2 \quad a= 0.150 \text{ m}$$

$$d= \frac{0.150}{0.150} = 1.09 \text{ m}$$

Profundidad total del tanque (Z_{TF})

$$Z_{TF} = d \times f_s \quad (3. 250)$$

$$d= 1.09 \text{ m} \quad f_s: 10 \%$$

$$Z_{TF} = 1.09 \times 1.10 = 1.20 \text{ m}$$

Espacio libre entre los tabiques y la pared del tanque (e)

$$e = 1.5a \quad a= 0.15 \text{ m} \quad (3. 251)$$

$$e = 1.5 \times 0.15 = 0.23 \text{ m}$$

Longitud efectiva de cada canal (l)

$$l = B - e \quad (3. 252)$$

$$B= 2.85 \text{ m} \quad e= 0.23 \text{ m}$$

$$l = 2.85 - 0.23 = 2.62 \text{ m}$$

Número requerido de canales (N)

$$N= \frac{L}{l} \quad (3. 253)$$

$$L = 105.60 \text{ m} \quad l = 2.62 \text{ m}$$

$$N = \frac{105.60}{2.62} = 40.01 = 40 \text{ canales y } 39 \text{ tabiques}$$

10 Longitud total de la cámara de floculación (L_t)

$$L_t = (N * a) + (N - 1)b \quad (3. 254)$$

$$N = 40 \quad a = 0.15 \text{ m} \quad b = 0.0062 \text{ m}$$

$$L_t = (40 * 0.147) + [(40 - 1) * 0.0062] = 5.81 \text{ m} = \mathbf{6.23 \text{ m}}$$

Radio hidráulico (R)

$$R = \frac{A}{2d+a} \quad (3. 255)$$

$$A = 0.15 \text{ m}^2 \quad d = 1.09 \text{ m} \quad a = 0.15 \text{ m}$$

$$10 \quad R = \frac{0.150}{2(1.09)+0.150} = \mathbf{0.0702 \text{ m}}$$

Pérdidas por fricción en el tanque (h_f)

$$h_f = \frac{(v \times n)^2}{(R)^{4/3}} \times L \quad (3. 256)$$

$$v = 0.22 \text{ m/s} \quad n = 0.03 \quad R = 0.0702 \text{ m} \quad L = 105.60 \text{ m}$$

$$h_f = \frac{(0.22 \times 0.03)^2}{(0.0702)^{4/3}} \times 105.60 = 0.0270 \text{ m}$$

Pérdidas adicionales (h_a)

$$h_a = k(N - 1) \frac{(v)^2}{2g} \quad (3. 257)$$

$$k = 2 \quad N = 40 \quad v = 0.22 \text{ m/s} \quad g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$10 \quad h_a = 2(40 - 1) \frac{(0.22)^2}{2(9.81)} = \mathbf{0.1924 \text{ m}}$$

Pérdida de carga total (h_t)

$$h_t = h_f + h_a \quad (3. 258)$$

$$h_f = 0.0270 \text{ m} \quad h_a = 0.1924 \text{ m}$$

$$h_t = 0.2194 \text{ m}$$

Gradiente de velocidad (G)

$$G = \sqrt{\frac{\mu h_t}{\mu t}} \quad (3. 259)$$

$$\gamma = 9789 \text{ kN/m}^3 \quad \mu = 1.102 \times (10)^{-3} \text{ N.s/m}^2 \quad h_t = 0.2194 \text{ m} \quad t = 480 \text{ s}$$

$$G = \sqrt{\frac{(9789) * (0.2194)}{(1.102 \times (10)^{-3}) * (480)}} = \mathbf{63.73 \text{ s}^{-1}}$$

Número adimensional de camp (Gt)

$$Gt = G * t \quad (3. 260)$$

$$G = 63.73 \text{ s}^{-1}$$

$$t = 8 \text{ min} = 480 \text{ s} \quad G_t = 63.73 \times 480 = 30590.40$$

Canal de agua floculada que va a decantador laminar

Tabla 32
Canal de Agua Floculada a Decantador

N°	Datos	Cantidad	Criterios	Cálculos	Resultados
1	Caudal	$Q = 0.036 \text{ m}^3/\text{s}$		$q = 0.036/4$	Caudal de ingreso decantador
2	N° de decan.	$N = 4$	$q = \frac{Q}{N}$	$q = 0.009 \text{ m}^3/\text{s}$	
3	Ancho del canal	$B = 0.50 \text{ m}$	1	$A_F = 0.40 (0.50)$	Sección final del canal
4	altura mínima	$H_F = 0.40 \text{ m}$	$A_F = H_F \cdot B$	$A_F = 0.20 \text{ m}^2$	
5			$V_c = q / A_F$	$V_c = 0.036/0.38$ $V_c = 0.046 \text{ m/s}$	Velocidad en la sección final del canal
6	Velocidad en la sección inicial (tercer floculador)	$V_i = 0.14 \text{ m/s}$	$A_i = Q / V_i$	$A_i = 0.036/0.14$ $A_i = 0.2622$ $H_i = 0.2622/0.50$ $H_i = 0.525 \text{ m}$	Sección inicial canal
7	Velocidad en los laterales	$V_L = 0.12 \text{ m/s}$	$A_L = q / V_L$	$A_L = 0.00918/0.12$ $A_L = 0.0765$ $b = 0.22 \text{ h} = 0.348$	Altura inicial canal
8	Coefficientes experimentales de Hudson	$\theta = 0,70 \quad \sigma = 1,67$ $B_1 = 1 + \theta + \theta \left(\frac{V_c}{V_L}\right)^2$	$B_1 = 1 + 0.7 + 1.67 \left(\frac{0.046}{0.12}\right)^2$ $B_1 = 1.8795$ $\sqrt{B_1} = 1.3709$		Sección útil de las compuertas
9	Del cuadro 3.1	$\sum 1/\sqrt{\beta} = 2.5243$	38 $V_{L1} = \frac{Q_t / (A_1 \cdot \sqrt{\beta} \cdot \sum 1/\sqrt{\beta})}{0.036}$	$V_{L1} = \frac{0.036}{(0.0765 \cdot 1.8359 \cdot 2.5243)}$ $V_{L1} = 0.1381 \text{ m/s}$	Coefficiente de pérdida en las compuertas
10	Del cuadro 3.1	$\beta_4 = 1.9216$	$V_{L4} = \frac{0.036}{(0.0765 \cdot 1.3709 \cdot 2.5243)}$ $V_{L4} = 0.1382$	$\delta = \frac{0.1382 - 0.1381}{0.1382} = 0.07\%$	14 Velocidad real en la primera compuerta
11	Ancho Profundidad	$b = 0.220 \text{ m}$ $h = 0.348 \text{ m}$	$R_H = \frac{(b \times h)}{b + 2h}$ $R_H = \frac{(0.22 \times 0.348)}{2(0.348) + 0.22} = 0.084$	$hf = \beta (V_{L4})^2 / 2g$ $hf = \frac{1.8795 \cdot 0.1382^2}{2 \cdot 9.81}$ $hf = 0.0018$	Velocidad real en la última compuerta
12	Coefficiente de Darcy	$f = 0.02$	$G = \left(\frac{\gamma}{2\mu g}\right)^{0.5} \left(\frac{f}{4R_H}\right)^{0.5} (V_{L5})^{1.5}$ $G = \frac{2.955}{\sqrt{2g}} \times \left(\frac{0.02}{4 \cdot 0.084}\right)^{0.5} \times 0.1382^{1.5}$ $G = 8.36 \text{ s}^{-1}$	$hf = \beta (V_{L4})^2 / 2g$ $hf = 0.0018$	Pérdida de carga en las compuertas
13	$\sqrt{\gamma/\mu} =$	2.955			Radio hidráulico de una compuerta
					G ₁ diente de velocidad al paso del flujo por las compuertas

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

En la tabla se observará la velocidad de la última compuerta, que en la tabla 29 indica que la velocidad en la compuerta 1 con la tubería 4, la **desviación de caudal** es **aceptable**

Tabla 33

Velocidad en la última compuerta

Q	x	Hx	Ax	Vc	Vc/VI	$\sqrt{\beta}$	$1/\sqrt{\beta}$	VI(m/s)
0.036	0	0.5245	0.262	0.1400	1.1668	1.8359	0.544697	0.1031196
0.02754	2.00	0.485	0.243	0.1136	0.9463	1.6729	0.597729	0.1131594
0.01836	4.00	0.447	0.224	0.0820	0.6834	1.5077	0.663258	0.1255650
0.00918	6.00	0.400	0.200	0.0459	0.3825	1.3709	0.729420	0.1381559
							2.535106	

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Decantador laminar

Se diseñará una estructura para un **Q=36.00 m³/s**, dos unidades, cada uno para un caudal de **Q= 0.018 m³/s**

Espaciamiento entre las placas

Separación de las placas en el plano horizontal

$$e' = 10.5 \text{ cm}$$

Espesor de las lonas de vinilo

$$e = 0.06 \text{ cm}$$

Angulo de inclinación de las placas

$$\theta = 60^\circ$$

$$d = e' \sin \theta - e \quad (3.261)$$

$$d = 10.5 \sin 60^\circ - 0.06$$

$$d = 9.03$$

Longitud útil dentro de las placas

Longitud del módulo de placas

$$l = 1.20 \text{ m} \quad l_u = l - e' \cos \theta \quad (3.262)$$

$$l_u = 120 - 10.5(\cos 60^\circ)$$

$$l_u = 114.75$$

$$L = \frac{l_u}{d} = \frac{114.75}{9.03} = 12.70$$

Coefficiente del módulo de placas

Módulo de eficiencia de las placas **S =1**

Velocidad de sedimentación de las partículas

$$V_s = 3.00(10)^{-4} \text{ m/s}$$

Caudal de diseño del decantador

$$Q = 0.01836 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$f = \frac{[\sin \theta (\sin \theta + L \cos \theta)]}{S} \quad (3.263)$$

$$f = \frac{\text{sen}(60^\circ)((\text{sen}60^\circ + (6.20 \times \text{cos}60^\circ))}{l} = 6.25$$

$$As = \frac{Q}{f V_s} = \frac{0.01836}{6.25 \times 2.56} = 11.47 \text{ m}^2$$

15

Numero de canales formados por las placas

Ancho total neto de la zona de decantación

$$B = 2.75 \text{ m}$$

$$N = \frac{As \cdot \sin \theta}{B \cdot d} \times 100 \quad (3.264)$$

$$N = \left[\frac{11.47 (\text{Sen}60^\circ)}{2.75 \cdot 9.03} \times 100 \right] = 40$$

Longitud Total del Decantador

$$LT = \frac{l \cos \theta + [Nd + (N+1)e]}{\sin \theta} \quad (3.265)$$

$$LT = \frac{[1.2 (\text{Cos}60^\circ) + 21(0.1769) + ((21+1)0.0006)]}{\text{Sen}60^\circ}$$

$$LT = 4.80 \text{ m}$$

Velocidad media del flujo

$$V_0 = \frac{Q}{As \sin \theta} \quad (3.266)$$

$$V_0 = \frac{0.01836}{[11.47 \cdot (0.866)]} \cdot 100$$

$$V_0 = 0.18$$

15

Radio hidráulico del módulo de placas

Ancho del módulo de placas

$$B = 2.4 \text{ m}$$

$$RH = \frac{b \cdot d}{2(b+d)} = \frac{(2.40)(9.03)}{2(2.40 + 0.0903)} = 4.35 \quad (3.267)$$

Numero de Reynolds

Viscosidad a 10 °C

$$V = 0.013 \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$NRe = 4 RH \times \frac{V_0}{V} \quad (3.268)$$

$$NRe = 4 \times 4.35 \times \frac{0.18}{0.013}$$

$$NRe = 247.465$$

Velocidad longitudinal máxima

$$V_0 = \frac{N \cdot R^{0.5}}{8} V_{sc} \quad (3.269)$$

$$V_0 = \frac{320^{0.5}}{8} \times 0.033 = 0,21$$

11

Filtro rápido de arena

Se utiliza para retener las partículas suspendidas y coloidales no sedimentadas.

$$Q = 36.00 \text{ L/s} = 0.036 \text{ m}^3/\text{s}$$

Número de filtros (n_f)

$$n_f = 0.044\sqrt{Q} \quad Q = 0.036 \text{ m}^3/\text{s} = 3168.63 \text{ m}^3/\text{día} \quad (3.270)$$

$$n_f = 0.044\sqrt{3168.63} = 2.48$$

Realizando la aproximación: $2.48, \cong 3$ por consideraciones de diseño se asumirá 8 filtros

Área del filtro (A_f)

$$A_f = \frac{Q}{t_f} \quad (3.271)$$

$$Q = 3173.39 \text{ m}^3/\text{día} \quad t_f = 120 \text{ m}/\text{día}$$

$$A_f = \frac{3173.39}{120} = 26.44 \text{ m}^2 \quad \text{Área de cada filtro: } \frac{26.44}{8} = 3.31 \text{ m}^2$$

Coefficiente de mínimo costo (K_c)

$$K_c = \frac{2N_f}{N_f+1} \quad (3.272)$$

$$N_f = 8$$

$$K_c = \frac{2 \times 8}{8+1} = 1.78$$

Longitud del filtro (L_f)

$$L_f = \sqrt{A_f * K_c} \quad (3.273)$$

$$A_f = 3.31 \text{ m}^2 \quad K_c = 1.78$$

$$L_f = \sqrt{3.31 \times 1.78} = 2.42 \text{ m}$$

Ancho del filtro (af)

$$A_f = \sqrt{\frac{A_f}{K_c}} \quad (3.274)$$

$$A_f = 3.31 \text{ m}^2 \quad K_c = 1.78$$

$$A_f = \sqrt{\frac{3.31}{1.78}} = 1.36 \text{ m}$$

Composición del lecho filtrante

Altura del filtro (z_f)

$$z_f = fs (Ca + La + Cs + Fc) \quad (3.275)$$

$fs = 10\%$ (factor de seguridad)

$$Ca = 1.50$$

$$La = 0.8 \text{ m}$$

$$C_s = 0.4 \text{ m}$$

$$F_c = 0.53 \text{ m}$$

$$Z_f = 1.10(1.50 + 0.8 + 0.4 + 0.53) = 3.60 \text{ m}$$

Sistema de drenaje

Area de los orificios laterales (A_0)

$$A_0 = \frac{\pi(D_0)^2}{N_f + 1} \quad (3.276)$$

$$D_0 = 10 \text{ mm} = 0.010 \text{ m}$$

$$A_0 = \frac{\pi(0.010)^2}{4} = 0.00007854 \text{ m}^2 = 0.7854 \text{ cm}^2$$

Caudal que ingresa a cada orificio (Q_0)

$$Q_0 = A_0 v_0 \quad (3.277)$$

$$v_0 = 4 \text{ m/s}$$

$$A_0 = 0.00007854 \text{ m}^2$$

$$Q_0 = 4 \times 0.00007854 = 0.00003142 \text{ m}^3/\text{s}$$

Número de laterales (N_L)

$$N_L = 2 \frac{af}{e_L} \quad (3.278)$$

$$e_L = 1.2 \text{ m} \quad af = 1.36 \text{ m}$$

$$N_L = 2 \frac{(1.36)}{(1.20)} = 2.56$$

Realizando la aproximación:

$$2.56 \cong 3$$

Se tendrá 3 laterales a cada lado del sistema de drenaje.

Diámetros de las tuberías del filtro

Diámetro de la tubería de entrada al filtro (D_T)

$$D_T = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v_e}} \quad (3.279)$$

$$Q = 0.036 \text{ m}^3/\text{s} \quad v_e = 6 \text{ m/s}$$

$$D_T = \sqrt{\frac{4(0.036)}{\pi(6)}} = 0.0312 \text{ m} = 2"$$

Diámetro de la tubería de salida al filtro (D_{TS})

$$D_{TS} = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v_s}} \quad (3.280)$$

$$Q = 0.036 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$v_e = 1.00 \text{ m/s}$$

$$D_{TS} = \sqrt{\frac{4(0.036)}{\pi(1)}} = 0.07645 \text{ m} = 4"$$

Sistema de lavado del filtro

Velocidad óptima de lavado del filtro (V_{lav})

$$v_l = D_{60} = CU * TE \quad (3.281)$$

$$C_u = 1.50 \quad TE = 0.5 \text{ mm}$$

$$v_l = 1.50 \times 0.50 = 0.75 \text{ m/min}$$

Cantidad de agua para el lavado del filtro (V_L)

$$V_L = v_l \times A_f \times t_l \quad (3.282)$$

$$v_l = 0,75 \text{ m/min} \quad A_f = 1.836 \text{ m} \quad t_l = 10 \text{ min}$$

$$V_L = 0.75 \times 1.36 \times 10 = 10.2 \text{ m}^3$$

Desinfección

es la parte final del tanque desinfección:

$$Q = 36.00 \text{ L/s} = 0.036 \text{ m}^3/\text{s}$$

Dosificación del hipoclorito de sodio (D)

La dosificación del hipoclorito de sodio se obtiene a partir de la tabla

Aguas Claras	0,3 mg/L
Aguas Turbias	1,5 mg/L

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Peso de cloro necesario (P_{Cl})

$$P_{Cl} = \frac{Q \times D \times 86400}{1000} \quad (3.283)$$

$$Q = 0.036 \text{ m}^3/\text{s} \quad D = 1,5 \text{ mg/L}$$

$$P_{Cl} = \frac{(0.036) \times (1.5) \times 86400}{1000} = 4.76 \text{ kg/día}$$

Volumen del hipoclorador

$$V_H = \frac{P_{Cl}}{5C} \quad (3.284)$$

$$P_{Cl} = 4.76 \text{ kg/día} \quad C = 5\%$$

$$V_H = \frac{4.76}{5 \times 5} = 0.19 \text{ m}^3$$

Tanque de desinfección para la mezcla de cloro**Volumen del tanque de la desinfección para la mezcla de cloro (V_{TC})**

$$V_{TC} = Q \times t_{or} \times f_s \quad (3.285)$$

$$Q = 0,00255 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$t_{or} = 1800 \text{ s}$$

f_s = Factor de seguridad = 10%

$$V_{TC} = 0.03672 \times 1800 \times 1.10 = 72.70 \text{ m}^3$$

Altura del tanque de desinfección para la mezcla de cloro (HT_C)

Se considerará $H = 3.00 \text{ m}$

$$V_{TC} = 72.70 \text{ m}^3 \quad H_{TC} = 3\text{m}$$

$$A_{TC} = \frac{V_{TC}}{H_{TC}} = \frac{72.70}{3} = 24.23 \text{ m}^2 \quad (3.286)$$

1 Cálculo de la cámara de contacto y cisterna de almacenamiento para bombeo.

A. Cámara de contacto.

$$Q_{md} = 36.00 \text{ L/s}$$

$$1 \text{ Tiempo de contacto de cloro (T)} = 25 \text{ min}$$

Volumen de la cámara de contacto (Vc)

$$1 \text{ Vc} = \frac{Q_{md} * T * 60}{1000} = \frac{36.00 * 25 * 60}{1000} = 55.08 \text{ m}^3 \quad (3.287)$$

1 B. Cisterna de almacenamiento para bombeo

Caudal de ingreso a la cisterna.

$$7 \text{ Número de horas de bombeo hacia los reservorios (Tbr)} = 20 \text{ horas}$$

Caudal bombeo (Qb), caudal de salida de la cisterna

$$Qb = \frac{Q_{md} * 24}{Tbr} = \frac{36.00 * 24}{20} = 44.06 \text{ L/s} \quad (3.288)$$

$$\text{Volumen de ingreso (Vi),} = Q_{md} * 3.6 = 36.00 * 3.6 = 132.20 \text{ m}^3/\text{hora} \quad (3.289)$$

$$\text{Volumen de salida (Vs),} = Qb * 3.6 = 44.06 * 3.6 = 158.62 \text{ m}^3/\text{hora} \quad (3.290)$$

$$1 \text{ Volumen de la cisterna (Vcis.)} = (Vs - Vi) * Tbr = (158.62 - 132.20) * 20 = 528. \text{m}^3 \quad (3.291)$$

Considerar 12.00 m × 12.00m × 3.70m

1 Recolección de agua tratada – cisterna de almacenamiento.

Caudal de diseño (Qmd = 36.00 l/s)

1 Longitud de la tubería (L)

$$L = 15 \text{ m}$$

Diámetro (Ø=10")

Área (A)

$$A_o = \frac{\sigma * d^2}{4} \quad (3.292)$$

$$7 \text{ A}_o = \frac{3.1415 * \left(\frac{10 * 2.54}{100}\right)^2}{4}$$

$$A_o = 0.051 \text{ m}^2$$

Velocidad (V).

$$V = \frac{Q_{md}}{A_o} \quad (3.293)$$

$$V = \frac{\left(\frac{36.00}{1000}\right)}{0.051}$$

$$V = 0.75 \text{ m/s}$$

Pérdida de carga por fricción (hf)

$$hf = L * \left(\frac{Qmd}{0.2785 * C * d^{2.63}} \right)^{1.85} \quad (3.294)$$

$$hf = L * \left(\frac{\left(\frac{36.00}{1000} \right)}{0.2785 * 130 * (10 * 0.0254)^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$hf = 0.020 \text{ m}$$

Pérdida de carga por accesorios (hkT)

o Codo 90°, Cant. (N) = 04 Und, k= 0.40, D=250 mm

Velocidad:

$$V = \frac{Qmd}{\frac{\pi * d^2}{4}} \quad (3.295)$$

$$V = \frac{\left(\frac{36.00}{1000} \right)}{\frac{3.14 * \left(\frac{250}{1000} \right)^2}{4}}$$

$$V = 0.75 \text{ m/s}$$

Perdida de carga

$$hk1 = \frac{N * K * V^2}{2 * g} \quad (3.296)$$

$$hk1 = \frac{4 * 0.4 * 2.04^2}{2 * 9.81}$$

$$hk1 = 0.34 \text{ m}$$

$$\text{Pérdida de carga total } (hT = Hf + hk1) \quad (3.297)$$

$$ht = 0.020 + 0.34$$

$$ht = 0.36 \text{ m}$$

Diseño sala de cloración

Dimensionamiento del área de almacén de cloro

$$(Qmd = 36.00 \text{ l/s})$$

Dosis cloro

$$1.00 \leq D_{prom} \leq 3.00 \text{ mg/L}$$

$$D_{prom} = \frac{D_{max} + D_{min}}{2} = 2 \text{ mg/L} \quad (3.298)$$

Promedio de días de almacenamiento, T = 90 días

Peso de cloro (W)

$$W = Qmd * T * Dp \quad (3.299)$$

$$W = \frac{36.00 * 86.4 * 90 * 2}{1000}$$

$$W = 571.069 \text{ kg}$$

Peso de un cilindro de cloro (P = 68.00kg)

Número de cilindros que se almacenan (N)

$$N = \frac{W}{P} = \frac{571.069}{68} = 8.40 \text{ und} \quad (3.300)$$

$$N = 9.00 \text{ und}$$

$$\text{Área del cilindro } (A_c = 0.071 \text{ m}^2)$$

$$\text{Área total } (A_t)$$

$$A_t = A_c * N \quad (3.301)$$

$$A_t = 0.071 * 9.00 = 0.64 \text{ m}^2$$

24

Cálculo de una estación de cloración

$$(Q_{md} = 36.00 \text{ L/s})$$

$$\text{Concentración de la solución } (C=3500.00 \text{ mg/L})$$

Para la operación del eyector (q = caudal mínimo)

$$q = \frac{Q_{md} * D_{max}}{c} \quad (3.302)$$

$$q = \frac{36.00 * 3.00 \text{ ax}}{3500 * 1000}$$

$$q = 3.15 * 10^{-5} \text{ m}^3/\text{seg}$$

1

Capacidad requerida del equipo (W)

$$W = Q_{md} * D_{max} \quad (3.303)$$

$$W = 36.00 * 3.00 * 3.6$$

$$W = 396.576 \text{ g/h}$$

Seleccionamos el equipo que nos pueda dar la capacidad requerida (W_{max})

$$W_{max} = 750 \text{ g/h}$$

7

Capacidad mínima del clorador (W_{min})

$$W_{min} = \frac{W_{max}}{20} \quad (3.304)$$

$$W_{min} = \frac{750}{20}$$

$$W_{min} = 37.50 \text{ g/h}$$

Velocidad en la tubería de alimentación de agua (V)

$$V = 0.90 \text{ m/s}$$

$$\text{Área de la tubería } (A_t)$$

$$A_t = \frac{q}{V} \quad (3.305)$$

$$A_t = \frac{3.15 * 10^{-5}}{0.90}$$

$$A_t = 3.50 * 10^{-5} \text{ m}^2$$

1

Diámetro de la tubería de alimentación de agua \emptyset

$$\emptyset = \sqrt{\frac{4A_t}{\sigma}} \quad (3.306)$$

$$\emptyset = \sqrt{\frac{4 * 3.50 * 10^{-5}}{3.14}}$$

$$\emptyset = 0.007 \text{ m}$$

$$\textcircled{7} \quad \emptyset = 1/4''$$

Longitud de la tubería de alimentación de carga (L)

$$L = 50 \text{ m}$$

Coeficiente de fricción (f)

$$f = 0.03$$

Perdida de carga por fricción (H_o)

$$H_o = \frac{f * L * V^2}{\emptyset * g} \quad (3.307)$$

$$H_o = \frac{0.03 * 50 * 0.9^2}{0.007 * 9.81}$$

$$H_o = 17.69 \text{ m}$$

Perdida de carga total por accesorios (H_a)

$$H_a = \frac{K * V^2}{2 * g} \quad (3.308)$$

$$H_a = \frac{4.35 * 0.90^2}{2 * 9.81}$$

$$H_a = 0.18 \text{ m}$$

Presión requerida por el inyector (H_i)

$$H_i = 30.00 \text{ m}$$

Pérdida de carga menores (H_t)

$$H_t = H_i + H_a + H_o \quad (3.309)$$

$$H_t = 30.00 + 0.18 + 17.69$$

$$H_t = 47.87 \text{ m}$$

Peso específico del agua (ρ)

$$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$$

Potencia de la bomba (P)

$$P = \frac{\rho * q * H_t}{75 * e} \quad (3.310)$$

$$P = \frac{1000 * 3.15 * 10^{-5} * 47.87}{75 * 0.75}$$

$$P = 2 \text{ HP}$$

Actividad 05: Calculo hidráulico del reservorio

Cálculo del volumen de regulación

$$\text{Vol. Regulación} = 0.25x \frac{Q_{Max.dia} * 86400}{1000} \quad (3.311)$$

Q.m.d (Caudal máximo diario :32.39 L/s).

$$\text{Vol. Regulación} = 0.25x \frac{32.39 * 86400}{1000} \quad (3.312)$$

$$\text{Vol. Regulación} = 699.62$$

Cálculo del volumen contra incendios

$$\text{Vol. incendio} = 50 \text{ m}^3$$

Cálculo del volumen de reserva

$$V_{Reserva} = \frac{(V_{incendio} + V_{Regulacion})}{3} \quad (3.313)$$

$$V_{Reserva} = \frac{(50 + 699.62)}{3} = 249.87 \text{ m}^3$$

$$V_{Reserva} = 249.87 \text{ m}^3$$

Cálculo del volumen del reservorio

$$V_{total} = V_{Incendio} + V_{Regulacion} + V_{Reserva} \quad (3.314)$$

$$V_{total} = 699.62 + 50 + 249.87$$

$$V_{total} = 999.49 \text{ m}^3$$

1 Elección del tipo de reservorio

Se determinó la propuesta de forma circular con cubierta (cúpula) esférica y de concreto armado, de un volumen de 1050 m³.

5 Actividad 06: Cálculo hidráulico de la línea de aducción

Cálculo del caudal de diseño. (Plano 08 y 09)

➤ Caudal Máximo Horario (Qmh) QMH= 44.86 l/s

➤ Caudal Máximo Diario (QMD) + Caudal contra incendio (Qci)

$$QMD + Qci = 33.39 \text{ l/s} + 10.00 \text{ l/s}$$

Se toma el caudal mayor, en este caso el QMH, se multiplicará por un factor de 1.10 por temas de seguridad de diseño.

$$\text{Caudal de Diseño} = QMH \times 1.10$$

$$\text{Caudal de Diseño} = 44.86 \times 1.10 = 49.35 \text{ l/s}$$

Pero por condiciones de Diseño asumiremos 50 l/s

Reservorio a Cámara rompe presión 01. (Tramo 01)

Q = 50.00 l/s **PVC** **C= 150** (coeficiente de fricción Hazen & Williams)

Tramo 01

$$D = \left(\frac{Q}{0.000426 \times C \times S^{0.54}} \right)^{1/2.63} \quad S = h/L \quad (3.315)$$

70 h= diferencia de Cotas (m)

L= longitud del tramo (km)

Cota de nivel piezométrica del reservorio: 565.82 m. s. n. m

Cota CRP: $C_{terreno} + H_{agua \text{ de CRP}} = 516.32 + 0.60 = 516.92$

$$S = \frac{565.82 - 516.92}{0.725} = \frac{48.90}{0.725} = 67.45 \quad (3.316)$$

$$D = \left(\frac{50.86}{0.000426 \times 150 \times 66.90^{0.54}} \right)^{1/2.63} = 5.35'' \quad \text{Considerar} = 8''$$

Perdida de carga (hf1)

$$hf_1 = \left(\frac{50.00}{0.000426 \times 150 \times 6^{2.63}} \right)^{1/0.54} * 0.725 = 6.824 \text{ m} \quad (3.317)$$

Perdida de carga por accesorios:

$$hf_2 = K \frac{v^2}{2g} = 8.40 \frac{(1.65)^2}{2(9.81)} = 1.17 \text{ m} \quad (3.318)$$

Accesorios	k	Nk
4 codos de 22.50° Ø 6"	0.10	0.40
3 codos de 11.25° Ø 6"	0.10	0.30
Válvula de Compuerta	5.00	5.00
3 codos de 90°	0.90	2.70
		8.40

Perdida de carga total (hf1 + hf2)

$$hf_1 + hf_2 = 6.824 + 1.17 = 7.994 \quad (3.319)$$

Cota piezométrica

$$Cota \text{ Res.} - hf_{total} = Cp \text{ CRP } 01$$

$$Cp_B = 565.82 - 7.99 = 557.83 \text{ m. c. a}$$

Presión en el tramo

$$P = 557.83 - 516.92 = 40.91 \text{ m. c. a}$$

6 Calculo de la perdida de carga unitaria

$$J = 0.995 \times Q^{1.852} \times D^{-4.87} = 0.995 \times 50.00^{1.852} \times 8^{-4.87} = 0.057 \quad (3.320)$$

Calculo de la velocidad

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{4 * 0.05086}{\pi * 0.198^2} = 1.65 \text{ m/s} \quad (3.321)$$

Cámara rompe presión 01 a C.R.P 02. (Tramo 02)

$$8 \quad Q = 50.00 \text{ l/s} \quad \text{PVC} \quad C = 150 \text{ (coeficiente de fricción Hazen \& Williams)}$$

Tramo 02

Cota de nivel piezométrica CRP 01: 516.92 m.s.n.m

Cota CRP 02: 468.01 + 0.60 = 468.61

$$S = \frac{516.92 - 468.61}{0.301} = \frac{48.31}{0.301} = 160.44 \quad (3.322)$$

$$D = \left(\frac{50.00}{0.000426 \times 150 \times 160.44^{0.54}} \right)^{1/2.63} = 4.47'' \quad \text{Considerar} = 8''$$

Perdida de carga (hf1)

$$hf_1 = \left(\frac{50.00}{0.000426 \times 150 \times 8^{2.63}} \right)^{1/0.54} * 0.301 = 2.834 \text{ m} \quad (3.323)$$

Perdida de carga por accesorios:

$$hf_2 = K \frac{v^2}{2g} = 11.20 \frac{(1.65)^2}{2(9.81)} = 1.55 \text{ m} \quad (3.324)$$

Accesorios	k	Nk
Valvula de Canastilla	3.00	3.00
2 codos de 45° Ø 6"	0.20	0.40
1 codos de 22.50° Ø 6"	0.10	0.10
Válvula de Compuerta	5.00	5.00
3 codos de 90°	0.90	2.70
		11.20

Perdida de carga total (hf1 + hf2)

$$hf_1 + hf_2 = 2.834 + 1.55 = 4.384 \quad (3.325)$$

Cota piezométrica

$$\text{Cota CRP01} - hf_{total} = Cp \text{ CRP02}$$

$$Cp \text{ CRP02} = 516.92 - 4.384 = 512.54$$

Presión en el tramo

$$P = 512.54 - 468.61 = 43.93 \text{ m. c. a}$$

Cálculo de la pérdida de carga unitaria

$$J = 0.995 \times Q^{1.852} \times D^{-4.87} = 0.995 \times 50.00^{1.852} \times 8^{-4.87} = 0.057 \quad (3.326)$$

Cálculo de la velocidad

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{4 \times 0.05086}{\pi \times 0.198^2} = 1.65 \text{ m/s} \quad (3.327)$$

Cámara rompe presión 02 a C.R.P 03. (Tramo 03)

$$Q = 50.00 \text{ l/s} \quad \text{PVC} \quad C = 150 \text{ (coeficiente de fricción Hazen \& Williams)}$$

Tramo 03

Cota de nivel piezométrica CRP 02: 468.61 m. s. n. m

$$\text{Cota CRP 03: } 420.00 + 0.60 = 420.60$$

$$S = \frac{468.61 - 420.60}{0.2278} = \frac{48.01}{0.2278} = 210.68 \quad (3.328)$$

$$D = \left(\frac{50.00}{0.000426 \times 150 \times 210.68^{0.54}} \right)^{1/2.63} = 4.23" \quad \text{Considerar} = 8"$$

Perdida de carga (hf1)

$$hf_1 = \left(\frac{50.00}{0.000426 \times 150 \times 8^{2.63}} \right)^{1/0.54} * 0.2278 = 2.145 \text{ m} \quad (3.329)$$

Perdida de carga por accesorios:

$$hf_2 = K \frac{v^2}{2g} = 11.00 \frac{(1.65)^2}{2(9.81)} = 1.53 \text{ m} \quad (3.330)$$

Accesorios	k	Nk
Válvula de canastilla	3.00	3.00
3 codos de 11.25° Ø 6"	0.10	0.30
Válvula de compuerta	5.00	5.00
3 codos de 90°	0.90	2.70
		11.00

Perdida de carga total ($hf_1 + hf_2$)

$$hf_1 + hf_2 = 2.145 + 1.53 = 3.675 \quad (3.331)$$

Cota piezométrica

$$Cota \text{ CRP02} - hf_{total} = Cp \text{ CRP03}$$

$$Cp \text{ CRP02} = 468.61 - 3.675 = 464.935$$

Presión en el tramo

$$P = 464.935 - 420.60 = 44.34 \text{ m. c. a}$$

Cálculo de la pérdida de carga unitaria

$$J = 0.995 \times Q^{1.852} \times D^{-4.87} = 0.995 \times 50.00^{1.852} \times 8^{-4.87} = 0.057 \quad (3.332)$$

Cálculo de la velocidad

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{4 * 0.05086}{\pi * 0.198^2} = 1.65 \text{ m/s} \quad (3.333)$$

Cámara rompe presión 03 a C.R.P 04. (Tramo 04)

Q = 50.00 l/s **PVC** **C= 150** (coeficiente de fricción Hazen & Williams)

Tramo 04

Cota de nivel piezométrica CRP 03: 420.60 m. s. n. m

$$Cota \text{ CRP 04: } 387.54 + 0.60 = 388.14$$

$$S = \frac{420.60 - 388.14}{0.16325} = \frac{32.46}{0.16325} = 198.84 \quad (3.334)$$

$$D = \left(\frac{50.00}{0.000426 \times 150 \times 198.84^{0.54}} \right)^{1/2.63} = 4.23'' \quad \text{Considerar} = 8''$$

Perdida de carga (hf_1)

$$hf_1 = \left(\frac{50.00}{0.000426 \times 150 \times 8^{2.63}} \right)^{1/0.54} * 0.16325 = 1.54 \text{ m} \quad (3.335)$$

Perdida de carga por accesorios:

$$hf_2 = K \frac{v^2}{2g} = 16.00 \frac{(1.65)^2}{2(9.81)} = 2.22 \text{ m} \quad (3.336)$$

Accesorios	k	nk
Válvula de canastilla	3.00	3.00
3 codos de 11.25° Ø 6"	0.10	0.30
Válvula de compuerta	5.00	10.00

3 codos de 90°	0.90	2.70
Total		16.00

Perdida de carga total ($hf_1 + hf_2$)

$$hf_1 + hf_2 = 2.22 + 1.54 = 3.76 \text{ m} \quad (3.337)$$

Cota piezométrica

$$Cota \text{ CRP03} - hf_{total} = C_p \text{ CRP04}$$

$$C_p \text{ CRP04} = 420.60 - 3.76 = 416.84$$

Presión en el tramo

$$P = 416.84 - 388.14 = 28.70 \text{ m. c. a}$$

6 Cálculo de la pérdida de carga unitaria

$$J = 0.995 \times Q^{1.852} \times D^{-4.87} = 0.995 \times 50.00^{1.852} \times 8^{-4.87} = 0.057 \quad (3.338)$$

Cálculo de la velocidad

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{4 \times 0.05086}{\pi \times 0.198^2} = 1.65 \text{ m/s} \quad (3.339)$$

8 Cámara rompe presión 04 a la primera casa. (Tramo 05)

Q = 50.00 l/s **PVC** **C= 150** (coeficiente de fricción Hazen & Williams)

Tramo 05

Cota de nivel piezométrica CRP 04: 388.14 m. s. n. m

Primera casa: 366.54 m. s. n. m

$$S = \frac{388.14 - 366.54}{0.09276} = \frac{21.6}{0.09276} = 232.86 \quad (3.340)$$

$$D = \left(\frac{50.00}{0.000426 \times 150 \times 232.86^{0.54}} \right)^{1/2.63} = 4.14'' \quad \text{Considerar} = 6''$$

Perdida de carga (hf_1)

$$hf_1 = \left(\frac{50.00}{0.000426 \times 150 \times 6^{2.63}} \right)^{1/0.54} * 0.09726 = 3.54 \text{ m} \quad (3.341)$$

Perdida de carga por accesorios:

$$hf_2 = K \frac{v^2}{2g} = 3.20 \frac{(2.80)^2}{2(9.81)} = 1.28 \text{ m} \quad (3.342)$$

Accesorios	k	nk
Válvula de canastilla	3.00	3.00
2 codos de 11.25° Ø 6"	0.10	0.20
		3.20

Perdida de carga total ($hf_1 + hf_2$)

$$hf_1 + hf_2 = 3.54 + 1.28 = 4.88 \text{ m} \quad (3.343)$$

Cota piezométrica

$$\text{Cota CRP04} - h_{f_{\text{total}}} = C_p \text{ Casa}$$

$$C_p \text{ Casa} = 388.14 - 4.88 = 383.26 \text{ m.s.n.m}$$

Presión en el tramo

$$P = 383.26 - 366.54 = 16.72 \text{ m.c.a}$$

6 Cálculo de la pérdida de carga unitaria

$$J = 0.995 \times Q^{1.852} \times D^{-4.87} = 0.995 \times 50.00^{1.852} \times 6^{-4.87} = 0.234 \quad (3.344)$$

Cálculo de la velocidad

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{4 \times 0.05086}{\pi \times 0.152^2} = 2.80 \text{ m/s} \quad (3.345)$$

8 **Actividad 07:** Cálculo hidráulico de las redes distribución se utilizó el programa WaterCAD para el dimensionamiento hidráulico de las tuberías para el cálculo de las presiones.

8 **Tabla 34**

Cálculo hidráulico de las redes de distribución en el programa WaterCAD v.08

NODO	COTA DE TERRENO (m.s.n.m)	GRADIENTE HIDRAULICA	DEMANDA (l/s)	PRESION (m.c.a)
J-08	365.95	380.79	0.124	15.82
J-09	364.92	381.16	0.074	16.21
J-10	364.90	380.50	0.114	15.57
J-11	363.79	379.78	0.165	15.96
J-12	362.07	380.20	0.000	18.09
J-13	360.41	380.13	0.096	19.68
J-14	358.80	379.20	0.023	20.36
J-15	350.88	379.56	0.189	28.62
J-16	349.55	378.97	0.165	29.36
J-17	348.54	368.65	0.000	20.07
J-18	348.05	379.50	0.159	31.39
J-19	346.51	378.09	0.128	31.53
J-20	342.71	368.27	0.039	25.51
J-21	341.50	379.27	0.188	37.69
J-22	340.97	368.27	0.095	27.24
J-23	340.00	368.25	0.040	28.20
J-24	339.83	376.87	0.132	36.97
J-25	339.57	368.37	0.108	28.75
J-26	338.78	368.24	0.034	29.40
J-27	337.27	375.55	0.000	38.20
J-28	336.31	369.99	0.098	33.61
J-29	336.26	370.41	0.035	34.08
J-30	336.24	368.23	0.074	31.92
J-31	335.74	368.49	0.076	32.69
J-32	335.56	347.61	0.037	16.03
J-33	335.35	370.97	0.098	35.54
J-34	335.13	378.97	0.119	43.74
J-35	335.03	368.21	0.091	33.11
J-36	334.48	369.47	0.130	34.92
J-37	333.74	368.22	0.126	34.42

J-38	333.50	378.91	0.131	45.33
J-39	332.60	368.65	0.087	35.98
J-40	332.00	368.42	0.041	36.35
J-41	331.59	368.16	0.127	36.50
J-42	331.30	368.42	0.023	37.04
J-43	330.96	372.09	0.005	41.05
J-44	330.66	371.77	0.083	41.03
J-45	330.00	368.25	0.111	38.17
J-46	329.97	368.09	0.090	38.04
J-47	328.90	368.19	0.125	39.20
J-48	328.86	368.40	0.048	39.47
J-49	327.99	368.30	0.056	40.22
J-50	327.92	368.46	0.084	40.45
J-51	327.79	369.22	0.097	41.35
J-52	327.17	369.75	0.102	42.49
J-53	327.04	347.61	0.076	20.53
J-54	326.94	369.25	0.020	42.23
J-55	326.86	370.17	0.145	43.23
J-56	326.09	369.36	0.094	43.19
J-57	325.96	369.92	0.034	43.88
J-58	324.62	347.61	0.019	22.94
J-59	324.48	370.10	0.095	45.53
J-60	324.22	368.08	0.069	43.77
J-61	324.19	368.16	0.070	43.89
J-62	324.05	353.80	0.150	29.69
J-63	324.00	367.93	0.072	43.84
J-64	323.74	354.78	0.057	30.98
J-65	323.42	367.82	0.029	44.31
J-66	322.23	364.34	0.152	42.02
J-67	321.76	350.39	0.088	28.57
J-68	321.18	370.17	0.101	48.89
J-69	321.00	370.17	0.054	49.07
J-70	320.79	350.64	0.124	29.79
J-71	319.79	347.61	0.024	27.77
J-72	319.47	347.75	0.040	28.22
J-73	319.45	349.05	0.097	29.54
J-74	318.77	347.75	0.078	28.91
J-75	317.26	347.62	0.139	30.30
J-76	315.57	348.63	0.079	32.99
J-77	314.99	350.04	0.152	34.97
J-78	314.86	347.94	0.089	33.01
J-79	314.21	347.61	0.074	33.34
J-80	313.92	347.01	0.094	33.03
J-81	313.16	347.61	0.088	34.38
J-82	313.10	350.52	0.084	37.35
J-83	312.75	347.11	0.074	34.29
J-84	312.70	346.59	0.085	33.82
J-85	312.58	350.41	0.135	37.75
J-86	312.00	346.01	0.259	33.94
J-87	312.00	347.61	0.023	35.54
J-88	310.95	346.59	0.055	35.57
J-89	310.12	321.68	0.000	15.54

J-90	309.96	321.68	0.000	15.70
J-91	309.55	341.90	0.027	32.28
J-92	309.43	321.68	0.000	12.23
J-93	309.14	347.61	0.072	38.39
J-94	308.00	341.90	0.110	33.84
J-95	307.80	347.61	0.061	39.74
J-96	307.52	347.61	0.027	40.01
J-97	307.47	347.61	0.009	40.06
J-98	307.02	321.68	0.000	14.63
J-99	304.20	342.14	0.100	37.86
J-100	303.69	321.68	0.000	17.96
J-101	303.63	341.92	0.104	38.21
J-102	303.06	344.92	0.030	41.78
J-103	302.69	321.68	0.077	18.96
J-104	302.68	344.92	0.146	42.16
J-105	302.61	339.70	0.042	37.01
J-106	302.59	321.68	0.081	19.05
J-107	302.21	321.68	0.089	19.43
J-108	302.05	321.68	0.000	19.60
J-109	302.00	341.31	0.045	39.23
J-114	302.00	341.02	0.091	38.94
J-111	302.00	339.76	0.035	37.69
J-112	302.00	339.75	0.036	37.68
J-110	302.00	339.41	0.045	37.34
J-113	302.00	321.68	0.040	19.64
J-115	301.98	321.68	0.031	19.66
J-116	301.71	339.68	0.025	37.90
J-117	301.20	338.24	0.103	36.97
J-118	300.84	339.74	0.083	38.82
J-119	300.40	339.49	0.067	39.01
J-120	299.95	339.46	0.044	39.43
J-121	299.75	340.98	0.072	41.15
J-122	299.31	321.68	0.133	22.32
J-123	298.81	321.69	0.098	22.83
J-124	298.12	338.93	0.058	40.72
J-125	298.00	344.62	0.104	46.53
J-126	297.90	321.68	0.036	23.74
J-127	297.85	338.98	0.042	41.05
J-128	297.66	340.94	0.055	43.20
J-129	297.34	344.62	0.159	47.19
J-130	296.95	339.63	0.078	42.60
J-131	296.76	339.67	0.044	42.82
J-132	296.03	339.63	0.128	43.52
J-133	295.78	338.39	0.056	42.53
J-134	295.65	321.69	0.074	25.98
J-135	295.53	321.68	0.099	26.10
J-136	295.36	321.68	0.025	26.27
J-137	295.09	321.69	0.103	26.55
J-138	294.66	340.91	0.056	46.15
J-139	294.57	321.68	0.038	27.06
J-140	294.00	339.63	0.020	45.54
J-141	293.74	329.96	0.028	36.15

J-142	293.61	321.70	0.075	28.03
J-143	293.49	327.67	0.023	34.11
J-144	293.03	339.63	0.022	46.51
J-145	292.76	337.89	0.048	45.04
J-146	292.19	340.87	0.226	48.58
J-147	292.01	335.20	0.095	43.11
J-148	291.98	327.67	0.128	35.62
J-149	291.84	326.92	0.073	35.01
J-150	291.76	329.96	0.135	38.13
J-151	291.60	318.47	0.109	26.81
J-152	290.92	339.63	0.066	48.61
J-153	290.85	318.53	0.122	27.63
J-154	290.64	318.48	0.133	27.79
J-155	290.09	331.70	0.137	41.53
J-156	289.92	318.63	0.124	28.66
J-157	289.86	321.72	0.183	31.79
J-158	289.70	330.18	0.070	40.39
J-159	289.53	322.67	0.123	33.08
J-160	289.32	329.14	0.170	39.74
J-161	289.27	323.48	0.119	34.14
J-162	289.07	324.41	0.115	35.27
J-163	288.40	327.16	0.166	38.68
J-164	288.22	325.55	0.092	37.25
J-165	288.00	325.88	0.078	37.80
J-166	288.00	318.64	0.104	30.58
J-167	287.84	325.79	0.037	37.88
J-168	287.55	324.82	0.223	37.19
J-169	287.54	327.50	0.157	39.88
J-170	287.44	325.34	0.136	37.82
J-171	286.51	318.53	0.048	31.95
J-172	286.37	322.92	0.128	36.47
J-173	286.35	316.37	0.114	29.96
J-174	286.00	323.09	0.155	37.01
J-175	285.96	321.63	0.193	35.59
J-176	285.86	323.23	0.160	37.29
J-177	285.83	316.26	0.130	30.37
J-178	285.63	323.07	0.044	37.36
J-179	285.53	323.00	0.167	37.39
J-180	285.44	323.25	0.175	37.73
J-182	285.37	319.48	0.184	34.04
J-181	285.37	326.41	0.046	40.95
J-183	285.11	318.46	0.069	33.28
J-184	285.04	318.49	0.093	33.38
J-185	284.99	315.69	0.216	30.63
J-186	284.90	322.92	0.069	37.94
J-187	284.15	322.92	0.094	38.69
J-188	284.14	315.68	0.090	31.48
J-189	284.07	326.40	0.152	42.25
J-190	284.04	319.20	0.149	35.09
J-193	284.00	322.86	0.079	38.78
J-191	284.00	322.15	0.114	38.07
J-192	284.00	321.86	0.066	37.78

J-194	284.00	322.85	0.090	38.77
J-195	283.86	318.48	0.058	34.55
J-196	283.76	326.22	0.035	42.37
J-197	283.73	322.23	0.204	38.41
J-198	283.69	325.79	0.110	42.02
J-199	283.69	318.29	0.074	34.53
J-200	283.62	320.40	0.121	36.71
J-201	283.57	318.44	0.122	34.80
J-202	283.32	318.41	0.129	35.02
J-203	283.11	318.46	0.069	35.28
J-204	283.01	325.61	0.171	42.51
J-205	282.75	326.10	0.054	43.27
J-206	282.51	322.76	0.095	40.17
J-207	282.50	316.08	0.171	33.52
J-208	282.48	324.44	0.189	41.88
J-209	282.18	322.55	0.097	40.29
J-210	282.01	322.04	0.088	39.95
J-211	281.67	326.15	0.023	44.39
J-212	281.56	326.01	0.017	44.36
J-213	281.53	322.38	0.068	40.77
J-214	281.33	322.49	0.103	41.07
J-215	281.33	322.55	0.076	41.14
J-216	281.31	315.60	0.119	34.22
J-217	281.04	324.29	0.138	43.16
J-219	281.03	315.81	0.118	34.72
J-218	281.03	317.44	0.174	36.34
J-220	280.93	309.28	0.076	28.29
J-221	280.48	325.43	0.096	44.86
J-222	280.45	325.88	0.021	45.33
J-223	280.43	321.55	0.156	41.04
J-224	280.21	322.48	0.030	42.19
J-226	280.00	315.49	0.116	35.42
J-225	280.00	325.68	0.029	45.59
J-227	279.66	315.36	0.158	35.62
J-228	279.60	315.57	0.156	35.90
J-229	279.49	317.65	0.231	38.09
J-230	279.28	318.44	0.088	39.08
J-231	279.24	315.48	0.034	36.17
J-232	278.69	315.46	0.043	36.69
J-233	278.62	315.51	0.054	36.82
J-234	278.15	315.41	0.206	37.18
J-235	278.00	314.69	0.074	36.62
J-236	278.00	315.58	0.146	37.51
J-237	277.93	315.15	0.341	37.15
J-238	277.56	314.44	0.172	36.81
J-239	277.42	315.29	0.096	37.80
J-240	277.29	315.29	0.020	37.92
J-241	276.67	314.80	0.299	38.05
J-242	276.64	309.29	0.165	32.59
J-243	276.62	314.95	0.075	38.25
J-244	276.54	314.96	0.161	38.34
J-245	276.39	314.56	0.320	38.09

J-246	276.35	314.92	0.419	38.50
J-247	276.28	314.23	0.535	37.88
J-248	276.00	314.90	0.378	38.82
J-249	276.00	314.89	0.096	38.81
J-250	276.00	314.24	0.104	38.17
J-251	274.02	305.04	0.176	30.95
J-252	273.88	314.41	0.162	40.45
J-253	273.84	306.60	0.193	32.69
J-254	273.78	305.03	0.024	31.18
J-255	273.17	313.51	0.020	40.26
J-256	272.98	309.46	0.155	36.40
J-257	272.85	313.52	0.147	40.58
J-258	272.57	313.51	0.077	40.86
J-259	272.56	305.67	0.132	33.04
J-260	272.39	305.88	0.087	33.43
J-261	272.00	305.67	0.132	33.60
J-262	271.99	305.01	0.125	32.95
J-263	271.99	313.51	0.023	41.43
J-264	271.98	305.29	0.116	33.25
J-265	271.79	309.90	0.062	38.03
J-266	271.63	310.32	0.137	38.61
J-267	271.61	310.02	0.062	38.33
J-268	271.48	310.72	0.131	39.16
J-269	271.44	305.17	0.037	33.66
J-270	271.42	309.76	0.094	38.26
J-271	271.41	309.94	0.076	38.45
J-272	271.41	309.90	0.010	38.42
J-273	271.39	305.17	0.103	33.71
J-274	271.30	311.65	0.281	40.27
J-275	271.30	309.90	0.021	38.52
J-276	271.26	305.28	0.097	33.96
J-278	271.20	311.88	0.332	40.60
J-277	271.20	310.31	0.044	39.04
J-279	271.13	306.20	0.069	35.00
J-280	271.10	305.14	0.104	33.97
J-281	271.02	309.90	0.069	38.81
J-282	270.92	305.48	0.046	34.50
J-283	270.91	305.15	0.018	34.18
J-284	270.89	305.14	0.089	34.19
J-285	270.88	305.48	0.088	34.53
J-286	270.85	305.09	0.031	34.17
J-287	270.78	305.07	0.032	34.23
J-288	270.74	306.06	0.112	35.25
J-289	270.69	309.92	0.076	39.15
J-290	270.62	306.43	0.213	35.74
J-291	270.58	305.64	0.105	34.99
J-292	270.23	305.09	0.053	34.78
J-293	270.16	309.91	0.170	39.67
J-294	270.12	305.03	0.125	34.84
J-295	270.05	309.90	0.094	39.77
J-303	270.00	305.58	0.116	35.51
J-298	270.00	310.09	0.294	40.01

J-299	270.00	309.67	0.707	39.59
J-300	270.00	306.46	0.217	36.39
J-301	270.00	306.13	0.051	36.06
J-297	270.00	310.46	0.354	40.38
J-302	270.00	309.91	0.071	39.82
J-304	270.00	306.03	0.043	35.96
J-296	270.00	305.20	0.153	35.13
J-305	269.92	305.43	0.128	35.44
J-306	269.79	305.35	0.160	35.49
J-307	269.79	305.81	0.018	35.95
J-308	269.66	305.95	0.149	36.22
J-309	269.59	305.78	0.053	36.12
J-310	269.55	305.78	0.030	36.16
J-311	269.49	305.13	0.152	35.57
J-312	269.45	305.49	0.098	35.97
J-313	269.16	305.52	0.074	36.28
J-314	269.13	305.82	0.130	36.61
J-315	268.99	305.79	0.061	36.00
J-316	268.98	305.52	0.067	36.47
J-317	268.82	305.10	0.152	36.20
J-318	268.26	305.81	0.032	37.48
J-319	268.25	305.00	0.116	36.68
J-320	268.01	305.08	0.152	36.99
J-326	268.00	304.93	0.135	36.86
J-321	268.00	305.00	0.139	36.93
J-323	268.00	305.73	0.141	37.65
J-322	268.00	305.49	0.119	37.41
J-324	268.00	305.36	0.253	37.29
J-325	268.00	305.06	0.119	36.99
J-327	267.77	305.07	0.094	37.23
J-328	267.73	304.77	0.279	36.96
J-329	267.68	305.05	0.210	37.30
J-330	267.65	304.99	0.024	37.27
J-331	267.64	305.07	0.095	37.36
J-332	267.61	305.30	0.138	37.61
J-333	267.43	305.26	0.066	37.74
J-334	267.33	305.03	0.039	37.63
J-335	267.19	305.07	0.095	37.80
J-336	267.12	305.17	0.075	37.97
J-337	267.11	305.20	0.127	38.01
J-338	266.59	305.01	0.134	38.34
J-339	266.48	304.98	0.128	38.42
J-340	266.44	305.01	0.075	38.50
J-341	266.41	305.05	0.094	38.56
J-342	266.15	304.99	0.083	38.76
J-343	266.01	305.03	0.042	38.94
J-344	266.00	305.16	0.136	39.08
J-345	266.00	305.16	0.049	39.08
J-346	265.98	305.01	0.028	38.95
J-347	265.80	304.95	0.106	39.07
J-348	265.80	304.76	0.164	38.89
J-349	265.69	304.95	0.095	39.18

J-350	265.60	304.94	0.027	39.27
J-351	265.57	305.02	0.095	39.37
J-352	265.53	304.93	0.089	39.32
J-353	265.45	304.72	0.065	39.19
J-354	265.21	304.70	0.110	39.41
J-355	264.90	304.95	0.120	39.96
J-356	264.85	304.83	0.000	39.90
J-357	264.79	304.92	0.011	40.06
J-358	264.76	304.90	0.100	40.06
J-359	264.73	304.70	0.117	39.89
J-360	264.66	304.70	0.088	39.96
J-361	264.45	304.70	0.015	40.17
J-362	264.16	304.71	0.044	40.47
J-363	264.11	304.70	0.070	40.51
J-364	264.00	303.75	0.366	39.67
J-366	264.00	304.88	0.127	40.79
J-368	264.00	304.84	0.135	40.76
J-365	264.00	304.87	0.097	40.79
J-367	264.00	303.75	0.057	39.67
J-369	263.95	304.69	0.091	40.66
J-370	263.89	304.85	0.065	40.88
J-371	263.69	304.68	0.057	40.91
J-372	263.66	304.67	0.024	40.93
J-373	263.61	303.53	0.140	39.84
J-374	263.54	304.80	0.069	41.18
J-375	263.51	304.67	0.138	41.07
J-376	263.29	304.68	0.106	41.31
J-377	263.26	304.68	0.079	41.33
J-380	262.98	304.75	0.143	41.69
J-379	262.98	303.30	0.114	40.24
J-378	262.98	304.67	0.047	41.60
J-381	262.80	304.68	0.049	41.80
J-382	262.74	303.19	0.112	40.37
J-383	262.68	304.71	0.041	41.95
J-384	262.46	304.10	0.018	41.55
J-385	262.45	304.72	0.089	42.19
J-386	262.41	303.19	0.026	40.69
J-387	262.40	303.06	0.199	40.58
J-388	262.28	304.10	0.164	41.73
J-389	262.21	304.71	0.075	42.41
J-390	262.00	302.43	0.378	40.35
J-391	262.00	304.08	0.080	42.00
J-394	261.99	304.14	0.036	42.07
J-392	261.99	304.14	0.048	42.06
J-393	261.99	304.14	0.124	42.07
J-395	261.97	302.45	0.047	40.40
J-396	261.95	304.15	0.118	42.11
J-397	261.88	304.25	0.137	42.29
J-398	261.84	302.45	0.142	40.54
J-399	261.83	301.64	0.601	39.73
J-400	261.81	304.18	0.157	42.28
J-401	261.79	302.41	0.035	40.54

J-402	261.74	303.05	0.068	41.23
J-403	261.73	302.87	0.234	41.05
J-404	261.71	304.66	0.077	42.87
J-405	261.70	304.15	0.202	42.37
J-406	261.59	302.47	0.083	40.80
J-407	261.54	304.65	0.037	43.03
J-408	261.54	302.41	0.017	40.79
J-409	261.48	302.41	0.075	40.85
J-410	261.45	304.25	0.040	42.71
J-411	261.44	302.48	0.067	40.96
J-412	261.42	306.77	0.583	45.26
J-413	261.41	304.64	0.048	43.14
J-414	261.39	302.42	0.157	40.94
J-415	261.34	302.41	0.126	40.99
J-416	261.33	302.84	0.093	41.42
J-417	261.22	304.34	0.067	43.04
J-418	261.19	304.62	0.063	43.35
J-419	261.10	304.38	0.155	43.20
J-420	261.04	304.32	0.218	43.19
J-421	261.04	302.53	0.142	41.41
J-422	260.91	304.61	0.048	43.61
J-423	260.82	304.60	0.051	43.69
J-424	260.82	302.57	0.045	41.67
J-425	260.78	302.66	0.160	41.80
J-426	260.71	302.59	0.061	41.80
J-427	260.70	304.41	0.117	43.63
J-428	260.67	302.83	0.058	42.08
J-429	260.59	302.44	0.198	41.76
J-430	260.53	304.60	0.137	43.98
J-431	260.40	302.40	0.117	41.92
J-432	260.16	302.44	0.055	42.19
J-433	260.11	304.32	0.347	44.12
J-434	260.01	304.61	0.124	44.51
J-435	260.00	306.02	0.107	45.93
J-436	260.00	305.50	0.095	45.41
J-437	260.00	304.90	0.074	44.81
J-438	254.80	296.81	0.041	41.93
J-439	254.59	296.68	0.344	42.01
J-440	254.43	297.06	0.041	42.55
J-441	254.18	297.53	0.547	43.25
J-442	254.14	296.93	0.041	42.70
J-443	254.13	297.19	0.044	42.97
J-444	254.10	297.34	0.052	43.15
J-445	250.85	294.98	0.031	44.05
J-446	250.42	294.98	0.384	44.47
J-447	250.24	294.85	0.091	44.52
J-450	250.00	293.56	0.051	43.47
J-449	250.00	293.95	0.114	43.86
J-448	250.00	293.48	0.113	43.39
J-451	249.99	293.63	0.060	43.55
J-452	249.99	293.75	0.096	43.67
J-453	249.95	291.48	0.066	41.45

J-454	249.83	294.59	0.108	44.68
J-455	249.81	293.48	0.133	43.58
J-456	249.80	294.41	0.080	44.52
J-457	249.79	294.14	0.092	44.26
J-458	249.65	294.28	0.069	44.54
J-459	249.29	288.83	0.062	39.46
J-460	248.91	287.28	0.046	38.30
J-461	248.89	282.87	0.088	33.91
J-462	248.68	285.83	0.049	37.08
J-463	248.40	284.21	0.049	35.74
J-464	248.26	281.30	0.041	32.97
J-465	248.26	281.30	0.020	32.97
J-466	248.13	282.88	0.142	34.68
J-467	248.13	281.30	0.054	33.11
J-468	248.00	281.30	0.138	33.24
J-470	248.00	280.65	0.166	32.59
J-473	248.00	280.33	0.107	32.26
J-476	248.00	280.50	0.079	32.44
J-474	248.00	280.31	0.081	32.24
J-475	248.00	280.25	0.073	32.18
J-471	248.00	280.77	0.062	32.71
J-469	248.00	280.91	0.049	32.84
J-472	248.00	281.06	0.060	32.99
J-477	247.99	280.39	0.043	32.34
J-478	247.97	280.37	0.132	32.34
J-479	247.95	280.60	0.074	32.59
J-480	247.94	280.45	0.034	32.44
J-481	247.77	280.31	0.157	32.48
J-482	247.68	293.48	0.075	45.71
J-483	247.44	280.46	0.053	32.96
J-484	247.37	280.29	0.117	32.86
J-485	247.21	280.41	0.026	33.14
J-486	247.06	280.38	0.027	33.26
J-487	247.05	280.28	0.069	33.16
J-488	246.88	280.28	0.110	33.33
J-489	246.81	280.34	0.088	33.46
J-490	246.74	280.26	0.098	33.45
J-491	246.59	280.27	0.084	33.62
J-492	246.52	280.50	0.029	33.91
J-493	246.38	280.26	0.076	33.81
J-494	246.35	280.26	0.038	33.84
J-495	246.34	280.34	0.032	33.93
J-496	246.29	280.28	0.042	33.92
J-497	246.28	280.26	0.039	33.91
J-498	246.13	280.25	0.101	34.06
J-499	246.03	280.26	0.036	34.15
J-500	246.00	280.25	0.018	34.18

Fuente: Desarrollado por los autores, (2023).

Actividad 08: Ubicación de las calicatas y trabajo de campo, se realizó la excavación manual de las calicatas para cada estructura hidráulica, la planta de tratamiento,

reservorio, captación, se realizaron calicatas de $1.00\text{ m} \times 1.00\text{ m} \times 3.00\text{ m}$, y para **Línea de aducción**, conducción, y **redes de distribución**, calicatas de dimensiones $1.00\text{ m} \times 1.00\text{ m} \times 1.50\text{ m}$, luego de la excavación procedimos a sacar un promedio de 4 kilos por calicata, para las calicatas de mayor dimensión modelamos un cubo de tierra **para el cálculo del corte directo**.

Actividad 09: Estudio de contenido de Humedad, con las muestras obtenidas de cada estrato del suelo, procedimos a realizar tres pesajes de cada muestra, de aproximadamente 400 gr, lo cual colocamos al horno por 24 horas, y transcurrido el tiempo, retiramos el material seco del horno y pesamos, para obtener el peso seco de la muestra y calcular el porcentaje de humedad.

Tabla 35

Contenido de Humedad de las Calicatas de Estudio

	Descripción	MI	MII	MIII
	N° TOMA	1	2	3
C-1	W del tarro grs.	84.30	102.80	90.10
	W del suelo húmedo + recipiente grs.	206.80	227.50	223.20
	W del suelo seco + envase grs.	196.55	215.67	210.54
	W del agua grs.	10.25	11.83	12.66
	W del suelo seco grs.	112.25	112.87	120.44
	Contenido de humedad %	9.13	10.48	10.51
	Promedio % de humedad		10.04	
	N° MUESTRA	1	2	3
C-2	Peso del recipiente grs.	109.60	86.60	115.60
	Peso del tarro grs. + suelo húmedo	191.50	172.80	210.90
	Peso del envase grs + suelo seco.	176.60	158.70	194.00
	Peso del agua grs.	14.90	14.10	16.90
	Peso del suelo seco grs.	67.00	72.10	78.40
	Contenido de humedad %	22.24	19.56	21.56
	Promedio % de humedad		21.12	
	RECIPIENTE N°	1	2	3
C-3	W del ENVASE grs.	110.70	69.20	95.40
	W del suelo húmedo + toma grs.	256.10	206.10	225.80
	W del suelo seco + tarro grs.	230.80	181.80	202.30
	W del agua grs.	25.30	24.30	23.50
	W del suelo seco grs.	120.10	112.60	106.90
	Contenido de humedad %	21.07	21.58	21.98
	Promedio % de humedad		21.54	
	ENVASE N°	1	2	3
C-4	Peso de la muestra grs.	102.20	86.30	70.40
	Peso del tarro grs. + suelo húmedo	242.10	301.50	257.00
	Peso del recipiente grs. + suelo seco	228.70	280.60	239.80
	Peso del agua grs.	13.40	20.90	17.20
	Peso del suelo seco grs.	126.50	194.30	169.40
	Contenido de humedad %	10.59	10.76	10.15
	Promedio % de humedad		10.50	
C-5	TARRO N°	1	2	3

	W de la toma grs.	91.30	88.50	92.80
	W del suelo húmedo + recipiente grs.	285.10	238.10	258.50
	W del suelo seco + muestra grs.	265.24	222.12	242.20
	W del agua grs.	19.86	15.98	16.30
	W del suelo seco grs.	173.94	133.62	149.40
	Contenido de humedad %	11.42	11.96	10.91
	Promedio % de humedad		11.43	
	N° TOMA	1	2	3
C-6	Peso de la muestra grs.	69.10	85.10	80.50
	Peso del recipiente grs.+ suelo húmedo	412.30	404.50	318.70
	Peso del envase grs. +suelo seco	377.20	371.30	294.00
	Peso del agua grs.	35.10	33.20	24.70
	Peso del suelo seco grs.	308.10	286.20	213.50
	Contenido de humedad %	11.39	11.60	11.57
	Promedio % de humedad		11.52	
	N° TOMA	1	2	3
C-7	Peso de la muestra grs.	69.10	85.10	80.50
	Peso del recipiente grs.+ suelo húmedo	422.30	413.50	327.70
	Peso del envase grs. +suelo seco	382.20	376.80	299.40
	Peso del suelo seco grs.	313.10	291.70	218.90
	Contenido de humedad %	12.81	12.58	12.93
	Promedio % de humedad		12.77	

Fuente: Desarrollado por los autores, (2023).

Actividad 10: En el ensayo de Límites Líquido remojamos el material, procedimos a colocar en la copa Casagrande, el material humedecido, para luego trazar por en medio de la copa con la ranura y crear una abertura, luego realizamos los golpes para tratar de cerrar la abertura, repetimos el procedimiento 2 veces, pero humedeciendo en cada vez un poco la muestra, lo cual reducirá el número de golpes. Para el cálculo de Limite Plástico, se realizó bastoncillos de aproximadamente 3 mm, de diámetro lo cual colocamos en un tarro para poner al horno y luego pesar, para obtener su **contenido de humedad**.

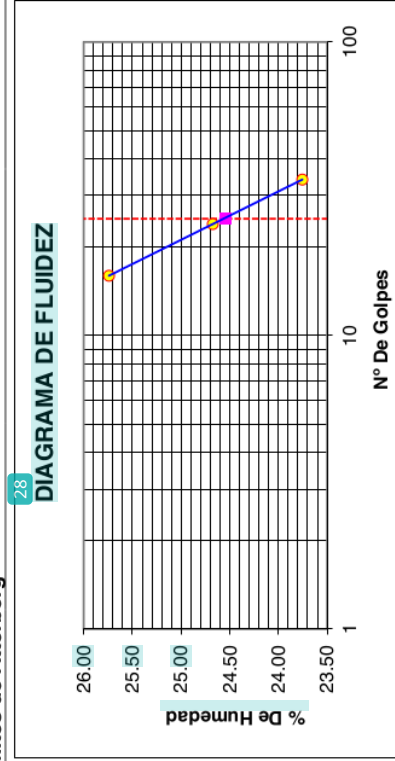
Tabla 36

Límites de Atterberg del Estudio Geotécnico

Límites de Atterberg

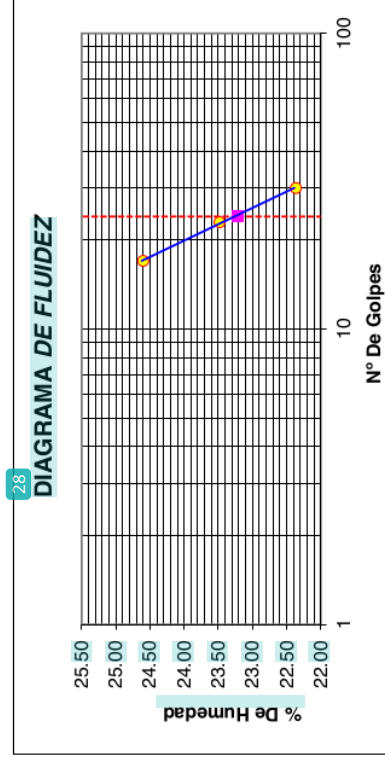
19) Licata 1 – Captación

Limite Líquido	1	2	3
Recipiente N°	87.37	88.11	81.77
Peso del suelo húmedo + muestra grs.	83.54	84.71	78.29
Peso del suelo seco grs.	14.88	13.78	14.65
% Humedad	25.739	24.673	23.75
Numero de Golpes	16	24	34
Limite Plástico			
Muestra N°	1	2	3
W recipiente grs + suelo húmedo	83.95	84.9	83.9
W de la toma grs + suelo seco	82.14	82.68	82.2
W del suelo seco grs.	10.79	12.68	10.4
% humedad	16.775	17.508	16.35
Promedio % humedad		16.88	



19) Licata 1 – Captación Mil

Limite Líquido	1	2	3
Toma N°	68.66	70.43	63.6
Peso del suelo húmedo + tarro grs.	87.37	88.11	81.77
Peso del suelo seco + muestra grs.	83.54	84.71	78.29
% Humedad	25.74	24.67	23.75
Numero de Golpes	16	24	34
Limite Plástico			
Tarro N°	1	2	3
W recipiente grs + suelo húmedo	71.35	70.00	71.80
W muestra grs + suelo seco	83.95	84.90	83.90
W del suelo seco grs.	82.14	82.68	82.20
% humedad	16.77	17.51	16.35
Promedio % humedad		16.88	



Calicata 2 – Línea de Conducción

19

Límite Líquido

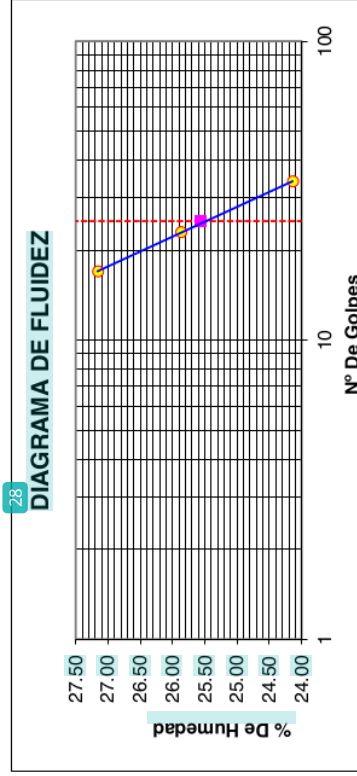
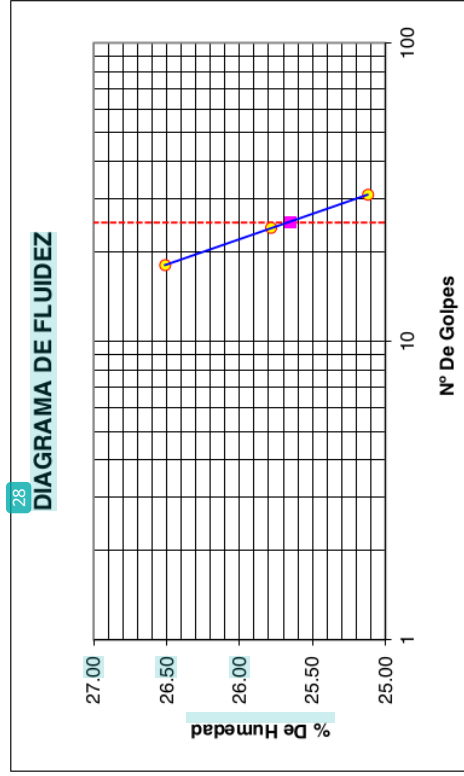
	1	2	3
Recipiente N°	120.95	108.18	126.74
Peso del suelo húmedo + muestra grs.	115.02	103.32	118.77
Peso del suelo seco + tarro grs.	5.93	4.86	7.97
1) Humedad	26.51	25.78	25.12
Numero de Golpes	18	24	31
Límite Plástico			
Muestra N°	1	2	3
W del tarro grs + suelo húmedo	84.92	85.01	86.48
W recipiente grs + suelo seco	82.19	82.35	83.85
W del suelo seco grs.	13.97	13.73	14.47
% humedad	19.54	19.37	18.18
Promedio % humedad	19.03		

Calicata 3 - Línea de Conducción

Límite Líquido

49

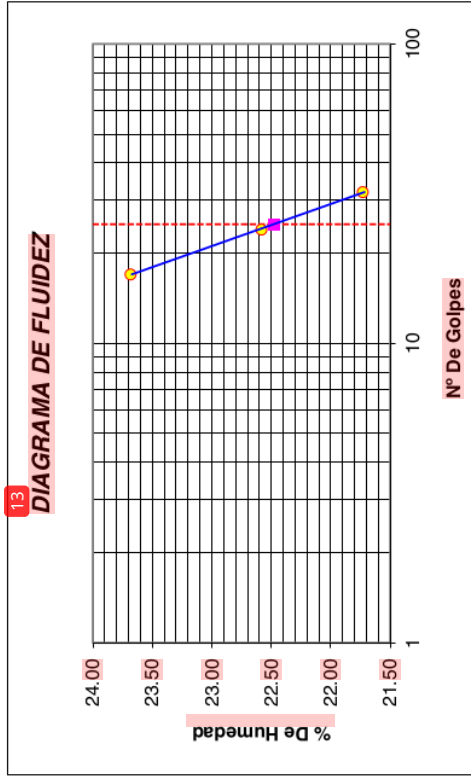
	1	2	3
Toma N°	135.27	120.46	112.32
Peso del suelo húmedo + tarro grs.	130.40	116.57	107.46
Peso del suelo seco grs.	20.18	15.04	17.90
% Humedad	24.13	25.86	27.15
Numero de Golpes	34	23	17
Límite Plástico			
Tarro N°	1	2	3
W toma grs + suelo húmedo	30.30	29.99	29.48
W recipiente grs + suelo seco	28.68	28.46	28.05
W del suelo seco grs.	1.62	1.53	1.43
% humedad	19.73	19.15	18.87
Promedio % humedad	19.25		



Calicata 4 – Línea de Conducción

19 Límite Líquido

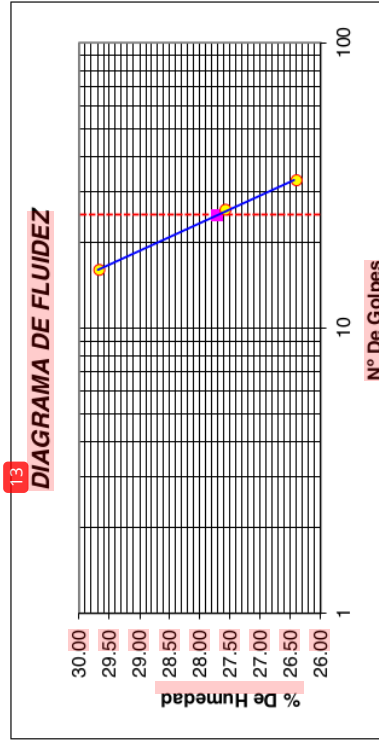
	1	2	3
Recipiente N°	121.22	106.97	105.11
Peso del suelo húmedo + muestra grs.	116.12	102.83	101.65
19 Peso del suelo seco + tarro grs.	23.47	18.36	14.61
% Humedad	21.73	22.58	23.68
Numero de Golpes	32	24	17
Límite Plástico			
Muestra N°	1	2	3
W recipiente grs + suelo húmedo	84.92	83.95	82.96
W tarro grs + suelo seco	82.50	81.90	80.90
W del suelo seco grs.	14.28	13.68	12.68
% humedad	16.95	14.99	16.25
Promedio % humedad	16.06		



Calicata 5 - Línea de Conducción

19 Límite Líquido

	1	2	3
Toma N°	119.37	108.34	110.58
19 Peso del suelo húmedo + tarro grs.	113.24	103.82	105.24
32 Peso del suelo seco + muestra grs.	23.22	16.39	18.00
% Humedad	26.40	27.58	29.67
Numero de Golpes	33	26	16
Límite Plástico			
Tarro N°	1	2	3
W toma grs + suelo húmedo	34.70	38.95	46.25
W recipiente grs + suelo seco	32.49	36.14	42.40
W del suelo seco grs.	12.02	15.67	21.93
% humedad	18.39	17.93	17.56
Promedio % humedad	17.96		



Calicata 6 – Planta de Tratamiento

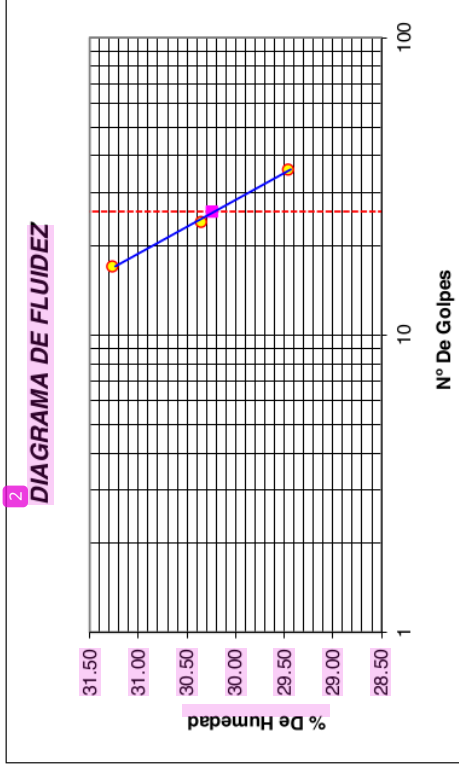
19

Límite Líquido

	1	2	3
Recipiente N°	93.02	112.67	128.33
Peso del suelo húmedo + muestra grs.	88.18	107.78	122.38
Peso del suelo seco + tarro grs.	16.43	16.11	19.03
% Humedad	29.46	30.35	31.27
Numero de Golpes	36	24	17

Límite Plástico

	1	2	3
Muestra N°	30.03	31.05	31.25
W recipiente grs + suelo húmedo	28.45	29.40	29.50
W tarro grs + suelo seco	7.98	8.93	9.03
W del suelo seco grs.	19.80	18.48	19.38
Promedio % humedad		19.22	





Fuente: Desarrollado por los autores, (2023).

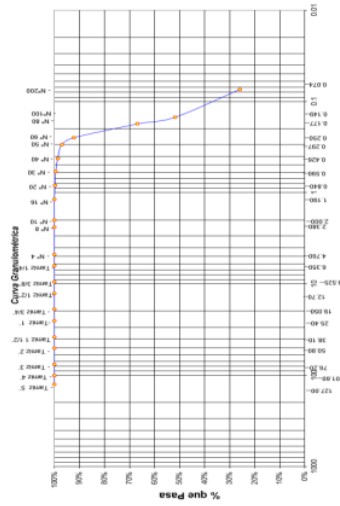
15



Actividad 11: En el ensayo de Granulometría, en el Laboratorio de Suelos de la Universidad Nacional de San Martín, pesamos 500gr del material extraído de cada calicata, procedimos a dejar en un tarro, que también realizamos su pesaje, luego lavamos el material para eliminar el material orgánico, limo, turba, dejamos saturada el suelo para colocarlo en el horno por 24 horas, transcurrido el tiempo, en el horno, sacamos el material, procedemos a dejar secar a temperatura ambiente, y luego procedemos a tamizar el suelo seco y anotamos el peso retenido, en cada tamiz respectivamente, según formato entregados por el laboratorio, luego procedemos a realizar el cálculo de cada calicata, para obtener la curva granulométrica

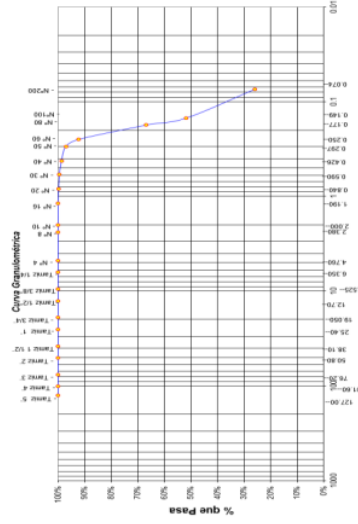
Tabla 37

Granulometría del Estudio Geotécnico

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS		 DATOS TECNICOS DEL ENSAYO Y RESULTADOS			
Tamices 23	Peso Ret.	% Ret. Parcial	% Ret. Acum.	% Que Pasa	RESULTADOS
Ø	2.000			100.00%	1 Porcentajes que pasan: % Pasa el Tamiz N° 4 100.00%
N° 10	1.190			99.78%	% Pasa el Tamiz N° 10 100.00%
N° 16	0.840	0.22%	0.22%	99.51%	% Pasa el Tamiz N° 40 98.73%
N° 30	0.590	0.28%	0.50%	98.73%	15 Pasa el Tamiz N° 200 26.00%
N° 40	0.426	1.04%	1.27%	97.10%	Clasificación S.U.C.S. SC
N° 50	0.297	2.52%	2.90%	92.18%	Clasificación AASHTO A-2-4(0)
N° 60	0.250	4.92%	7.82%	66.85%	
N° 80	0.177	15.13%	25.34%	51.72%	
N° 100	0.149	21.70%	33.16%	26.00%	
N° 200	0.074	50.28%	74.00%	0.00%	
Fondo	0.01	100.00%	100.00%		
TOTAL	200	100.00%			C-01 Captación-MI



 UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS		 DATOS TECNICOS DEL ENSAYO Y RESULTADOS			
Tamices 23	Peso Ret.	% Ret. Parcial	% Ret. Acum.	% Que Pasa	RESULTADOS
Ø	2.000			100.00%	1 Porcentajes que pasan: % Pasa el Tamiz N° 4 100.00%
N° 10	1.190	0.27%	0.27%	99.95%	% Pasa el Tamiz N° 10 99.95%
N° 20	0.840	0.40%	0.67%	98.30%	% Pasa el Tamiz N° 40 95.78%
N° 30	0.590	1.04%	1.70%	95.78%	2 49.73%
N° 40	0.426	2.52%	4.22%	92.67%	Clasificación S.U.C.S. SM-SC
N° 50	0.297	3.12%	7.34%	85.75%	Clasificación AASHTO A-2-4(0)
N° 60	0.250	6.92%	14.25%	77.07%	
N° 80	0.177	8.69%	22.94%	49.73%	
N° 100	0.149	5.65%	28.58%	0.00%	
N° 200	0.074	21.70%	50.28%		
Fondo	0.01	49.73%	100.00%		
TOTAL	200	100.00%			C-02 Línea de Conducción

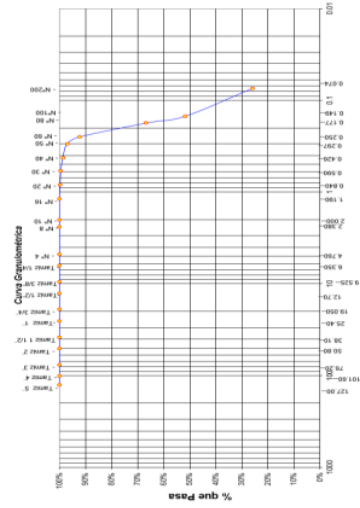


UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS		UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS	
Tamices 23	Peso Ret.	% Ret. Parcial	% Que Pasa
Ø			
N° 10	2.000	0.45%	87.45%
N° 16	1.190	0.95%	86.50%
N° 20	0.840	0.75%	85.75%
N° 30	0.590	1.25%	84.50%
N° 40	0.426	1.60%	82.90%
N° 50	0.297	4.05%	78.85%
N° 60	0.250	2.45%	76.40%
N° 80	0.177	6.85%	69.55%
N° 100	0.149	5.40%	64.15%
N° 200	0.074	14.30%	50.15%
Fondo	0.01	49.85%	0.00%
TOTAL	200	100.00%	

15
DATOS TECNICOS DEL ENSAYO Y RESULTADOS

1 Porcentajes que pasan:
 % Pasa el Tamiz N° 4 90.20%
 % Pasa el Tamiz N° 10 87.45%
 % Pasa el Tamiz N° 40 82.90%
 % Pasa el Tamiz N° 200 79.85%
SM-SC
A-4(0)

C-03
 Línea de Conducción

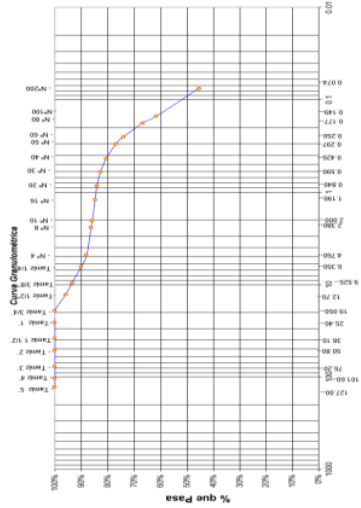


UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS		UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS	
Tamices 23	Peso Ret.	% Ret. Parcial	% Que Pasa
Ø			
N° 10	2.000	0.45%	85.84%
N° 16	1.190	1.05%	84.79%
N° 20	0.840	0.73%	84.06%
N° 30	0.590	1.38%	82.68%
N° 40	0.426	2.16%	80.52%
N° 50	0.297	3.68%	76.85%
N° 60	0.250	2.90%	73.95%
N° 80	0.177	7.25%	66.70%
N° 100	0.149	5.25%	61.45%
N° 200	0.074	16.20%	45.25%
Fondo	0.01	45.25%	0.00%
TOTAL	200	100.00%	

15
DATOS TECNICOS DEL ENSAYO Y RESULTADOS

1 Porcentajes que pasan:
 % Pasa el Tamiz N° 4 88.00%
 % Pasa el Tamiz N° 10 85.84%
 % Pasa el Tamiz N° 40 80.52%
 % Pasa el Tamiz N° 200 45.25%
SM-SC
A-4(0)

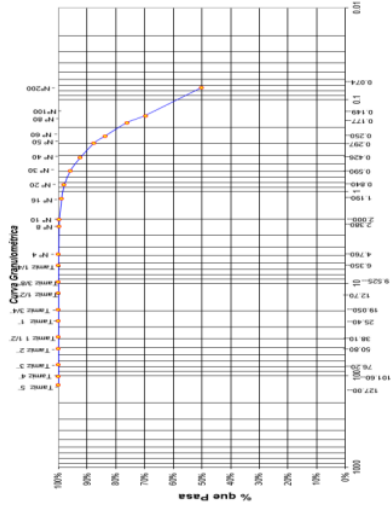
C-04
 Línea de Conducción



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS		DATOS TECNICOS DEL ENSAYO Y RESULTADOS		
Tamices 23	Peso Ret.	% Ret. Parcial	% Ret. Acum.	% Que Pasa
Ø (mm)	2.000	0.14%	0.35%	99.65%
Nº 10	1.190	0.76%	1.11%	98.89%
Nº 20	0.840	0.97%	2.08%	97.93%
Nº 30	0.590	4.34%	4.25%	95.76%
Nº 40	0.426	3.48%	7.73%	92.28%
Nº 50	0.297	9.54%	12.50%	87.51%
Nº 60	0.250	7.56%	16.28%	83.73%
Nº 80	0.177	15.67%	24.11%	75.89%
Nº 100	0.149	12.48%	30.35%	69.65%
Nº 200	0.074	39.45%	50.08%	49.93%
Fondo	0.01	99.85%	100.00%	0.00%
TOTAL	200	100.00%		

1 Porcentajes que pasan:
 % Pasa el Tamiz N° 4 100.00%
 % Pasa el Tamiz N° 10 99.65%
 % Pasa el Tamiz N° 40 92.28%
 % Pasa el Tamiz N° 200 87.51%
2 49.93%
 SC
 A-4(0)

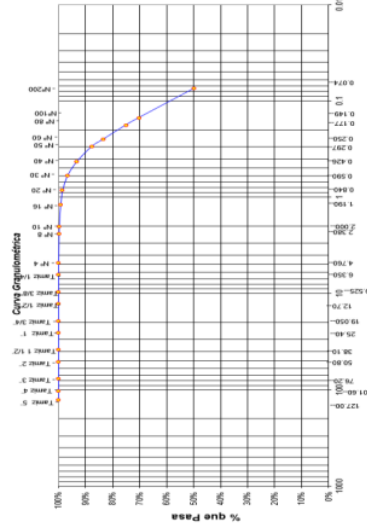
C-05
 Línea de Conducción



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS		DATOS TECNICOS DEL ENSAYO Y RESULTADOS		
Tamices	Peso Ret.	% Ret. Parcial	% Ret. Acum.	% Que Pasa
Ø (mm)	2.000	0.10%	0.25%	99.75%
Nº 10	1.190	0.55%	0.80%	99.20%
Nº 20	0.840	0.75%	1.35%	98.45%
Nº 30	0.590	1.90%	3.45%	96.55%
Nº 40	0.426	3.40%	6.85%	93.15%
Nº 50	0.297	5.50%	12.35%	87.65%
Nº 60	0.250	4.25%	16.60%	83.40%
Nº 80	0.177	8.50%	25.10%	74.90%
Nº 100	0.149	9.60%	29.90%	70.10%
Nº 200	0.074	20.45%	50.35%	49.65%
Fondo	0.01	99.30%	100.00%	0.00%
TOTAL	200	100.00%		

Porcentajes que pasan:
 % Pasa el Tamiz N° 4 100.00%
 % Pasa el Tamiz N° 10 99.75%
 % Pasa el Tamiz N° 40 93.15%
 % Pasa el Tamiz N° 200 87.65%
 SC
 A-6(3)

C-06
 PTAP

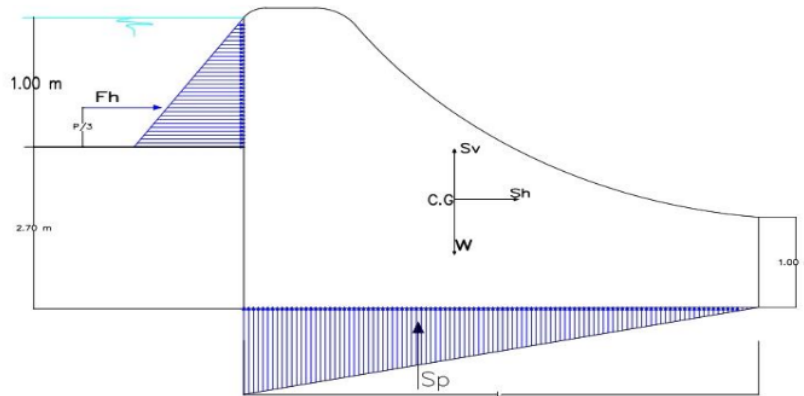


Fuente: Desarrollado por los autores. (2023).

Actividad 12. Diseño estructural de las obras **diseño de la captación, planta de tratamiento y reservorio.**

Análisis estructural de la bocatoma

Análisis del barrage para agua al nivel de la cresta.



a. Fuerza hidrostática (Fh)

$P = 1.00 \text{ m} = \text{Altura de Barraje}$

$$F_h = 0.5 * \gamma_{\text{agua}} * H^2 \quad \gamma_{\text{agua}} = 1.45 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \text{ densidad del agua con sedimentos}$$

$$F_h = 0.725 \text{ Tn} \quad P/3 = 0.33 \text{ Tn}$$

b. Supresión (Sp)

$$S_p = 0.50 * c * \gamma_{\text{agua}} * H * L \quad (3.346)$$

$H = \text{Carga del Agua} (H = 1.00 \text{ m})$

$c = \text{coeficiente de supresion} (c \leq 1.00)$

$\gamma_{\text{agua}} = \text{Peso específico del agua} = 1000 \text{ kg/cm}^2$

$L = \text{Longitud sometida a supresión} (L = 4.65 \text{ m})$

$$S_p = 0.50 * c * \gamma_{\text{agua}} * H * L$$

$$S_p = 0.50 * 0.50 * 1000 * 1.00 * 4.65 = 1.163 \text{ tn}$$

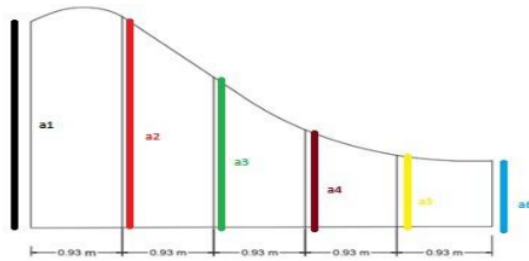
$$x = \frac{L}{3}$$

$$x = \frac{4.65}{3} = 1.55 \text{ m}$$

c. Fuerzas debido al peso del barrage

La estructura se dividirá en áreas parciales iguales, pero con diferentes centros de gravedad para calcular el centro de gravedad total y el peso:

d. Cálculo del ¹centro de gravedad de la estructura



a_1, a_2, a_3, a_4, a_5 , SON alturas para las secciones de divisiones del barraje

Tabla 38

Cálculo de los centros de gravedad donde actúa el peso del azud

Nº	h_i	h_{i+1}	Ancho (m)	Área (m ²)	x (m)	y(m)	Ax	Ay
1	3.70	3.75	0.93	3.464	0.464	1.863	1.607	6.452
2	3.75	2.55	0.93	2.929	1.425	1.594	4.173	4.670
3	2.55	1.55	0.93	1.906	2.363	1.045	4.505	1.993
4	1.55	1.25	0.93	1.302	3.272	0.703	4.260	0.915
5	1.25	1.00	0.93	1.046	4.202	0.565	4.397	0.591
TOTAL				10.648			18.941	14.621

Fuente: Desarrollado por los autores, (2023).

$$\bar{x} = \frac{Ax}{A_{Total}} = 1.779 \text{ m} \quad (3.347)$$

$$\bar{y} = \frac{Ay}{A_{Total}} = 1.373 \text{ m} \quad (3.348)$$

¹Peso de la estructura para un metro de ancho de barraje:

$$W = 10.648 * 2.4 = 25.56 \text{ tn} \quad (3.349)$$

f. Sismo

Fuerza horizontal del sismo

$$Sh = 0.10 \times W = 0.10 * 25.56 = 2.556 \text{ tn} \quad (3.350)$$

Fuerza vertical del sismo.

$$Sv = 0.03 \times W = 0.767 \text{ tn} \quad (3.351)$$

Actúan en el c.g del barraje

e. ⁴⁶Empuje del agua debido a la aceleración sísmica.

$$Ve = 0.726 * Pe * y \quad (3.352)$$

$Pe = (c * i * Pa * h)$; Presión a cualquier altura debido al temblor

$$c = \frac{cm * [\frac{y}{h} (2 - \frac{y}{h}) + (y * (2 - \frac{y}{h}) / h)^{0.5}]}{2}; \text{coeficiente de distribución de presiones.}$$

$i =$ Intensidad del sismo

$y =$ Distancia vertical de la superficie del vaso a la elevación en pies.

$Pa =$ Densidad del agua = 62.428 lb/pie³

$cm =$ Valor máximo de C para un talud constante.

$h =$ Altura del vertedero $y = 1.00 \text{ m} = 3.281 \text{ pies}$ (profundidad del agua)

En la superficie del agua:

$$y = 0 \quad c = 0 \quad P_e = 0 \quad M_e = 0$$

En el fondo del barraje:

$$c = 0.70$$

$$C = \frac{0.70}{2} \left[\frac{3.281}{3.281} \left(2 - \frac{3.281}{3.281} \right) + \sqrt{\frac{3.281}{3.281} \left(2 - \frac{3.281}{3.281} \right)} \right] = 0.70 \quad (3.353)$$

Evaluamos que la zona donde se ubica la estructura, se encuentra según el R.N.E, E-020 donde lo clasifica en una zona 3, aproximándose a una aceleración del sismo del 32% de la aceleración de la gravedad.

$$i = 0.32$$

$$P_e = 0.70 * 0.32 * 62.42 * 3.281 = 47.351 \text{ lb}/\text{pie}^2 \quad (3.354)$$

Cálculo de agua debido al sismo:

$$V_e = 0.726 * P_e * y \quad (3.355)$$

$$V_e = 0.726 * 47.351 * 3.281$$

$$V_e = 112.79 \text{ lb}/\text{pie}$$

Cálculo del momento de volteo

$$M_e = 0.30 * P_e * y^2 \quad (3.356)$$

$$M_e = 0.30 * 47.351 * 3281^2$$

$$M_e = 152.92 \text{ lb} - \text{pie}$$

V_e y M_e llevados a unidades del Sistema Internacional

$$V_e = 0.168 \text{ tn}/\text{m}$$

$$M_e = 0.0644 \text{ tn} - \text{m}$$

Análisis de estabilidad

Fuerza debido al peso y presión del agua			
	F (Tn)	d (m)	M (tn-m)
W=	-25.560	2.871	-73.383
Sp=	1.163	3.100	3.605
Sv=	0.767	2.871	2.202
Sh=	2.556	1.373	3.509
Fh=	0.725	3.033	2.199
Ve=	0.168	-	0.064
$\sum F_v =$	-23.630	$\sum M_{(+)} =$	11.580
$\sum F_H =$	3.449	$\sum M_{(-)} =$	-73.383

Cálculo del análisis al volteo

$$C_v = \frac{\text{Momentos de equilibrio}}{\text{Momentos de desequilibrio}} \geq 2.00 \quad (3.357)$$

$$C_v = \frac{73.383}{11.580} \geq 2.00$$

$$C_v = 6.34 \geq 2.00$$

La resultante actuará en el siguiente punto de aplicación:

$$X = \frac{M_{\text{equilibrio}} - M_{\text{desequilibrio}}}{\sum F_v} \quad (3.358)$$

$$X = \frac{73.383 - 11.580}{23.63}$$

$$X = 2.615 \text{ m}$$

Verificar si cae en el tercio de la estructura

$$\frac{L}{3} < X < \frac{2L}{3} \quad (3.359)$$

$$\frac{4.65}{3} \text{ m} < 2.615 \text{ m} < \frac{2 * 4.65}{3} \text{ m}$$

$$1.55 \text{ m} < 2.615 \text{ m} < 3.10 \text{ m cumple}$$

Excentricidad

$$e = \frac{L}{2} - X \quad (3.360)$$

$$e = \frac{4.65}{2} - 2.615$$

$$e = -0.29 \text{ m}$$

Comprobación

$$e < \frac{L}{6} \quad (3.361)$$

$$e = 0.29 < \frac{4.65}{6}$$

$$e = 0.29 < 0.775 \text{ m}$$

Al observar, los resultados, no se producirá fallas por volteo **ya que la resultante actúa en el tercio central de** la estructura

Análisis de hundimiento

$$\sigma = \left(\frac{\sum F_v}{b.L} \right) \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right) \quad (3.362)$$

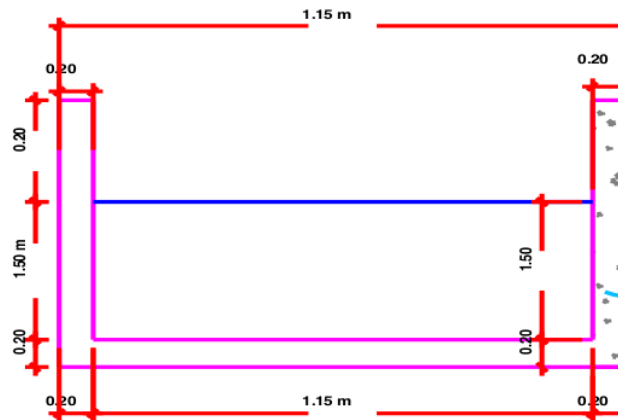
$$\sigma = \left(\frac{-23.63}{1.00 * 4.55} \right) \left(1 \pm \frac{6 * 0.29}{4.55} \right)$$

$$\sigma_1 = \left(\frac{-23.63}{1.00 * 4.55} \right) \left(1 + \frac{6 * -0.29}{4.55} \right) = -3.20 \text{ tn/m}^2 = -0.32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \left(\frac{-23.63}{1.00 * 4.55} \right) \left(1 - \frac{6 * -0.29}{4.55} \right) = -7.17 \text{ tn/m}^2 = -0.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 < \sigma_2 < 1.25 \text{ kg/cm}^2$$

Diseño del análisis estructural del sedimentador



Dimensionamiento

$$h \text{ (m)} = 1.50$$

$$b \text{ (m)} = 1.15$$

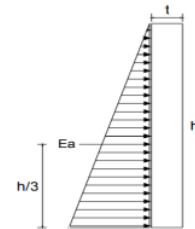
$$\phi = 30^\circ$$

$$y = 1.50 \text{ m}$$

$$\sigma_t \text{ (tn/m}^2\text{)} = 0.95$$

$$f_c \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 210$$

$$f_y \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 4200.$$



Diseño de la pared

Coefficiente de empuje "Ka"

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.363)$$

$$K_a = 0.333$$

Predimensionamiento

$$E_a = \frac{1}{2} * \gamma * h^2 * K_a = \frac{1.8 * 1.7^2 * 0.333}{2} = 0.8661 \text{ tn} \quad (3.364)$$

$$M = \frac{1.70}{3} * E_a = 0.491 \text{ tn.m}$$

$$M_u = 1.7 M = 0.834 \text{ tn.m}$$

espesor "t"

$$M_u = 0.9 * b * d^2 * f_y * p * \left(1 - 0.59 * \frac{f_y}{f_c}\right) \quad (3.365)$$

$$d = t - \left(r + \frac{\phi}{2}\right) = 20 - (4 + 0.635) = 15.365 \text{ cm} \quad (3.366)$$

$$t = 20 \text{ cm}$$

Verificación por cortante

Debe de cumplir la siguiente condición $\phi V_c > V_{du}$

$$V_{du} = 1.7 * \frac{1}{2} * y * K_a * (t - d)^2 \quad (3.367)$$

$$V_{du} = 8.58 \text{ T}$$

cálculo de ϕV_c

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d \quad (3.368)$$

$$\phi V_c = 10.03 \text{ T}$$

$$\phi V_c > V_{du} \dots \dots \text{ok}$$

Diseño de la pantalla

a) Acero vertical

• Acero mínimo

$$A_s = 0.0015 * b * d = 0.0018 * 100 * 15.365 = 2.30 \text{ cm}^2$$

• Acero efectivo

Datos:

$$M_u = 0.834 \text{ T} - \text{m} \quad r = 4 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad d = 15.365 \text{ cm} \quad f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 * f_y * (d - \frac{a}{2})} \quad a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f_c * b} \quad (3.369)$$

$$a = 0.00337 \quad A_s = 0.014 \text{ cm}^2 \quad a = 0.00337$$

Considerar **acero** mínimo Usar: $\emptyset 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$

b). - Acero horizontal

$$A_{s_{\min}} = 0.0020 * b * d = 0.0020 * 100 * 15.365 = 3.07 \text{ cm}^2$$

Usar: $\emptyset 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$

Diseño de la losa de fondo

Dirección X-X

a). -Cálculo de Wu:

Carga muerta

$$t_w = 0.20 \text{ m} \quad e. \text{ Losa fondo} = 0.15 \text{ m} \quad \text{Muros} = 15.792 \text{ T}$$

$$\text{Losa de fondo} = 3.600 \text{ T}$$

$$\text{Losa de cubierta} = 3.600 \text{ T}$$

$$W_{\text{agua}} = 16.192 \text{ T}$$

Carga viva

$$S/C = 250 \text{ kg/m}^2 \quad (3.370)$$

$$S/C = 2.500 \text{ T}$$

$$\text{Carga total} = 41.684 \text{ T}$$

b).-Verificación de presiones:

$$\sigma = 4.168 \text{ T/m}^2 < \sigma_t = 20.000 \text{ T/m}^2 \dots \dots \dots \text{ok}$$

c). -Presión de diseño:

$$\sigma_u = 5.911 \text{ T/m}^2$$

d). - Momentos de empotramiento en los extremos:

$$M_e = \frac{W * L^2}{192} \quad (3.371)$$

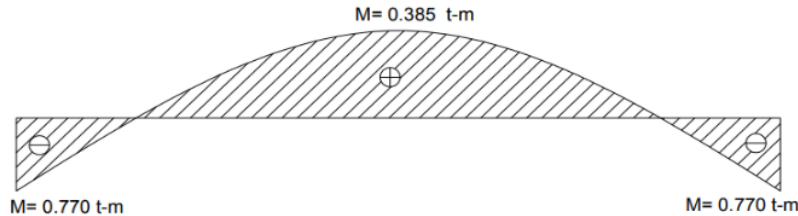
$$M_e = -0.770 \text{ T} - \text{m}$$

e).- Momentos en el centro:

$$M_c = \frac{W \cdot L^3}{384} \quad (3.372)$$

$$M_c = 0.385 \text{ T} - \text{m}$$

f).- Diagrama de momentos flectores:



g).- Cálculo del espesor:

Para el cálculo del espesor de la losa utilizó un momento máximo que en este caso es

$$M_u = 0.77 \text{ t-m.}$$

$$M_u = 0.9 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_y \cdot p \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \frac{f_y}{f_c}\right) \quad (3.373)$$

$$d = 10.211 \text{ cm}$$

$$e = d + \text{rec.} \cdot \frac{\phi}{2}$$

$$e = 15.006 \text{ cm}$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

a).- Acero vertical

• Acero mínimo

$$A_s = 0.0018 \cdot b \cdot d \quad (3.374)$$

$$A_s = 2.700 \text{ cm}^2$$

• Acero efectivo

Datos:

$$M_u = 0.770 \text{ T} - \text{m} \quad \text{rec.} = 4 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad d = 10.205 \text{ cm} \quad f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 2.217 \text{ cm}^2 \quad a = 0.522 \text{ cm}$$

Usar: $\phi 1/2 @ 0.25 \text{ m}$ ($A_s = 2.85 \text{ cm}^2$)

Dirección Y-Y

a). -Cálculo de W_u :

$$W_u = 5.911 \text{ T/m}$$

b). - Momentos de empotramiento en los extremos:

$$M_e = -\frac{W \cdot L^2}{192} \quad (3.375)$$

$$M_e = -0.123 \text{ T - m}$$

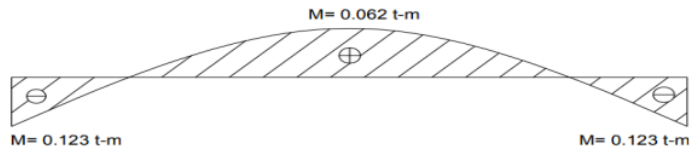
c). - Momentos en el centro:

$$M_c = \frac{W * L^3}{384}$$

(3. 376)

$$M_c = 0.062 \text{ T - m}$$

d). - Diagrama de momentos flectores:



e). - Cálculo Acero

• Acero mínimo

$$A_s = 0.0018b * d$$

(3. 377)

$$A_s = 2.700 \text{ cm}^2$$

• Acero efectivo

Datos:

$$M_u = 0.123 \text{ T - m} \quad \text{rec.} = 4 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad d = 10.205 \text{ cm} \quad f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 0.355 \text{ cm}^2 \quad a = 0.083 \text{ cm}$$

Usar: \emptyset 1/2 @ 0.25 m ($A_s = 2.85 \text{ cm}^2$)

Canal de concreto de la PTAP, (floculador a decantador).

Diseño por empuje de tierra

$$\gamma_s = 1800 \text{ (peso específico del suelo de relleno)}$$

$$\emptyset = 32^\circ \text{ (ángulo de fricción interna)}$$

$$\delta = 0^\circ \text{ (ángulo formado por el suelo de relleno con la horizontal)}$$

$$h = 0.60 \text{ m.}$$

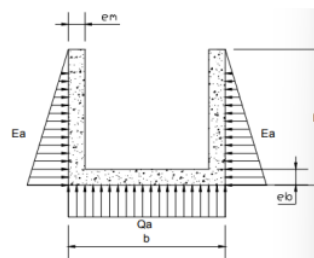
$$b = 0.70 \text{ m.}$$

$$e_m = 0.15 \text{ m}$$

$$e_b = 0.15 \text{ m}$$

$$f'_c = 175.00 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2.$$



Cálculo de presiones de volteo

Coefficiente de empuje activo

$$k_a = \cos \delta \frac{\cos \delta - \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}}{\cos \delta + \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}} = \cos 0^\circ \frac{\cos 0^\circ - \sqrt{\cos^2 0^\circ - \cos^2 32^\circ}}{\cos 0^\circ + \sqrt{\cos^2 0^\circ - \cos^2 32^\circ}} \quad (3. 378)$$

$$k_a = 0.307$$

Empuje en paredes laterales

$$Ea = \frac{ka \cdot \gamma_s \cdot H^2}{2} = \frac{0.307 \cdot 1.8 \cdot 0.75^2}{2} \quad (3.379)$$

$$Ea = 0.03 \text{ tn.}$$

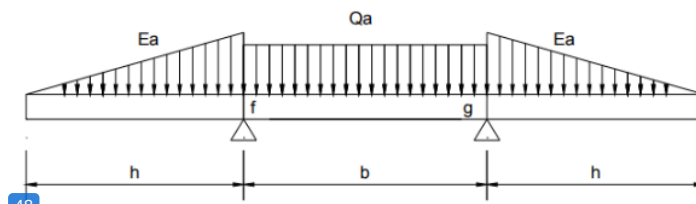
Presión sobre el suelo

$$W_{\text{muros}} = 2 \cdot 0.75 \cdot 0.15 \cdot 2.4 \cdot 1.70 = 0.918 \text{ tn.}$$

$$W_{\text{losa}} = 0.40 \cdot 0.15 \cdot 2.4 \cdot 1.70 = 0.245 \text{ tn.}$$

$$w_{\text{total}} = 0.918 + 0.245 = 1.163 = Qa$$

$$Qa = 1.163 \text{ tn/m}$$



48

Cálculo de los momentos de diseño**Puntos "f" y "g"**

$$Mf = 1.8 Ea \cdot \frac{H}{3} = \frac{1.7 \cdot 0.03 \cdot 0.60}{3} = 0.0108 \text{ tn.m.} \quad (3.380)$$

Centro tramo "f-g"

$$M = \frac{Qab^2}{8} - Mf = \frac{1.163 \cdot 0.70^2}{8} - 0.0108 = 0.061 \text{ tn.m} \quad (3.381)$$

Cálculo del acero Vertical**Método elástico**

$$Ec = 15000 \sqrt{f'c} = 15000 \sqrt{210} = 217370.65 \text{ Kg/cm}^2 \quad (3.382)$$

$$Es = 2.1 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

La relación del módulo de elasticidad:

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2.1 \cdot 10^6}{217370.65} = 9.66 \quad (3.383)$$

$$n = 10$$

Acero requerido

$$As = \frac{M_{\text{actuante}}}{fs \cdot J \cdot d} \quad (3.384)$$

$$fs = 0.40 \cdot fy = 0.40 \cdot 4200 = 1680 \text{ Kg/cm}^2$$

$$J = 1 - \frac{K}{3} \quad K = \frac{1}{1 + \frac{fs}{n \cdot fc}} = \frac{1}{1 + \frac{1680}{10 \cdot 0.45 \cdot 210}} = 0.36$$

$$J = 1 - \frac{0.36}{3} = 0.88$$

Acero principal:

$$As = \frac{M_{\text{actuante}}}{fs \cdot J \cdot d} \quad (3.385)$$

Nudo "f" y "g"

$$M = 0.0108 \text{ tn.m}; f_s = 1,680.00 \text{ Kg/cm}^2; j = 0.88; d = 10 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.0108}{1680 \cdot 0.88 \cdot 0.10} = 0.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 9.6 = 1.72 \text{ cm}^2$$

Colocamos acero $\frac{0.71}{1.72} = 0.4108 = 41.08\text{cm}$; necesitamos acero de 3/8 a cada 30 cm

Acero de refuerzo horizontal en los muros

$$A_s = \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d_1 = 0.002 \cdot 100 \cdot 15 = 3.00 \text{ cm}^2 \quad (3.386)$$

$$e = \frac{0.71}{3.00} = 0.2366 \text{ utilizaremos acero de } 3/8 @ 0.20 \text{ m}$$

Losa del canal

$$M = 0.061 \text{ tn.m}; f_s = 1,680.00 \text{ Kg/cm}^2; j = 0.815; d = 10 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.061}{1680 \cdot 0.88 \cdot 0.10} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 9.6 = 1.72 \text{ cm}^2$$

Colocamos acero $\frac{0.71}{1.72} = 0.4108 = 41.08 \text{ cm}$; necesitamos acero de 3/8 a cada 30 cm

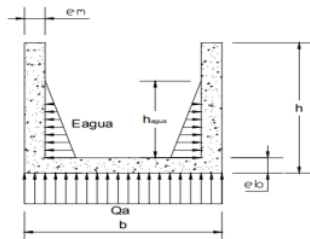
Acero de refuerzo horizontal en la losa

$$A_s = \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d_1 = 0.0018 \cdot 100 \cdot 15 = 3.00 \text{ cm}^2$$

$$e = \frac{0.71}{3.00} = 0.2366 \text{ utilizaremos acero de } 3/8 @ 0.20 \text{ m}$$

Diseño por empuje de agua**Cálculo de presiones de volteo**

Por empuje de agua en paredes laterales



$$E_a = \frac{\gamma_{\text{agua}} \times H^2}{2} = \frac{1000 \times 0.50^2}{2} = 0.125 \text{ tn} \quad (3.387)$$

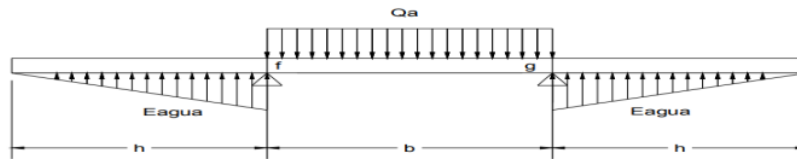
Presión sobre el suelo

$$W_{\text{muros}} = 2 \cdot 0.75 \cdot 0.15 \cdot 2.4 \cdot 1.70 = 0.918 \text{ tn.}$$

$$W_{\text{losa}} = 0.40 \cdot 0.15 \cdot 2.4 \cdot 1.70 = 0.245 \text{ tn.}$$

$$w_{\text{total}} = 0.918 + 0.245 = 1.163 = Q_a$$

$$Q_a = 1.163 \text{ tn/m}$$



48

Cálculo de los momentos de diseño

Nudo "f" y "g"

$$M_f = 1.8 E_a * \frac{H_{agua}}{3} = 1.8 * 0.125 * \frac{0.50}{3} = 0.0375 \text{ tn.m} \quad (3.388)$$

Centro tramo "f-g"

$M = \frac{Qab^2}{8} - M_f = \frac{1.163 * 0.70^2}{8} - 0.0375 = 0.033 \text{ tn.m}$, para este momento se tomará el momento mayor por lo q no es necesario calcular el acero para este caso.

Acero requerido: nudo "f" y "g"

$$M = 0.0375 \text{ tn.m}; f_s = 1,680.00 \text{ Kg/cm}^2; j = 0.88; d = 10 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.0375}{1680 * 0.88 * 0.10} = 0.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * 100 * 9.6 = 1.72 \text{ cm}^2$$

Colocamos acero $\frac{0.71}{1.72} = 0.4108 = 41.08\%$; necesitamos acero de 3/8 a cada 30 cm

Acero de refuerzo horizontal en los muros

$$A_s = \rho_{min} * b * d_1 = 0.002 * 100 * 15 = 3.00 \text{ cm}^2$$

$$e = \frac{0.71}{3.00} = 0.2366 \text{ utilizaremos acero de } 3/8 @ 0.20$$

Acero de muros

$$\text{Vertical: } \emptyset \frac{3}{8} @ 0.30 \text{ m}$$

$$\text{Horizontal: } \emptyset \frac{3}{8} @ 0.20 \text{ m}$$

Acero en losa de canal

$$\text{Transversal: } \emptyset \frac{3}{8} @ 0.30 \text{ m}$$

$$\text{longitudinal: } \emptyset \frac{3}{8} @ 0.20 \text{ m}$$

Diseño estructural del sedimentador laminar

Diseño de espesor por cortante para los muros $tw = 25 \text{ cm}$

Capacidad cortante del concreto

$$\emptyset V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} * b_s * d \quad (3.389)$$

Se verifica $\emptyset V_c > V_u$

De las fuerzas Cortantes del SAP 2000 V23.

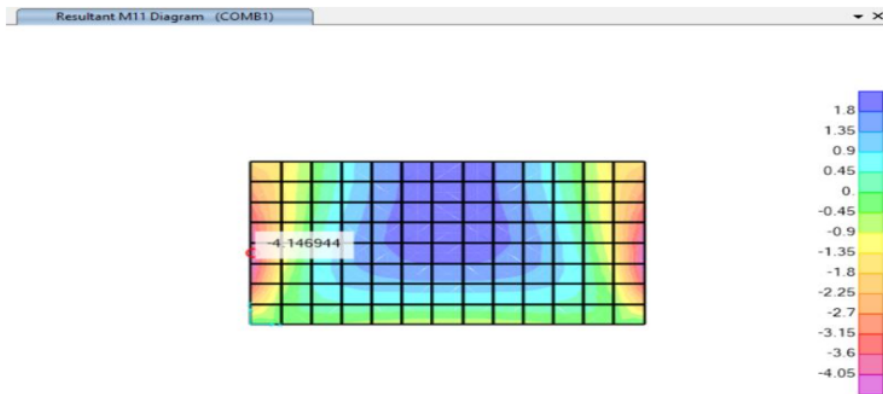


Figura 40

Resultados del momento Flector en el eje X

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

cálculo de "d"

El espesor es: $e = 0.25 \text{ m}$ $dc = 5.00$ asumiendo acero de 5/8"

$tw = 0.25$ $f'c = 280 \text{ kg / cm}$

$\emptyset = 0.53$ coeficiente para fuerzas cortantes $d = 20 \text{ cm}$

$b_s = 48.75 \text{ cm}$ ancho de la sección del Sap 2000

$$\emptyset V_c = 0.53 \sqrt{f'c} * b_s * d = 8448.88$$

Del SAP 2000 v.23

$$\frac{V_U}{b_s} = 124.015 \quad b_s = 50 \text{ cm} \quad (3.390)$$

$$V_U = 6045.73 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_c > V_U$$

En el muro de longitud = 6.00 m

Para el cálculo del acero horizontal

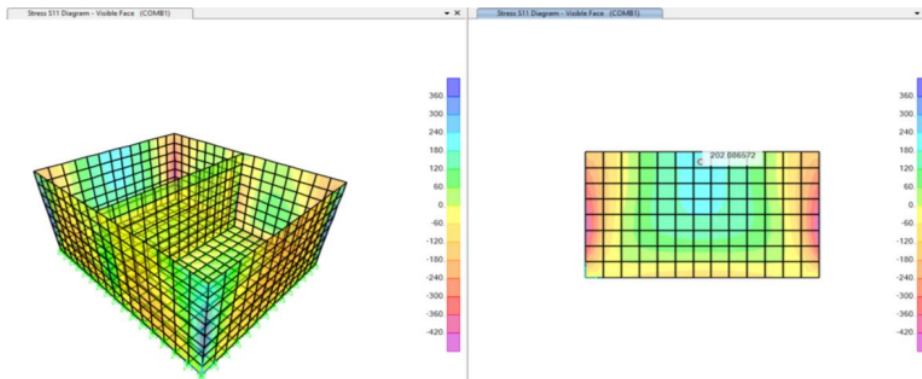


Figura 41

Momento flector para el diseño del acero horizontal

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

$$M11 = 4.15 \text{ tn/m}^2 \quad e = 0.25 \text{ m} \quad b = 1.00 \text{ m}$$

$$T = S11 * e * b = 10.38 \text{ tn}$$

$$As = \frac{T}{(0.90 * Fy)} \quad As = 2.75 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 0.0030 * b * d \quad As_{min} = 7.00 \text{ cm}^2$$

$As = 7.00 \text{ cm}^2$ se diseñará para un acero mínimo

Para dos capas:

$$1 \text{ } \emptyset 1/2 \text{ " } = 1.27 \text{ cm}^2 \quad \text{con un espaciamiento de } S = 25.00 \text{ cm}$$

Diseño de acero vertical

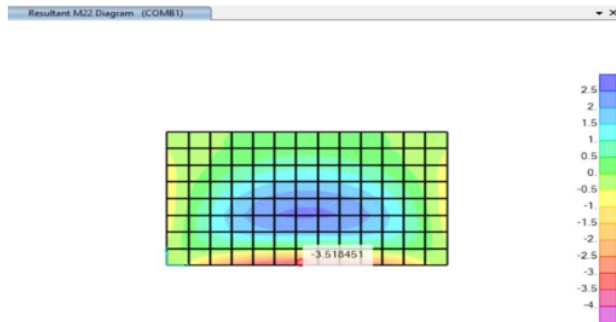


Figura 42

Momento flector para el diseño del acero vertical

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

$$M22 = 3.51 \text{ tn/m}^2 \quad e = 0.25 \text{ m} \quad b = 1.00 \text{ m}$$

$$T = S11 * e * b = 8.78 \text{ tn}$$

$$As = \frac{T}{(0.90 * Fy)} \quad As = 2.32 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 0.0030 * b * d \quad As_{min} = 7.00 \text{ cm}^2$$

Para dos capas:

$$1 \text{ } \emptyset 1/2 \text{ " } = 1.27 \text{ cm}^2 \quad \text{El espaciamiento sera } S = 25.00 \text{ cm}$$

Para la losa de fondo



Figura 43

Momento flector en la losa de fondo

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

$$M_{22} = 1.54 \text{ tn/m}^2$$

$$e = 0.25 \text{ m}$$

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$T = S_{11} * e * b$$

$$T = .78 \text{ tn}$$

$$A_s = \frac{T}{(0.90 * F_y)}$$

$$A_s = 2.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0030 * b * d$$

$$A_{smin} = 7.00 \text{ cm}^2$$

Para dos capas:

$$1 \text{ } \emptyset \text{ } 1/2 \text{ " } = 1.27 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento será $S = 25.00 \text{ cm}$

Considerar una doble capa la losa de fondo de $\emptyset \text{ } 1/2 \text{ " } @ \text{ } 0.25 \text{ cm}$

Diseño estructural del reservorio

V: Volumen : 1050 m³

de: Diámetro exterior del reservorio

ep: Espesor de pared

F'c: 280 kg/cm²

Fy: 4200 kg/cm³

di: Diámetro del reservorio

f: Flecha de la tapa (Forma de bóveda)

et: Espesor de losa

H: Altura de muro

h: Altura de agua

a: Altura libre

Se asume una altura del agua (h=5.00m), con una altura libre (a=0.50m)

$$H = h + a \quad (3.391)$$

$$H = 5.00 + 0.50$$

$$H = 5.50 \text{ m}$$

$$H_{total} = H + et \quad (3.392)$$

$$H_{total} = 5.50 + 0.25$$

$$H_{total} = 5.75 \text{ m}$$

Cálculo de diámetro "di":

$$V = \frac{\pi * di^2 * h}{4} \quad (3.393)$$

$$1050 = \frac{3.1416 * di^2 * 5.00}{4}$$

$$di = 16.35 \text{ m} = 16.50 \text{ m}$$

Flecha de cúpula "f":

$$f = \frac{1}{8} * di \quad (3.394)$$

$$f = \frac{1}{8} * 16.50 = 2.06 \text{ m}$$

$$f = 2.10 \text{ m}$$

Espesor de pared de la Cuba "ep":

Según Company:

$$ep \geq \left(7 + \frac{2h}{100}\right) \quad (3.395)$$

$$ep \geq \left(7 + \frac{2*5.00}{100}\right)$$

$$ep \geq 17.00 \text{ cm}$$

Según Normatividad:

$$ep \geq \frac{H}{100} \quad (3.396)$$

$$ep \geq \frac{5.50}{100}$$

$$ep \geq 45.83 \text{ cm}$$

Al ver los espesores, asumimos un valor dentro de los límites

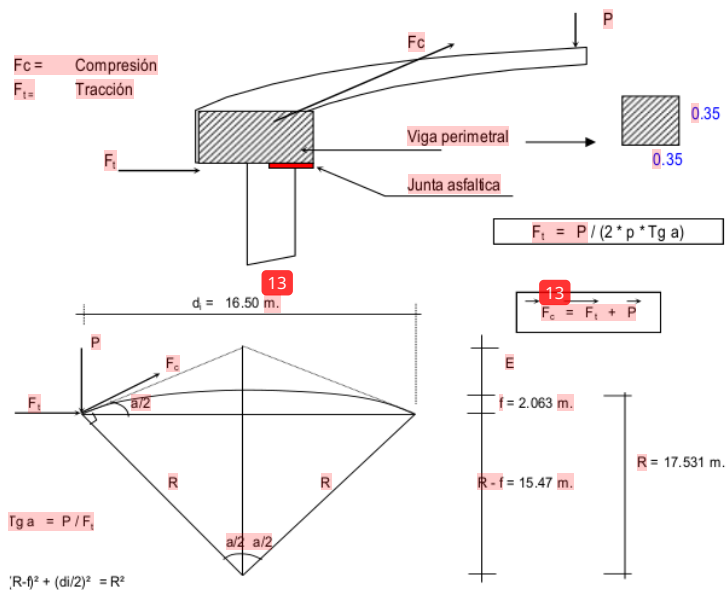
$$ep = 30.00 \text{ cm}$$

Cálculo diámetro exterior "de":

$$de = di + 2 * ep = 16.50 + 2(0.30) \quad (3.397)$$

$$de = 17.10 \text{ m}$$

Cálculo del espesor de la losa del techo (et):



$$(R - f)^2 + \left(\frac{di}{2}\right)^2 = R^2 \quad (3.398)$$

$$(R - 2.10)^2 + \left(\frac{16.50}{2}\right)^2 = R^2$$

$$R = 17.53 \text{ m}$$

$$\text{Tang} \left(\frac{\alpha}{2}\right) = \frac{di}{2(R - f)} \quad (3.399)$$

$$\text{Tang} \left(\frac{\alpha}{2}\right) = \frac{\frac{12.00}{2}}{(11.25)}$$

$$\left(\frac{\alpha}{2}\right) = \text{tg}^{-1}(0.533)$$

$$\alpha = 56.14^\circ$$

Metrado de carga para la cúpula:

$$\text{Peso propio} = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga(s/c)} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 120 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Otros} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total} = 540 \text{ kg/m}^2$$

Área de la cúpula:

$$A = 2 * \pi * \frac{di}{2} * f \quad (3.400)$$

$$A = 2 * \pi * \frac{16.50 \text{ m}}{2} * 2.10 \text{ m} = 106.91 \text{ m}^2$$

Peso:

$$P = 540 \text{ kg/m}^2 * 106.91 \text{ m}^2 = 57732.66 \text{ kg}$$

$$Ft = \frac{P}{2 * \pi * \text{Tan} \left(\frac{\alpha}{2}\right)} \quad (3.401)$$

$$Ft = \frac{57732.66}{2 * \pi * \text{Tan}(28.07^\circ)} = 17228.32 \text{ kg}$$

$$Fc = \frac{P}{\text{sen} \left(\frac{\alpha}{2}\right)} = \frac{57732.66}{\text{sen}(28.07^\circ)}$$

$$Fc = 122681.89 \text{ kg}$$

Longitud de la circunferencia Lc

$$Lc = \pi * di = \pi * 16.50 = 51.84 \text{ m} \quad (3.402)$$

Presión por metro lineal de circunferencia de arranque es P/ml

$$\frac{Fc}{Lc} = \frac{122681.89}{51.84} \quad (3.403)$$

$$P/ml = 2366.72 \text{ kg/ml}$$

Esfuerzo a la compresión del concreto Pc:

$$P_c = 0.45 * f'c * b * et \quad (3.404)$$

Igualamos la ecuación 3.390 con la presión por metro lineal, $b=100$ cm

$$P_c = 0.45 * 210 * 100 * et = 2366.72 \text{ kg/ml}$$

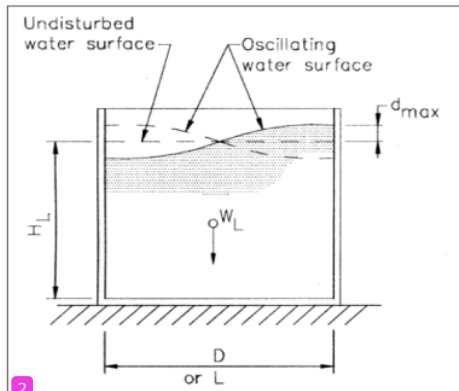
$$et = 0.19 \text{ cm}$$

Considerar **un espesor mínimo de 10 cm**, pero **en la** unión viga anular y la cúpula considerar un espesor de 20 cm, debido a que existe mayor esfuerzo.

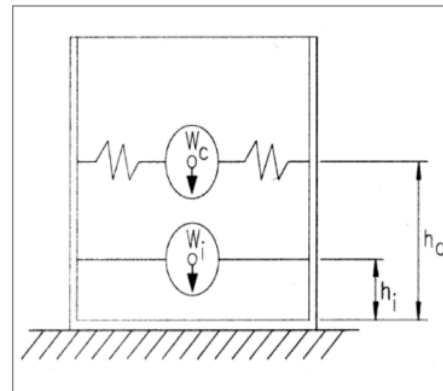
Resumen general del Reservorio

Volumen del reservorio	$V=1050 \text{ m}^3$
Borde Libre	$b=0.50 \text{ m}$
Peso específico del concreto	$\gamma_{concreto} = 2400 \text{ kg/m}^3$
Altura de agua del reservorio	$h=5.00$
Peso específico del agua	$\gamma_{agua} = 1000.00 \text{ kg/m}^3$
Esfuerzo de fluencia del acero	$f_y=4200.00 \text{ kg/cm}^2$
Sobre carga en la cúpula	$s/c=100.00 \text{ kg/m}^2$
Capacidad portante del suelo	$\sigma_s = 0.85 \text{ kg/cm}^2$

Análisis de la iteración líquido estructura (ACI350.R-06)



Movimiento del fluido en el tanque



Modelo dinámico (Masa resorte)

Análisis dinámico:

Determinar la masa de la estructura que activa el sismo

Peso del muro del tanque "Ww"

$$W_w = \pi * \left[\left(\frac{D}{2} + t \right)^2 - \left(\frac{D}{2} \right)^2 \right] * H * \gamma_c \quad (3.405)$$

$$W_w = 209.00 \text{ tn}$$

Peso de la base del tanque "Wb"

$$Wb = \frac{\pi * \gamma c}{1000} * \left[\left(\frac{D^2 * Lv + 2 * tmu + Dr}{2} \right)^2 * tba - \left(\frac{Di}{2} \right)^2 * (tba - tlf) \right] \quad (3.406)$$

$$wb = 90.64 \text{ tn}$$

Peso de la cúpula del tanque “Wcu”

$$Wcu = \frac{\pi}{2} [(D + tc) * hc + \left(\frac{D}{2}\right)^2] * tc * \gamma c \quad (3.407)$$

$$Wcu = 32.14 \text{ Tn}$$

Peso del agua:

$$Wa = \pi * \left(\frac{D}{2}\right)^2 * Hl * \gamma a \quad (3.408)$$

$$Wa = 1069.12 \text{ tn}$$

1
Peso efectivo “Wp”

Calcular el peso de los muros del estanque Ww y de la losa de cubierta Wcu.

$$W_e = \left[0.0151 \left(\frac{D}{Hl}\right)^2 - 0.1908 \left(\frac{D}{Hl}\right) + 1.021 \right] \leq 1.0 \quad (3.409)$$

$$x = 0.585 \leq 1.00$$

$$We = x * Ww + Wcu$$

$$We = 0.585 * 209 + 32.14$$

$$We = 154.41 \text{ tn}$$

32
Cálculo de los pesos y masas impulsivas y convectivas**Cálculo del peso impulsivo “Wi”**

$$\frac{wi}{wl} = \frac{\tanh\left[0.866\left(\frac{D}{Hl}\right)\right]}{0.866\left(\frac{D}{Hl}\right)} \quad (3.410)$$

$$\frac{wi}{wl} = 0.623$$

$$wi = 0.623 * 1069.13 = 666.07 \text{ tn}$$

$$wl = 1069.13 \text{ tn (peso del agua)}$$

Cálculo del peso convectivo “Wc”

$$\frac{wc}{wl} = 0.230 \left(\frac{D}{Hl}\right) \tanh\left[3.68\left(\frac{Hl}{D}\right)\right] \quad (3.411)$$

$$\frac{Wc}{Wl} = 0.61165$$

$$Wc = 653.94 \text{ tn}$$

$$Mc = 66.66 \text{ tn} \cdot s^2 / m$$

32
Alturas impulsivas y convectivas**Exclusión de presiones en la base (CASO EBP)**

$$\frac{D}{Hl} = 3.30 \quad (3.412)$$

La altura impulsiva esta dado por:

Para tanques circulares $\frac{D}{Hl} < 1.333$ (3. 413)

$$\frac{hi}{Hl} = 0.5 - 0.09375\left(\frac{D}{Hl}\right) = 0.1906 \text{ No usar}$$

Para tanques con $\frac{D}{Hl} > 1.333$

$$\frac{hi}{Hl} = 0.375 \text{ usar}$$

La altura convectiva esta dado por:

Para todos los tanques

$$\frac{hc}{Hl} = 1 - \frac{\cosh\left[3.68\left(\frac{Hl}{D}\right)\right] - 1}{3.68\left(\frac{Hl}{D}\right) * \sinh\left[3.68\left(\frac{Hl}{D}\right)\right]} \quad (3. 414)$$

$$hi = 2.062 \text{ m (Altura de aplicación de la masa impulsiva)}$$

$$hc = 2.979 \text{ m (Altura de aplicación de la masa convectiva)}$$

Cuando se incluyen presiones en la base (CASO IBP)

La altura impulsiva esta dado por:

Para tanques con $\frac{D}{Hl} < 0.75$ (3. 415)

$$\frac{hi'}{Hl} = 0.45 \text{ No usar}$$

Para tanques con $\frac{D}{Hl} \geq 0.75$

$$\frac{hi'}{Hl} = \frac{0.866\left(\frac{D}{Hl}\right)}{2 * \tanh\left[0.866\left(\frac{D}{Hl}\right)\right]} - \frac{1}{8} \quad (3. 416)$$

$$\frac{hi'}{Hl} = 1.3133 \text{ usar}$$

La altura de los centros de gravedad de los componentes impulsiva y convectiva:

$$\frac{hc'}{Hl} = 1 - \frac{\cosh\left[3.68\left(\frac{D}{Hl}\right)\right] - 2.01}{3.68\left(\frac{Hl}{D}\right) * \sinh\left[3.68\left(\frac{Hl}{D}\right)\right]} \quad (3. 417)$$

$$\frac{hc'}{Hl} = 1.2115$$

$$hi' = 6.56 \text{ m}$$

$$hc' = 6.05 \text{ m}$$

frecuencias al vibrar componentes impulsivas W_i y para la componente convectiva W_c

masa específica del concreto

$$\rho_c = \frac{W_c}{g} \quad (3. 418)$$

$$\rho_c = 0.24465 \text{ tn. s}^2/\text{m}^4$$

Masa por unidad de tanque

$$m_w = H_w t_w \rho_c \quad (3. 419)$$

$$m_w = 0.36698 \text{ tn. s}^2/\text{m}^2$$

1
Masa impulsiva del líquido contenido por unidad de ancho de la pared del tanque

$$m_i = \frac{w_i}{w_l} * \frac{L}{2} * H_l * \rho_l \quad (3.420)$$

$$m_i = 2.61965$$

1
Altura del C.G. de la pared del tanque

$$h_w = \frac{h_L}{2} \quad (3.421)$$

$$h_w = 2.50 \text{ m}$$

Altura del C.G. de la pared del tanque

$$h = \frac{h_w m_w + h_i m_i}{m_w + m_i} \quad (3.422)$$

$$h = 2.1158 \text{ m}$$

Masa total

$$m = m_w + m_i \quad (3.423)$$

$$m = 2.9866 \text{ tn. s}^2/\text{m}^2$$

Coefficiente Cw

$$\frac{D}{Hl} > 0.667 \quad (3.424)$$

$$C_w = 9.375 * 10^{-2} + 0.2039 \left(\frac{Hl}{D}\right) - 0.1034 \left(\frac{Hl}{D}\right)^2 - 0.1253 \left(\frac{Hl}{D}\right)^3 + 0.1267 \left(\frac{Hl}{D}\right)^4 + 3.186 * 10^{-2} \left(\frac{Hl}{D}\right)^5$$

$$C_w = 0.1437$$

Coefficiente Ci

$$C_i = C_w * \sqrt{\frac{T_w}{10R}} \text{ en el SI} \quad (3.425)$$

1
Frac. Circ. del modo de vibración impulsivo (Wi)

$$W_i = C_i * \frac{1}{H_l} * \sqrt{\frac{10^3 * E_c}{\rho_c}} \text{ en el SI} \quad (3.426)$$

1
Periodo fundamental de oscilación del tanque + comp. Impulsivo

$$T_i = \frac{2\pi}{W_i} \quad (3.427)$$

$$T_i = 0.065 \text{ s}$$

Coefficiente

$$\square = \sqrt{3.68 * g \tanh\left[3.68 * \frac{Hl}{D}\right]} \quad (3.428)$$

$$\square = 5.394 \text{ seg}$$

Frec. Circular de vibración del primer modo convectivo (Wc)

$$W_c = \frac{\square}{\sqrt{D}} \quad (3.429)$$

$$W_c = 1.328 \text{ rad/s}$$

1 **Periodo natural del primer modo convectivo (T_c)**

$$T_c = \frac{2\pi}{W_c} \quad (3.430)$$

$$T_c = 4.7318 \text{ s}$$

1 **Cálculo de los factores de amplificación espectral C_i y C_c**

$Z=0.35$ Factor de zona

$U=1.50$ Factor de uso

$S=1.20$ Factor de suelo

$T_p=1.00$ Factor de suelo

$R_{wi}=2.75$ Coeficiente de modificación de respuesta fuerzas impulsivas

$R_{wc}=1.00$ Coeficiente de modificación de respuesta fuerzas convectivas

Para $T_i \leq 0.31 \text{ s}$ $C_i = \frac{2.75}{s} \quad C_i = 2.29$

Para $T_i > 0.31 \text{ s}$

$$C_i = \frac{1.25}{T_i^{\frac{2}{3}}} \leq \frac{2.75}{s} \quad (3.431)$$

En este caso $T_i=0.065 < 0.31 \text{ s}$, por lo que el coeficiente de $C_i = 2.29$ Factor de amplificación espectral para el mov. horizontal C_i

Para

$$T_c \geq 2.40 \text{ seg} \quad (3.432)$$

$$C_c = \frac{6}{T_c^2} = 0.2679$$

Para

$$T_c < 2.40 \text{ seg} \quad (3.433)$$

$$C_c = 1.5 * \frac{1.25}{T_c^{\frac{2}{3}}}$$

$$C_c = \frac{1.875}{T_c^{\frac{2}{3}}} \leq \frac{2.75}{s}$$

1 $C_c = 0.27$ Factor de amplificación espectral para el movimiento horizontal C_c

Cálculo de las fuerzas dinámicas laterales arriba de la base

Fuerza de inercia de la pared

$$P_w = ZSUC_i \left(\frac{W_w}{R_i} \right) \quad (3.434)$$

$$P_w = 64.142 \text{ tn}$$

Fuerza de inercia de la cubierta

$$P_r = ZSUC_i \left(\frac{W_r}{R_i} \right) \quad (3.435)$$

$$P_r = 16.861 \text{ tn}$$

1 **Fuerza lateral de la masa impulsiva**

$$P_i = ZSUC_i \left(\frac{W_i}{R_i} \right) \quad (3.436)$$

$$P_i = 349.432 \text{ tn}$$

1

Fuerza lateral de la masa convectiva

$$P_c = ZSUCc \left(\frac{Wc}{Rc} \right) \quad (3.437)$$

$$P_c = 111.235 \text{ tn}$$

55

Cálculo del corte total en la base de la pared del depósito

$$V = \sqrt{(P_w + P_r + P_i)^2 + P_c^2} \quad (3.438)$$

$$V = 444.577 \text{ tn}$$

1

Presión hidrostática del líquido contenido en el depósito

Relación entre las aceleraciones vertical y horizontal

$$b = 0.667 \text{ tn}$$

$$P_{hy} = \bar{u}\bar{v} * qhy \quad (3.439)$$

$$\bar{u}\bar{v} = ZSCvl * \frac{b}{Rwi} \quad (3.440)$$

$$Cv = \frac{1.25}{Tv^3} \leq \frac{2.75}{s}$$

$$Tv = 2 \sqrt{\frac{\gamma L * DH^2}{2gtwEc}} \text{ in the SI system} \quad (3.441)$$

1

$$Tv = 0.03 \text{ s}$$

$$Cv = 2.29$$

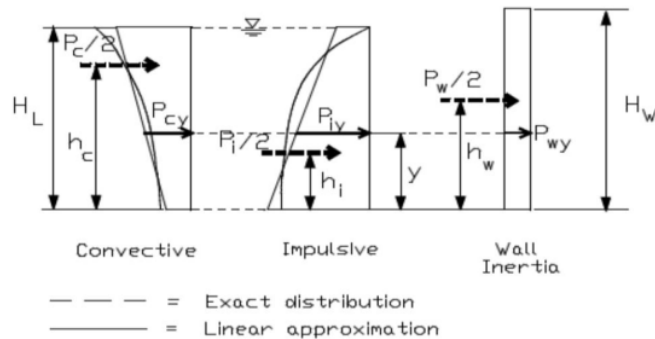
$$U'v = 0.35$$

$$y = 0.00 \quad qhy = 5.10 \text{ tn/m}^2$$

$$y = 5.10 \quad qhy = 0.00 \text{ tn/m}^2$$

i). - Combinación de las fuerzas dinámicas para un tanque circular

La distribución vertical de las presiones dinámicas en la pared



$$P_{wy} = \frac{P_w}{2H_w} \quad (3.442)$$

$$P_{iy} = \frac{P_i}{2} \frac{[4H_L - 6H_i - (6H_L - 12H_i) \frac{y}{H_L}]}{H_L^2} \quad (3.443)$$

$$P_{cy} = \frac{P_c}{2} \frac{[4H_L - 6H_c - (6H_L - 12H_c) \frac{y}{H_L}]}{H_L^2}$$

1 Presión impulsiva

$$y = 0.00 \quad P_{iy} = 53.93 \text{ tn/m}^2$$

$$y = 5.10 \quad P_{iy} = 14.59 \text{ tn/m}^2$$

Presión convectiva

$$y = 0.00 \quad P_{cy} = 5.40 \text{ tn/m}^2$$

$$y = 5.10 \quad P_{cy} = 16.41 \text{ tn/m}^2$$

pc: Distribución idealizada de la fuerza total convectiva

pi: Distribución idealizada de la fuerza total impulsiva

Pw: Fuerza de inercia de la pared sujeta a la aceleración

ph: Fuerza hidrostática total debida al efecto de la aceleración vertical

ps: Presión estática de la presión de agua

Distribución horizontal de las presiones dinámicas a través del diámetro D

$$P_{wy} = \frac{P_{wy}}{\pi R} \quad (3.444)$$

$$P_{ly} = \frac{2P_{ly}}{\pi R} * \cos\theta \quad (3.445)$$

$$P_{cy} = \frac{16P_{cy}}{9\pi R} * \cos\theta \quad (3.446)$$

$$Phy = \ddot{u}vqhy$$

N = 36

Tabla 39

Distribución de presiones Dinámicas en el diámetro

N	DATOS		PRESION IMPULSA		PRESION CONVETIVA	
	q	cosq	Y=0	Y=5.1	Y=0	Y=5.1
0	0	1.0000	5.722	1.548	0.5094	1.5476
1	10	0.9848	5.635	1.525	0.5017	1.5241
2	20	0.9397	5.377	1.455	0.4787	1.4543
3	30	0.8660	4.955	1.341	0.4412	1.3403
4	40	0.7660	4.383	1.186	0.3902	1.1856
5	50	0.6428	3.678	0.995	0.3275	0.9948
6	60	0.5000	2.861	0.774	0.2547	0.7738
7	70	0.3420	1.957	0.529	0.1742	0.5293
8	80	0.1736	0.994	0.269	0.0885	0.2687
9	90	0.0000	0.000	0.000	0.0000	0.0000
10	100	-0.1736	-0.994	-0.269	-0.0885	-0.2687
11	110	-0.3420	-1.957	-0.529	-0.1742	-0.5293
12	120	-0.5000	-2.861	-0.774	-0.2547	-0.7738
13	130	-0.6428	-3.678	-0.995	-0.3275	-0.9948
14	140	-0.7660	-4.383	-1.186	-0.3902	-1.1856
15	150	-0.8660	-4.955	-1.341	-0.4412	-1.3403
16	160	-0.9397	-5.377	-1.455	-0.4787	-1.4543
17	170	-0.9848	-5.635	-1.525	-0.5017	-1.5241
18	180	-1.0000	-5.722	-1.548	-0.5094	-1.5476
19	190	-0.9848	-5.635	-1.525	-0.5017	-1.5241
20	200	-0.9397	-5.377	-1.455	-0.4787	-1.4543
21	210	-0.8660	-4.955	-1.341	-0.4412	-1.3403

22	220	-0.7660	-4.383	-1.186	-0.3902	-1.1856
23	230	-0.6428	-3.678	-0.995	-0.3275	-0.9948
24	240	-0.5000	-2.861	-0.774	-0.2547	-0.7738
25	250	-0.3420	-1.957	-0.529	-0.1742	-0.5293
26	260	-0.1736	-0.994	-0.269	-0.0885	-0.2687
27	270	0.0000	0.000	0.000	0.0000	0.0000
28	280	0.1736	0.994	0.269	0.0885	0.2687
29	290	0.3420	1.957	0.529	0.1742	0.5293
30	300	0.5000	2.861	0.774	0.2547	0.7738
31	310	0.6428	3.678	0.995	0.3275	0.9948
32	320	0.7660	4.383	1.186	0.3902	1.1856
33	330	0.8660	4.955	1.341	0.4412	1.3403
34	340	0.9397	5.377	1.455	0.4787	1.4543
35	350	0.9848	5.635	1.525	0.5017	1.5241
36	360	1.0000	5.722	1.548	0.5094	1.5476

Fuente: Desarrollado por los autores, (2023).

Cálculos de aceros

Cálculo de refuerzo en el domo (Acero circunferencial)

En la parte inferior de la cúpula considerar un ensanchamiento de la cúpula de 15 cm luego reducir hasta un espesor de 10 cm

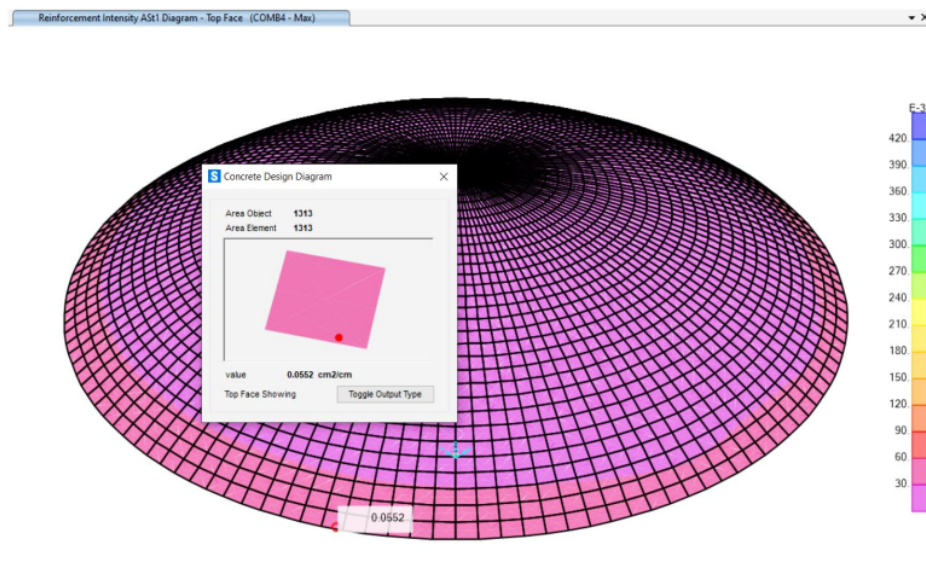


Figura 44

Acero circunferencial en el domo del Reservoirio

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Diseño en acero con el programa SAP 2000 v.23.3.1

considerar 1.00 m de longitud para el ensanchamiento del domo ($t=15$ cm), luego seguir con el espesor de 10 cm

$$A_{smin} = 0.0030 * b * e$$

$$A_{smin} = 0.0030 * 27.4\text{cm} * 15\text{cm} = 1.22 \text{ cm}^2$$

Para dos capas:

1 $\phi 1/2'' = 1.27 \text{ cm}^2$; el espaciamiento será $S = 1/2 @ 0.20 \text{ m}$

Zona 2: Zona intermedia y superior en lo cual los efectos tangenciales son de compresión pura, el espesor es constante

$$A_{s_{\min}} = 0.0030 * b * e \quad A_{s_{\min}} = 0.0030 * 27.4\text{cm} * 10\text{cm} = 0.82 \text{ cm}^2$$

1 $\phi 1/2'' = 1.27 \text{ cm}^2$; el espaciamiento será $S = 1/2 @ 0.25 \text{ m}$

Cálculo de refuerzo meridional

Zona 1: Zona inferior del domo en la cual se presentan los mayores esfuerzos radiales.

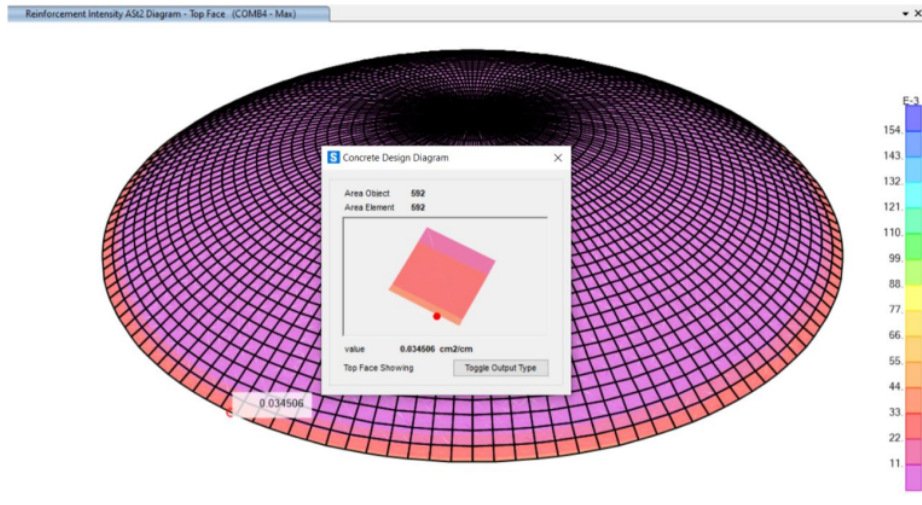


Figura 45

Acero de refuerzo en el eje Meridional

Fuente: Desarrollado por los autores, (2023)

Del programa SAP 2000 v.23.3.1 ($A_s = 0.0345 \text{ cm}^2/\text{cm}$)

$$1 \phi 1/2'' = 1.27 \text{ cm}^2 \quad S = \frac{1.27}{0.0345} = 37.25 \text{ cm}$$

Se sabe que

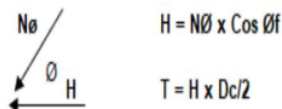
$$A_{s_{\min}} = 0.0030 * b * e \quad b = 37.42 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0030 * 37.42 * 15 = 1.59 \text{ cm}^2$$

Considerar una $1 \phi 1/2'' @ 0.30 \text{ m}$

Diseño de la viga collarín

El esquema de fuerza que actúa sobre la viga es el siguiente:



$$H = 3338.42 \text{ Kg.}$$

$$T=20280.91 \text{ Kg}$$

Cálculo de la sección de la viga

$$A_v = A_v = \left(\frac{1}{f_{ct}} - \frac{n}{f_{at}} \right) T \quad A_v = 1799.93 \text{ cm}^2$$

Entonces la sección de la Viga será: 40 cm × 40 cm

Cálculo del acero de refuerzo

$$A_s = \frac{T}{f_{at}} \quad A_s = 1799.93 \text{ cm}^2$$

Se colocará:

6 \emptyset 5/8 a 15 cm con estribos \emptyset 1/2 cada 0.20 m

Diseño de los Muros del Reservorio

Cara externa (top fase) – Acero de refuerzo horizontal

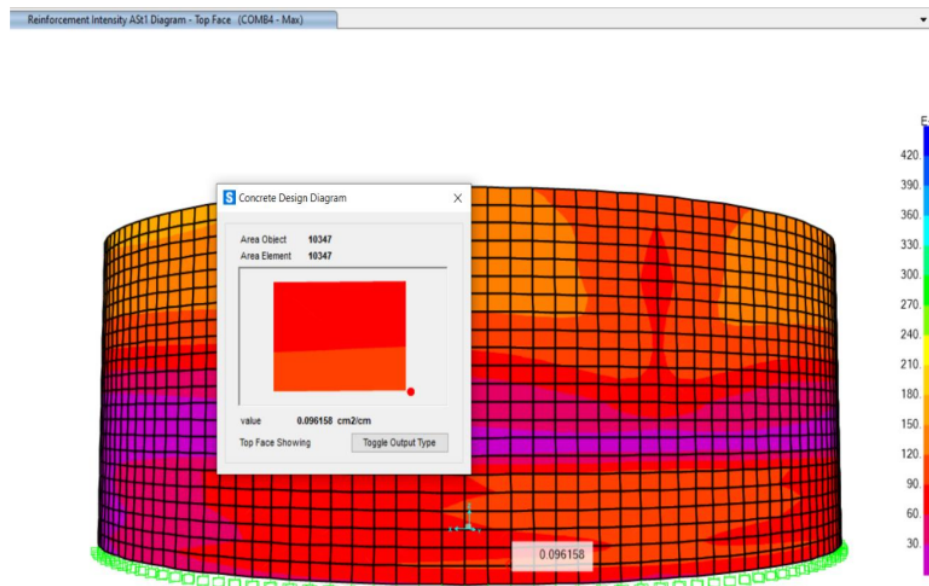


Figura 46

Acero de refuerzo Horizontal en los Muros del Reservorio

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Del programa SAP 2000 v.23.3.1 ($A_s = 0.09616 \text{ cm}^2/\text{cm}$)

$$1 \emptyset 1/2" = 1.27 \text{ cm}^2 \quad S = \frac{1.27}{0.0345} = 13.17 \text{ cm}$$

Se sabe que

$$A_{s_{\min}} = 0.0030 * b * e \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0030 * 100 * 30 = 9.00 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{2 * 1.27}{9.00} * 100 = 28.15 \text{ cm}$$

Considerar una doble malla de 1 \emptyset 1/2" @ 0.125 m; hasta una altura de 1.50, con un recubrimiento de 5 cm.

1 Cara externa (top fase) – Acero de refuerzo Vertical

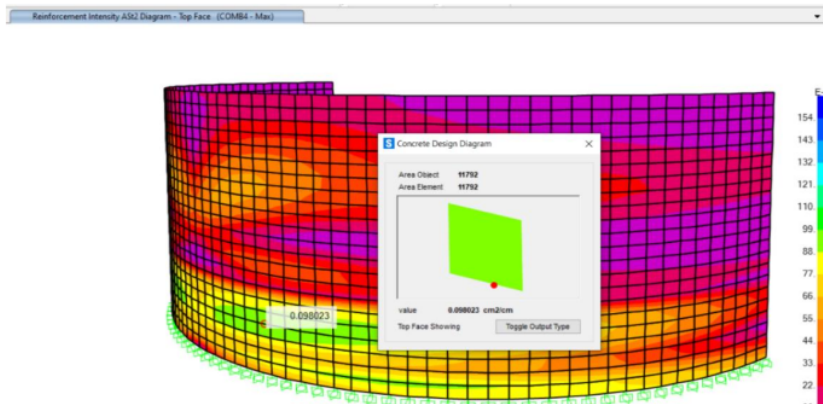


Figura 47

Acero de refuerzo Vertical en los Muros del Reservorio

Fuente: Desarrollado por los autores, (2023)

Del programa SAP 2000 v.23.3.1 ($A_s = 0.098022 \text{ cm}^2/\text{cm}$)

$$1 \text{ } \phi \text{ } 5/8" = 1.98 \text{ cm}^2 \quad S = \frac{1.98}{0.098022} = 20.19 \text{ cm}$$

Se sabe que

$$A_{s_{\min}} = 0.0030 * b * e \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0030 * 100 * 30 = 9.00 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{2 * 1.27}{2} * 100 = 28.15 \text{ cm}$$

Considerar una doble malla de 1 ϕ 5/8" @ 0.18 m; hasta una altura de 1.50, con un recubrimiento de 5 cm.

Cara externa (top fase) – Acero de refuerzo Horizontal del 1.50m hasta la altura del nivel del agua

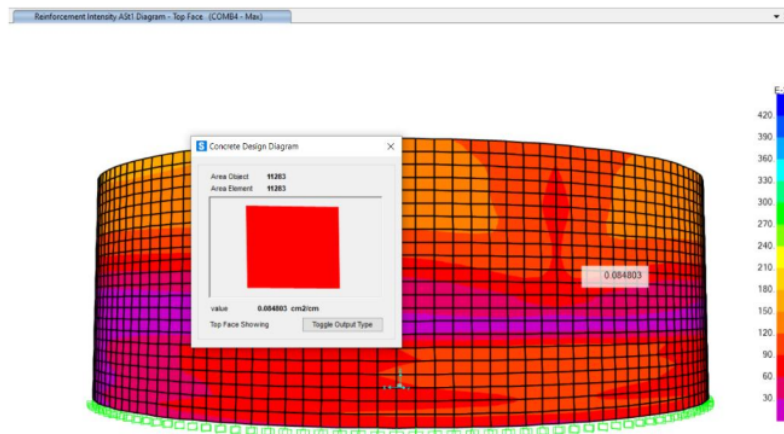


Figura 48

Acero de refuerzo horizontal en la zona media hasta la viga anular

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Del programa SAP 2000 v.23.3.1 ($A_s = 0.0848 \text{ cm}^2/\text{cm}$)

$$1 \text{ } \emptyset \text{ } 1/2" = 1.27 \text{ cm}^2 \quad S = \frac{1.27}{0.0848} = 15.11 \text{ cm}$$

Se sabe que

$$A_{s_{\min}} = 0.0030 * b * e \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0030 * 100 * 30 = 9.00 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{2 * 1.27}{9.00} * 100 = 28.15 \text{ cm}$$

Considerar una doble malla de $1 \text{ } \emptyset \text{ } 1/2" @ 0.15 \text{ m}$; hasta una altura de 1.50 m a 5.00 m, con un recubrimiento de 5 cm.

Cara externa (top fase) – Acero de refuerzo Vertical

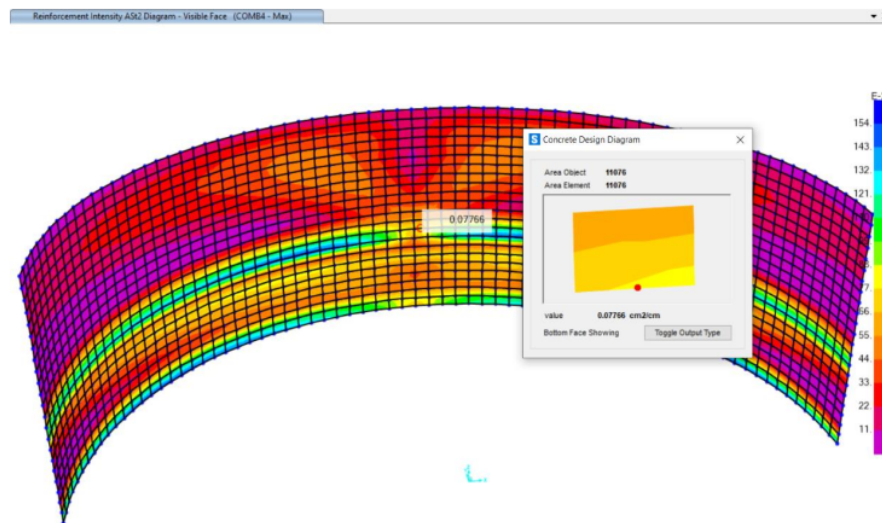


Figura 49

Acero de refuerzo horizontal en la zona media hasta la viga anular

Fuente: Desarrollado por los autores, (2023)

Del programa SAP 2000 v.23.3.1 ($A_s = 0.0776 \text{ cm}^2/\text{cm}$)

$$1 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8" = 1.98 \text{ cm}^2 \quad S = \frac{1.98}{0.0776} = 25.51 \text{ cm}$$

Se sabe que

$$A_{s_{\min}} = 0.0030 * b * e \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0030 * 100 * 30 = 9.00 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{2 * 1.27}{9.00} * 100 = 28.15 \text{ cm}$$

Considerar una doble malla de $1 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8" @ 0.25 \text{ m}$; hasta la viga anular, con un recubrimiento de 5 cm.

Diseño de la losa de fondo

Losa de fondo:

Se tiene que el Momento en el borde es de (70%)

$$M_b = 2149.24 \text{ kg. m}$$

El espesor de la losa es de: 25 cm. También se sabe que el momento último es:

$$M_u = \emptyset * f'c * b * d^2 * X * (1 - 0.59 * X) \quad (3.447)$$

36
Donde:

\emptyset	= 0.90	Coeficiente de reducción por flexión
b	= 100	Ancho de la losa de análisis (cm)
d	= 25.0	Espesor de la losa menos recubrimiento
X	=	Valor a determinar, resolviendo la ecuación cuadrática

Para:

$M_u = 2149.24 \text{ kg. m}$ Momento máximo que se esta presentando en la losa

Resolviendo la ecuación:

$$X^2 = 0.036$$

Reemplazando se tiene:

$$X = \frac{p * F_y}{f'c} \quad (3.448)$$

Por ser una estructura que contendrá agua se tiene que:

$$f_y = f_{af} = 1200.00 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando:

$$p = 0.0063 \text{ Tambien: } A_{smin} = 3.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 11.29 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{smin} \text{ OK}$$

Para:

$$\emptyset 1/2" = 1.27 \text{ cm}^2 \quad \text{El espaciamiento sera } S = 22.49 \text{ cm}$$

Pero se colocará:

$$\emptyset 1/2" \text{ a } 20 \text{ cm ambos sentidos}$$

3 CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSION

4.1. Resultados del objetivo específico 01:

Descripción. Se identificó la fuente principal de abastecimiento y el terreno para la captación, se realizó los ensayos para determinar las características físicas y químicas de las muestras de agua recolectadas del río Cumbaza, del objetivo se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 40

Análisis Bacteriológico

PARAMETROS	UND	Valores de campo		D.S N° 004-2017-MIN AM (ECA) Cat. 1, sub categoría A2	
Temperatura	°C	20.70	21.80	3	3
Conductividad	s/cm	322	324		1600
Oxígeno	mg/l	6.7	6.5	>5	>5
pH	-----	7.8	7.9	6.5-8.4	6.5-8.4
Sólidos Totales Disueltos	mg/l	150	145		1000
Sólidos Superficiales Totales	mg/l	5.30	5.40	<25-100	≤100
Aceites y grasas	mg/l	0.24	0.25	0.00	0.00
Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/l	4.1	4.1		5.00
Fenoles	mg/l	0.0220	0.0230	0.10	0.10
Formas parasitarias	n° org/l	671	671	No aplica	No aplica
Coliformes totales	nmp/100 ml	4.700	4.700	5000.00	5000.00
Coliformes Termotolerantes	nmp/100 ml	1.820	1.818	200.00	1000.00
E. coli	nmp/100 ml	29	18.6	0.00	0.00

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Tabla 41

Análisis Bacteriológico del Punto 02

PARAMETROS	UND	Valores de campo		D.S N° 004-2017-MIN AM (ECA) Cat. 1, sub categoría A2	
Temperatura	°C	20.70	21.80	3	3
Conductividad	S/cm	322	324		1600
Oxígeno	mg/L	6.7	6.5	>5	>5
pH	-----	7.8	7.9	6.5-8.4	6.5-8.4
Sólidos Totales Disueltos	mg/L	150	145		1000
Sólidos Superficiales Totales	mg/L	5.30	5.40	<25-100	≤100

Aceites y grasas	mg/L	0.24	0.25	0.00	0.00
Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/L	4.5	4.5		5.00
Fenoles	mg/L	0.0220	0.0230	0.10	0.10
Formas parasitarias	N° org/L	671	671	No aplica	No aplica
Coliformes totales	NMP/100 ml	4.700	4.700	5000.00	5000.00
Coliformes Termotolerantes	NMP/100 ml	1.820	1.818	200.00	1000.00
E. coli	NMP/100 ml	29	28.6	0.00	0.00

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Discusión. En los resultados del trabajo de investigación se determinó el lugar de captación en el río Cumbaza, debido a su ubicación estratégica a 26 km del sector Codo Achual, Ramada, Planicie y Santa Lucía, por motivos de buscar condiciones mínimas para la calidad del agua, con una demanda bioquímica de oxígeno equivalente a 4.1 mg/l y 4.5 mg/l respectivamente en cada prueba, que se encuentran dentro de los límites mínimos establecidos en el decreto supremo N° 004-2017- Ministerio del Ambiente (Estudios de Calidad de Agua, Categoría 01, sub categoría A2), además se identificó un potencial de hidrógeno de 7.8 unidad de pH, que se encuentra entre los límites de 6.5 pH y 8.4 pH de la misma norma, por lo tanto es admisible para ser utilizada como fuente de abastecimiento. Con estos valores se llegó a clasificar el recurso hídrico como AGUA POBLACIONAL sub categoría A2, destinadas al consumo humano, con tratamiento convencional para su potabilización mediante los procesos de coagulación, floculación, decantación, sedimentación, filtración, desinfección, conforme a la normativa vigente, ver tabla 40 y 41. Como estos factores inciden en la elección y diseño de las estructuras que componen la planta de tratamiento como el sedimentador laminar, mezclador hidráulico, floculador, decantador, filtro rápida ascendente, cámara de contacto, vemos que se corrobora con el trabajo de investigación de Bances Santamaria & Burga Vásquez (2020), en el cual se realizó estudios de calidad del agua en el río Puerto Bagazan, alcanzando valores de 7.5 pH, y al mismo tiempo valores óptimos a los valores estándares de calidad Ambiental del agua y que lo clasifica en una sub categoría A-1, en consecuencia su diseño de planta de tratamiento tendrá menores componentes en comparación con el nuestro.

4.2. Resultados del objetivo Específico 02:

Descripción. Se determinó el cálculo de población futura por los métodos aritmético y geométrico para el año 2042, y consideramos un promedio de ambos métodos, además se consideró el caudal promedio, caudal máximo diario y horario, los resultados son los datos presentados a continuación, en las siguientes tablas.

Tabla 42*Calculo de la Población Futura*

Año	Año de Diseño	t-t0	Método Aritmético	Método Geométrico	Promedio
-----	2020	----	5019	5019	5019
2020	2021	----	5191	5191	5191
2021	2022	0	5362	5368	5365
2022	2023	1	5534	5552	5543
2023	2024	2	5706	5742	5724
2024	2025	3	5877	5938	5908
2025	2026	4	6049	6141	6095
2026	2027	5	6221	6351	6286
2027	2028	6	6392	6568	6480
2028	2029	7	6564	6793	6679
2029	2030	8	6735	7025	6880
2030	2031	9	6907	7266	7087
2031	2032	10	7079	7514	7297
2032	2033	11	7250	7771	7511
2033	2034	12	7422	8037	7730
2034	2035	13	7594	8312	7953
2035	2036	14	7765	8596	8181
2036	2037	15	7937	8890	8414
2037	2038	16	8109	9194	8652
2038	2039	17	8280	9508	8894
2039	2040	18	8452	9833	9143
2040	2041	19	8625	10170	9397
2041	2042	20	8796	10518	9657

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Tabla 43*Demanda de Agua Potable para el Proyecto*

Año	Caudales de Variación del Proyecto de Tesis							
	Población		Viviendas	Alumnos	Qp	demanda		
	Personas	Alumnos	Dotación (l/hab/día)	Dotación (l/hab/día)		Q.M.D (l/s)	Q.M.H (l/s)	
2020	-----	5019	1437	220	20	13.11	17.05	23.60
2021	-----	5191	1437	220	20	13.55	17.62	24.39
2022	0	5365	1437	220	20	13.99	18.19	25.19
2023	1	5543	1437	220	20	14.45	18.78	26.00
2024	2	5724	1437	220	20	14.91	19.38	26.83
2025	3	5908	1437	220	20	15.37	19.99	27.67
2026	4	6095	1437	220	20	15.85	20.61	28.53
2027	5	6286	1437	220	20	16.34	21.24	29.41
2028	6	6480	1437	220	20	16.83	21.88	30.30
2029	7	6679	1437	220	20	17.34	22.54	31.21
2030	8	6880	1437	220	20	17.85	23.21	32.13
2031	9	7087	1437	220	20	18.38	23.89	33.08
2032	10	7297	1437	220	20	18.91	24.59	34.04
2033	11	7511	1437	220	20	19.46	25.29	35.02

2034	12	7730	1437	220	20	20.01	26.02	36.03
2035	13	7953	1437	220	20	20.58	26.76	37.05
2036	14	8181	1437	220	20	21.16	27.51	38.09
2037	15	8414	1437	220	20	21.76	28.28	39.16
2038	16	8652	1437	220	20	22.36	29.07	40.25
2039	17	8894	1437	220	20	22.98	29.87	41.36
2040	18	9143	1437	220	20	23.61	30.70	42.50
2041	19	9397	1437	220	20	24.63	32.03	44.34
2042	20	9657	1437	220	20	25.69	32.39	44.86

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Discusión: En los resultados del trabajo de investigación se pudo obtener la población futura a 20 años por el método aritmético, con un valor de 8796 personas y por el método geométrico de 10518 personas, los métodos parábola de segundo grado, incremento de variables, gráfico comparativo, no se pudo realizar porque no se cuenta con una data histórica; para poder considerar los métodos geométricos y aritmético se determinó un promedio de ambos y se obtuvo un valor de 9657 personas, con una tasa de crecimiento de 3.42% para el distrito de Morales. Con el promedio anterior se calculó el caudal promedio diario anual de 25.69 l/s, caudal máximo diario de 32.39 l/s y caudal máximo horario de 44.86 l/s, existiendo una relación dependiente entre el diseño de población y las variaciones de consumo; para nuestro caso, no se corrobora el trabajo de investigación de Mendoza Vásquez & Predes Torres (2021), donde los autores obtienen una población futura de 881 personas, aplicando el método aritmético y un caudal promedio de 1.80 l/s, pero si se considera los factores de ampliación para el caudal máximo diario y horario.

4.3. Resultados del objetivo Específico 03:

Descripción. Se determino los parámetros de la microcuenca Cumbaza; para determinar las características geomorfológicas, se identificó la oferta de la fuente hídrica y demanda hídrica de la población, se identificó los caudales máximos para un determinado tiempo de retorno, para el diseño de la bocatoma.

Tabla 44

Resumen de los parámetros geomorfológicos de la Cuenca

Parámetros Geomorfológicos de la Cuenca Colectora Cumbaza			
Parámetros	Und	Nomenclatura	Cuenca
Superficie total de la cuenca	km ²	At	49.79
Perímetro	km.	P	28.66
Zona de Proyección UTM	s/u	Zona	18
X	m	Coord. X	337959.03
Y	m	Coord. Y	9296909.73
Coefficiente de Compacidad (Gravelious)	s/ú	$K_c = 0.28 P / (At)^{1/2}$	1.15
Longitud de la Cuenca	km.	LB	8.74
Ancho Medio de la Cuenca	km.	AM = At / LB	5.69

12	Factor de Forma	s/u	$K_f = AM / LB$	0.65
	Lado Mayor	km.	$L = \frac{k\sqrt{A}}{1.12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc} \right)^2} \right)$	8.74
	Lado Menor	km.	$l = \frac{k\sqrt{A}}{1.12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc} \right)^2} \right)$	5.69
	Densidad de drenaje	km/km ²	$Dd = Lt / At$	0.16
	Desnivel total de la cuenca	km.	Ht	1000
	Altura media de la cuenca	m.s.n.m	Hm	1306.72
	Pendiente cuenca (Meto. Rectángulo Equivalente)	%	Ht / Lma	8.74 %
	Tiempo de Concentración Kirpich	hrs.	$0.0195(L^{0.3}/h)^{0.385}$	0.810

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Tabla 45

Oferta y Demanda en m3 en meses lluviosos

	Balance hídrico					
	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun
Oferta Hidrica	4866652.8	4011033.6	6546009.6	7257600	6572793.6	4344192.0
Demanda Hidrica	843696.0	762048.0	843696.0	816480	843696.0	816480.0
Superávit Hidrica	4022956.8	3248985.6	5702313.6	6441120	5729097.6	3527712.0

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Tabla 46

Oferta y Demanda en m3 en meses de estiaje

	Balance hídrico					
	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
Oferta Hidrica	2847139.2	3854304.0	4663094.4	5409504.0	4813084.8	4813084.8
Demanda Hidrica	843696.0	816480.0	843696.0	816480.00	843696.00	843696.0
Superávit Hidrica	2003443.2	3037824.0	3819398.4	4593024.0	3969388.8	3969388.8

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Tabla 47

Caudales Máximos en el Punto de Interés

Periodo de retorno en años	Caudal M. Gumbell	Caudal M. Log de Pearson	Promedio	F.c	Caudal Máximo en el P. I
5	521.61	380.17	450.89	0.28	126.2492
10	685.66	524.31	604.985	0.28	169.3958
25	892.93	781.49	837.21	0.28	234.4188
50	1046.70	1,044.45	1045.575	0.28	292.761
100	1199.33	1,385.57	1292.45	0.28	361.886
150	1288.34	1,838.11	1563.225	0.28	437.703
200	1351.41	2,438.45	1894.93	0.28	530.5804

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Discusión. En los resultados de tabla 44 de la investigación se identificó las características geomorfológicas de la microcuenca Cumbaza en el punto de interés o donde será ubicada la captación. Para el cálculo de la Oferta hídrica se tomó en cuenta los caudales de la estación HGL-Cumbaza, multiplicándolo por el factor de cuenca 0.28 por 86400 segundos y por el número de días respectivo de cada mes, para obtener así el volumen mensual en el punto de interés que establecimos en esta investigación y para la demanda hídrica se utilizó el caudal máximo diario (l/s) llevado a (m³/s) multiplicado por 86,400 segundos, por el número de días; para el cálculo del superávit se restó la oferta menos la demanda. Las operaciones y los resultados se encuentran en las tablas 45 y 46. Para el cálculo del caudal máximo en el punto de interés, se promedió los caudales máximos obtenidos por el método de Gumbell de 1199.33 m³/s y por el método Logaritmo de Pearson de 1385.57 m³/s, obteniendo un valor de 1292.45 m³/s, luego se multiplico por el factor de cuenca 0.28 obteniendo un caudal máximo en el punto de interés de 361.886 m³/s, valor necesario para el cálculo de la bocatoma, ver tabla 47. En este estudio hidrológico fue necesario el cálculo de los parámetros de la cuenca hidrográfica, oferta hídrica, caudal máximo de la fuente de estudio en el punto de interés del diseño de la captación; por otra parte, los métodos Gumbell, Logaritmo de Pearson, factor de cuenca, son aceptables para el análisis hidrológico, y que permite congruencia con el trabajo de investigación de Félix Diaz & Chávez Echegaray (2018), en términos de procedimiento y metodología de diseño.

4.4. Resultados del objetivo Especifico 04:

Descripción: Se determinó los estudios de ingeniería para el sistema de abastecimiento de agua potable mediante estudios topográficos, geotécnicos, hidráulicos y estructural, obteniendo como resultado las tablas presentadas a continuación.

Tabla 48

Resumen del estudio Geotécnico

N°	COD	h (m)	W%	GRANULOMETRIA (% PASA)		LIMITES DE ATTERBERG			TIPO DE SUELO		CORTE DIRECTO Kg/cm2
				Tamiz N°#4	Tamiz N#200	LL	LP	IP	SUCS	AASHTO	
c-1	M-1	3.00	8.54	-	-	-	-	-	SM-pt	A-8	1.25
	M-2		10.04	100%	26%	25	17	8	SC	A-2-4(0)	
	M-3		22.72	100%	23.53	23	14	9	SC	A-2-4(0)	
c-2	M-1	1.70	9.04	-	-	-	-	-	-	A-4(0)	-
	M-2		21.12	100%	49.73%	26	19	7	SC	A-2-4(0)	-
c-3	M-1	1.90	9.04	-	-	-	-	-	SM-pt	A-8	-
	M-2		21.12	90.20%	49.85%	26	19	7	SM-SC	A-4(0)	-
c-4	M-1	1.70	8.98	-	-	-	-	-	SM-pt	A-8	-
	M-2		10.50	88.00%	45.25%	22	16	6	SM-SC	A-4(0)	-
c-5	M-1	1.80	8.48	-	-	-	-	-	SM-pt	A-8	-

	M-2	11.43	100.00%	49.93%	28	18	10	SC	A-4(0)	-
c-6	M-1	3.30	9.34	-	-	-	-	SM-pt	A-8	0.90
	M-2	11.52	100.00%	49.65%	30	19	11	SC	A-6(3)	-
c-7	M-1	3.30	9.46	-	-	-	-	SM-pt	A-8	0.95
	M-2	12.77	100.00%	55.14%	27	16	11	CL	A-6(1)	-
c-9	M-1	1.50	10.65	-	-	-	-	SC	A-4(1)	-
c-	M-1	1.70	7.58	-	-	-	-	SM-pt	A-8	-
10	M-2	12.33	99.25%	38.80%	28	21	7	SM-SC	A-4(1)	-
c-	M-1	1.70	8.48	-	-	-	-	SM-pt	A-8	-
11	M-2	10.74	100.00%	47.50%	25	16	9	SC	A-4(1)	-
c-	M-1	1.70	8.56	-	-	-	-	SM-pt	A-8	-
12	M-2	10.48	99.25%	34.90%	27	19	8	SC	A-2-4(0)	-
c-	M-1	1.70	6.54	-	-	-	-	SM-pt	A-8	-
13	M-2	8.32	99.13%	36.44%	25	17	8	SC	A-4(1)	-

Fuente: Desarrollado por los autores, (2023).

Tabla 49

Diseño Hidráulica de la Captación

Resultados hidráulicos de la captación		
Descripción	Dimensiones	Medida
1 Caudal máximo de diseño (q)	361.88	m ³ /s
Pendiente del cauce del río (p)	0.012	m/m
1 Longitud del barraje fijo	45.00	m
Ventana de captación		
Acho de la ventana	0.40	m
1 Altura de la ventana	0.20	m
Compuerta de limpia		
Altura	1.00	m
Ancho	4.75	m
Velocidad estimada	2.89	m/s
Colchón amortiguador		
Longitud del colchón	12.00	m
Longitud de dentellones	3.30	m
Espesor de dentellones	1.00	m
Profundidad de escollera	2.35	m
Longitud de escollera	15.40	m
Diámetro de escollera	0.50	m
Canal de limpia		
Altura	3.788	m
Ancho	4.50	m
Velocidad	3.38	m ³ /s
Pendiente	0.0027	m/m
Muros de encausamiento		
Altura	4.75	m
Longitud margen derecho (sobre del barraje)	15.96	m
(debajo del barraje)	24.55	m
Longitud margen izquierdo (sobre del barraje)	15.11	m
(debajo del barraje)	11.96	m

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Tabla 5052
Desarenador

Diseño hidráulico del desarenador		
Descripción	Dimensiones	Medida
Caudal de diseño	32.39	l/s
Longitud total del desarenador	7.90	m
Longitud de la transición de entrada	1.70	m
Longitud del tanque	5.90	m
Longitud del vertedero	0.30	m
Volumen del tanque	3.54	m ³
Tiempo de sedimentación	21.48	s
Velocidad sedimentador	0.0466	m/s
Caída del fondo	0.30	m
Profundidad del desarenador	1.30	m
Altura de cresta	1.135	m
Compuerta de lavado		
Caudal descargado del orificio	0.027	m ³ /s
Velocidad de salida de compuerta	3.18	m/s

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Tabla 515
Línea de Conducción

Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Material	Hazen-Williams C	Caudal (L/s)	V (m/s)	Presión
Desaren. a C.R.P 01	6775.52	253.20	PVC	150	38.87	0.79	31.12
C.R.P 01 a C.R.P 02	12532.87	253.20	PVC	150	38.87	0.79	36.38
C.R.P 02 a C.R.P 03	18661.21	253.20	PVC	150	38.87	0.79	35.49
C.R.P 03 a C.R.P 04	25203.63	253.20	PVC	150	38.87	0.79	31.09
C.R.P 04 a PTAP	26632.00	203.20	PVC	150	38.87	1.29	20..00

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Tabla 52*Parámetros Hidráulicos del Sedimentador Laminar*

Análisis hidráulico del sedimentador		
Descripción	Dimensiones	Medida
Caudal de diseño	0.036	m ³ /s
Caudal para cada unidad	0.018	m ³ /s
Velocidad promedio	0.00022	m/s
Área sedimentada	23.01	m ²
Longitud	7.60	m
Ancho	3.45	m
Número de Reynolds	288.29	----
Altura del Sedimentador	3.00	m
Volumen del sedimentador	79.80	m ³
Tiempo retenido en el tanque	68.06	min
Espaciamiento entre placas	20.50	cm

Angulo de inclinación	60	grados
Numero de placas	34	und
Cálculo de tubería distribuida	----	----
Caudal por cada hilera	0.00153	m ³ /s
Área de tubería distribuida total	0.126	m ²
Diámetro de tubería de distribución	16	Pulg
Diámetro de los orificios de distribución	1	Pulg
Cálculo de colector con tolvas separadas	----	---
Longitud del decantador	7.60	m
Ancho del decantador	3.45	m
Profundidad de la tolva	1.00	m
Volumen de la tolva	7.00	m ³

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Tabla 53

Mezclador para *Planta de Tratamiento de Agua Potable*

Análisis hidráulico del mezclador		
Descripción	Dimensiones	Medida
Ancho del vertedero	0.40	m
Inclinación de la Rampa	17.74	grados
Numero de Froude	7.00	-
Velocidad del agua al inicio de resalto	2.72	m/s
Longitud del resalto	0.90	m
Velocidad del agua en el resalto	0.24	m/s
Gradiente de Velocidad	1289.93	s ⁻¹
tiempo de Mezcla	1.93	s
Diámetro del difusor	2 1/2	pulgadas
Numero de orificios del difusor	9	und
Diámetro de orificios del difusor	1/2	pulgadas
Cálculo de la dosificación de policloruro		
Peso de cloro necesario	4.76	kg/día

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Tabla 54

Estructura Hidráulica Floculador Horizontal

Floculador hidráulico de flujo horizontal				
Descripción	Floculador 01	Floculador 02	Floculador 03	Medida
Velocidad de ingreso	0.22	0.18	0.14	m/s
Tiempo de recorrido del agua	8	9	8	minutos
Área transversal de los canales	0.164	0.200	0.257	m ²
Espaciamiento entre tabiques	0.15	0.173	0.205	m
Profundidad del agua	1.02	1.20	1.27	m
Profundidad total del tanque	1.20	1.32	1.40	m
Espacio entre tabiques y la pared	0.23	0.26	0.308	m
Ancho del Floculador	2.85	2.75	2.50	m

10				
Longitud efectiva de cada canal	2.62	2.49	2.193	m
Numero de canales requeridos	40	39	30	und
Numero de Tabiques	39	38	29	und
Longitud total de cámara de floculación	6.23	6.98	6.33	m
Gradiente de Velocidad	63.73	39.52	21.49	s ⁻¹

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Tabla 55

Estructura Hidráulica Decantador Laminar

Análisis hidráulico del decantador		
Descripción	Dimensiones	Medida
Caudal de diseño	0.036	m ³ /s
Caudal para cada unidad	0.018	m ³ /s
Longitud	4.80	m
Ancho	3.50	m
13 Ángulo de inclinación	60	grados
Longitud del módulo de placas	1.20	m
Longitud relativa del módulo de placas	12.70	m
Velocidad de Sedimentación	3 × 10 ⁻⁴	m/s
Área superficial de la unidad	11.47	m ²
Número de Reynolds	247.47	-
14 Altura del Decantador	3.50	m
Numero de canales formados por las placas	40	und
Número de unidades de vinilo	39	und
Velocidad media del flujo	0.18	cm/s
Radio Hidráulico del módulo de Placas	4.35	cm
Velocidad Longitudinal Máxima	0.21	cm/s

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Tabla 56

Estructura Hidráulica Filtro Rápido de Arena

Análisis hidráulico del filtro rápido de arena		
Descripción	Dimensiones	Medida
Caudal de diseño	0.036	m ³ /s
Caudal para cada unidad	0.018	m ³ /s
11 Numero de Filtros	8	und
Área del filtro	3.31	m ²
Largo de Filtro	2.45	m
Ancho de Filtro	1.40	m
Altura del filtro	4.10	m
Numero de 11 laterales	3.00	und
Diámetro de la tubería de entrada al filtro	2	Pulgadas
Diámetro de la tubería de salida del filtro	4	Pulgadas
Diámetro de entrada de tubería al filtro	4.10	m
Diámetro de salida de tubería al filtro	2	pulg
Velocidad del lavado del filtro	4	pulg
Volumen para el lavado del filtro	0.75	m/min

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Tabla 57

Cámara de Contacto y Desinfección

Análisis hidráulico del filtro rápido de arena		
Descripción	Dimensiones	Medida
Cálculo de cámara de contacto de bombeo		
Tiempo de contacto de cloro	25	min
Volumen de la cámara de contacto	55	m ³
Cisterna de almacenamiento para bombeo		
Número de horas de bombeo al reservorio	20	h
Volumen de ingreso a la cisterna	132.20	m ³ /h
Volumen de salida de la cisterna	158.62	m ³ /h
Volumen de la cisterna	528.4	m ³
Cisterna de almacenamiento de agua tratada		
Velocidad	0.75	m/s
Longitud de tubería	15	m
Perdida de carga total	0.36	m
Diseño de estación de cloración		
Dosis máxima de cloro	3	mg/l
Tiempo de almacén de cloro	90	días
Área total de la tubería	3.50×10^{-5}	m ²
Caudal mínimo de agua requerido	3.15×10^{-5}	m ³ /s
Velocidad en la tubería de alimentación de agua	0.90	m/s
Diámetro de la tubería de alimentación	¼	pulg
Longitud de la tubería	50	m
Pérdida total por accesorios	0.18	m
Presión requerida por el inyector	30	m
Potencia de la bomba	25	hp

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Tabla 58

Resumen hidráulico del Reservorio

Calculo hidráulico del reservorio		
Descripción	Dimensiones	Medida
Cálculo del volumen de regulación	720.14	m ³
Cálculo del volumen contra incendios	50.00	m ³
Cálculo del volumen de reserva	256.71	m ³
Cálculo del volumen del reservorio	1050.00	m ³

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Tabla 59

Resumen Hidráulico de la Línea de Aducción

Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Material	Hazen-Williams C	Caudal (L/s)	V (m/s)	Presión
Reservorio a C.R.P 01	6775.52	253.20	PVC	150	38.87	1.65	40.91
C.R.P 01 a C.R.P 02	12532.87	253.20	PVC	150	38.87	1.65	43.93
C.R.P 02 a C.R.P 03	18661.21	253.20	PVC	150	38.87	1.65	44.34

C.R.P 03 a C.R.P 04	25203.63	253.20	PVC	150	38.87	1.65	28.70
C.R.P 04 a Primera Casa	26632.00	155.80	PVC	150	38.87	1.29	16.72

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Tabla 60

Refuerzo de Acero de las Estructuras Hidráulicas

Estructuras hidráulicas		
Estructura: sedimentador		
	Refuerzo horizontal	Refuerzo vertical
Muros	Ø 1/2 @ 0.30 m	Ø 1/2 @ 0.30 m
Base	Ø 1/2 @ 0.30 m	Ø 1/2 @ 0.30 m
Estructura: canal de agua floculada a decantador		
	Refuerzo horizontal	Refuerzo vertical
Muros	Ø 3/8 @ 0.30 m	Ø 3/8 @ 0.30 m
Base	Ø 3/8 @ 0.30 m	Ø 3/8 @ 0.30 m
Estructura: sedimentador laminar		
	Refuerzo horizontal	Refuerzo vertical
Muros	Ø 1/2 @ 0.25 m	Ø 1/2 @ 0.25m
Losa de Fondo	Ø 1/2 @ 0.25 m	Ø 1/2 @ 0.25 m
Estructura: Floculador		
	Refuerzo horizontal	Refuerzo vertical
Muros	Ø 1/2 @ 0.20 m	Ø 1/2 @ 0.20 m
Losa de Fondo	Ø 1/2 @ 0.25 m	Ø 1/2 @ 0.25 m
Estructura: Decantador Laminar		
	Refuerzo horizontal	Refuerzo vertical
Muros	Ø 1/2 @ 0.25 m	Ø 1/2 @ 0.25m
Losa de Fondo	Ø 1/2 @ 0.25 m	Ø 1/2 @ 0.25 m
Reservorio		
Domo		
	Refuerzo circunferencial	Refuerzo meridional
	Ø 1/2 @ 0.25 m	Ø 1/2 @ 0.30m
Muros		
	Refuerzo horizontal	Refuerzo vertical
h=1.50m	Ø 1/2 @ 0.125 m	Ø 5/8 @ 0.15m
h=1.50 - 4.00	Ø 1/2 @ 0.15 m	Ø 5/8 @ 0.25m
h= 4.00 hasta viga Anular	Ø 1/2 @ 0.20 m	Ø 5/8 @ 0.25m

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Discusión: En ⁷² los resultados obtenidos en la tabla 48 de la investigación se identificó y caracterizó ⁶³ las muestras obtenidas de las 13 calicatas de estudio, el suelo se clasificó a través del sistema American Association of State Highway and Transportation officials (AASHTO), donde se pudo identificar en las 13 calicatas la presencia de una capa de suelo inorgánico de aproximadamente 30 cm, en la C-01, C-02 y C-12 se clasificó los

suelos en A-2-4 identificados como suelos con material granular y el resto de las calicatas suelos A-4 y A-6 identificados como limo arcillosos, en el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS) se encontró la predominación de un suelo arenoso limoso arcilloso, a excepción de la C-07 que es un suelo arcilloso; con la capacidad portante realizada en la captación (C-01) se comprobó que en el análisis de hundimiento de la bocatoma su dimensionamiento hidráulico es adecuado; con la capacidad portante de la PTAP(C-06) y el reservorio(C-07) podemos obtener el coeficiente de balasto que es utilizado en programa SAP 2000, para utilizarlo en el diseño estructural de la losa de fondo de los elementos de la planta de tratamiento y del reservorio.

Para el cálculo de los componentes hidráulicos como la bocatoma se diseñó para un caudal de máximas avenidas con un valor de $361.886 \text{ m}^3/\text{s}$, se determinó una bocatoma con barraje fijo de 45 m, canal de limpia de 4.50 m, colchón de amortiguamiento de 12.00 m, ver tabla 49. El dimensionamiento hidráulico del desarenador se realizó con el caudal máximo diario de 32.39 l/s , ver tabla 45; para el diseño de la línea de conducción de 26,632.00 metros se diseñó con un caudal de 38.87 l/s , en este caso se consideró el caudal máximo diario pero multiplicado por un factor de seguridad ($F.S = 1.10$), se realizó 04 Cámaras rompe presión para ser ubicadas desde el desarenador hasta la planta de tratamiento con desniveles menores a 50 m, dentro de los límites de la norma OS.010 que establece como máximo 50 m de desnivel, el material de diseño es PVC con un coeficiente de fricción de 150, establecido en la norma que cada coeficiente de fricción es dependiente del tipo de material, como resultado al aplicar la fórmula de Hazen-Williams obtuvimos un diámetro de 10", método recomendable para líneas de conducción con diámetros mayores a 2", con una velocidad de 0.79 m/s que se encuentra entre las velocidades 0.6 m/s y 3.00 m/s establecidos en la norma OS.010, con una presión de llegada a la PTAP de 20 metros de columna de agua(m.c.a), a lo cual la norma establece como mínima una presión de llegada de 5 m.c.a.

En los resultados de la tabla 60 de la investigación se determinó la cantidad de acero necesario para el diseño del análisis estructural de las estructuras menores a 1.50m de altitud como sedimentador y canales, se consideró el diseño por el empuje de agua; en los cálculos de las estructuras de la planta de tratamiento se puede observar que se diseñó acero vertical y horizontal por cuantía mínima ($p=0.0030$, ACI-350), ya que al ser analizado en el programa SAP 2000, los momentos flectores utilizados para el cálculo de acero no cumplen con el acero mínimo y la norma peruana E-060 establece que se utilice la cuantía mínima ($p=0.020$), se tuvo en cuenta la cuantía mínima del Reglamento del ACI por que la norma E-060 no considera la iteración entre la masa de agua y la estructura ocasionadas por el sismo; se considera un espesor de 25 cm para los muros con doble capa y losas de fondo, la norma E-060 establece que a partir de 200 mm se

considera un refuerzo en dos capas paralelas; en el análisis estructural del reservorio de 1050 m³ se estima un reservorio circular con paredes de espesor de 30 cm, doble armadura de Ø 5/8 @ 0.25 m refuerzo horizontal, Ø 5/8 @ 0.25 m refuerzo vertical y una cúpula de espesor variable de 0.20 m hasta un espesor de 0.10 m, el procedimiento utilizado está de acuerdo a la normativa del ACI 350.3-06 Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structure and Commentary.

Existiendo una relación dependiente entre los estudios hidrológico, geotécnico, topográfico, hidráulico y estructural, vemos que existe una similitud de criterio con los resultados logrados en el trabajo de investigación de Félix Díaz & Chávez Echegaray (2022), donde los autores obtienen estudios dependientes y complementarios para el diseño del sistema de abastecimiento del distrito de Uramaza, este diseño se realizó teniendo en consideración las normas técnicas peruanas O.S 010, O.S 020 y extranjeras como ACI 350.3-06 Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structure and Commentary. con parámetros similares, pero condiciones geográficas diferentes, dotaciones distintas, pero con metodología similar

Contrastación de hipótesis:

De la investigación y su adecuado proceso, se pudo contar favorablemente con la fuente principal, punto de captación y calidad del agua, lo que nos llevó a la determinación de la cantidad de población futura y variaciones de consumo para el año 2042, sin mayores inconvenientes, que requirió el estudio hidrológico de acuerdo al punto de captación del sistema de abastecimiento; siendo así, con la información determinada, se realizaron los estudios de ingeniería que comprenden: estudios topográficos, hidráulicos, geotécnicos y estructural para el sistema de abastecimiento que venimos estudiando; de manera que, todo ello se desarrolló y enlazó adecuadamente, lo que nos ha permitido determinar que, siguiendo ordenadamente la secuencia, se logren resultados favorables para potenciar la propuesta correcta del sistema de abastecimiento de agua potable de los sectores: Codo Achual, Planicie y Santa Lucia, distrito de Morales. En ese sentido, podemos decir que el proceso seguido demuestra la eficacia de los estudios de ingeniería y, en consecuencia, nuestra hipótesis es afirmativa y queda validada en su totalidad.

4 CONCLUSIONES

1. Con el estudio de calidad de agua se identificó la presencia de microorganismos como parásitos, alto grado de PH, E. Coli, Coliformes, dependiendo del lugar de la ubicación de las tomas de agua en el río Cumbaza, estos resultados varían.
2. Mediante el método aritmético y geométrico se realizó el cálculo de la población futura al 2042 de los sectores Codo Achual, Ramada, Planicie y Santa Lucia del distrito de Morales, estos cálculos aplicados a la posible proyección poblacional, pueden variar debido a consecuencia de factores demográfico y para el cálculo de las variaciones de consumo son dependientes directamente de la cantidad de población, la dotación y de otros factores asociados a la ubicación geográfica y el tipo de clima.
3. Con el estudio hidrológico se elaboró la oferta y demanda hídrica en nuestro punto de interés del río Cumbaza, los caudales máximos obtenidos mediante métodos de log Pearson y Gumbell para el diseño de la captación del sistema de agua potable de los sectores: Codo Achual, Ramada, Planicie y Santa Lucia.
4. Con el estudio de ingeniería para el sistema de agua potable se determinó la superficie de terreno, el diámetro de la línea de conducción, la cantidad de cámara rompe presión, el diseño hidráulico de los elementos de la planta de tratamiento, las dimensiones apropiadas para el diámetro de las redes de distribución y el estudio estructural de los elementos de la planta de tratamiento del reservorio, mediante los programas computarizados SAP2000 v.23.

RECOMENDACIONES

1. Realizar estudio de calidad de agua para distintos puntos del río Cumbaza para obtener una data de los tipos de organismos presentes en el agua.
2. Elaborar una actualización del empadronamiento de la población, ya que estos sectores se encuentran en un crecimiento constante, que es posible que sea mayor debido al crecimiento de la migración en esta zona.
3. Realizar en el punto de captación una estación de control por un periodo de un año como mínimo, para determinar los caudales diarios, máximos en épocas de avenidas, y caudales mínimos en meses de estiaje, para obtener datos concisos.
4. Considerar, la bocatoma en la parte más alta para reducir el tamaño de la bocatoma y sea un proyecto viable, económicamente.
5. Realizar el estudio geotécnico, debe hacerse más calicatas para la línea de conducción, una por Kilometro como mínimo.
6. Elaborar el levantamiento topográfico por el método LIDAR ahorras tiempo y dinero, además es un sistema mejor calibrado y con menos error que una estación total.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Agüero, P. R. (1997). Agua Potable para Poblaciones Rurales, Edición Asociación Servicios Educativos Rurales (SER). Universidad Nacional Agraria, la Molina, Lima – Perú.
- Arocha, R. S. (1977). Abastecimiento Teoría & Diseño de agua.
- Aslam, K. (2015). Structural Analysis, 5° Edition. Fondo Editorial Cengage Learning, Korea Advanced Institute of Science & Technology (KAIST), Yuseong, Daejeon – Corea del Sur.
- August, D. (1993). Circular Concrete Tanks Without Prestressing, 4th Edition. American Concrete Institute Wayne State University, Detroit – Estados Unidos.
- Bances, S. J. V. & Burga, J. I. (2017). Diseño y simulación hidráulica del sistema de abastecimiento de agua potable de las localidades de Puerto Bazán, Nueva Esperanza y la Victoria, distrito de Elías Soplín Vargas, Rioja-2017 (Tesis de Pregrado, Universidad Nacional de San Martín. Moyobamba). Repositorio UNSM, Institucional de Moyobamba.
- Celigueta, J. T. (2022). Structural Analysis course, 3° Edition. Editorial. Tecnun University de Navarra. Escuela de Ingeniería Eskola School of Engineering Ferdinand Singer, A. P. (1994). Material resistance, 6° Edition. Fondo Editorial. Oxford University, Reino Unido – Inglaterra.
- Chu, K. W. (2004). Statically Indeterminate Structures, 4th Edition. Fondo Editorial Seoul National University, Seoul – Corea.
- Félix, L. G. & Chávez, B. A. (2020). Diseño del sistema de agua potable y alcantarillado para mejorar la calidad sanitaria en la localidad de Uramasa, Cajatambo, Lima, 2021. (Tesis de pregrado, Universidad Nacional José Faustino Sánchez Carrión). Repositorio UNJFSC de Lima.
- Guerrero, J. D. (2022). Estudios y diseños del sistema de agua potable y saneamiento del barrio Uwents de la parroquia y cantón El Pangui. (Tesis de Pregrado, Universidad Técnica particular de Loja). Repositorio Institucional de la UTPL de Loja.
- Gonzales, L. M. (2020). Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable del caserío de Uquía, distrito de Independencia, provincia de Huaraz, departamento **5** Ancash y su incidencia en la condición sanitaria de la población (Tesis de

pregrado, Universidad Católica de los Ángeles Chimbote). Repositorio Institucional ULADECH Católica.

- Javeed, M. A. (1994). Rectangular Concrete Tanks. 2[@] Edition. New Jersey Avenue NW, 7 th Floor, Institute of Technology Ingeniería Civil, Washington – Estados Unidos.
- Jiménez, T. M. (2009). Manual para el diseño de sistemas de agua potable y alcantarillado sanitario. Universidad Veracruzana, FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL, Campus Xalapa.
- Lloclla, P. D. & Valverde, M. F. (2020). Evaluación de la calidad del agua del río Uquihua, en uso como aguas recreativas Rioja – San Martín (Tesis de Pregrado, Universidad Nacional de San Martín. Tarapoto). Repositorio UNSM-Institucional de Tarapoto.
- Lossio, M. M. (2012). Sistema de abastecimiento de agua potable para cuatro poblados rurales del distrito de Lancones, Piura. (Tesis de pregrado, Universidad de Piura.). Repositorio Institucional de Piura.
- Mansen, V. A. (1ra. Edición). (1993). Diseño de Bocatomas. UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA de Perú, Lima – Perú.
- Mendoza, J. F. & Paredes, M. F. (2021). Ampliación y mejoramiento del sistema de agua potable en las localidades de Flor de Café – Plataforma distrito de Bajo Biavo, Bellavista, San Martín. (Tesis de Pregrado, Universidad Nacional de San Martín). Repositorio UNSM-Institucional de Tarapoto.
- Ministerio de Economía y Finanzas. (2004). Parámetros de Diseño de Infraestructura de agua y saneamiento para centros poblados rurales, Lima-Perú.
- Montes, E. A. (2018). Análisis hidráulico del sistema de bombeo a través de tanque hidroneumático para el abastecimiento de agua potable en un edificio vertical en la ciudad de Huaraz – Ancash. (Tesis de Pregrado, Universidad Nacional Santiago Antúnez De Mayolo). Repositorio Institucional de la UNASAM de Huaraz.
- Ordoñez, J. J. (2011). (1ra. Edición) Cartilla técnica: aguas subterráneas – acuíferos. Sociedad Geográfica de Lima, Lima -Perú.
- Orellana, J. A. (Eds.) (2005). Características de los líquidos residuales, Universidad Tecnológica Nacional. Facultad Regional, Rosario - Argentina.

- Ramírez, M. A. (2018). Determinación del balance hídrico y calidad del agua de la microcuenca quebrada santa clara para el consumo humano de la localidad santa clara, 2017. (Tesis de Pregrado, Universidad Nacional de San Martín). Repositorio UNSM-Institucional de Tarapoto.
- Rico, J. B. (2005). Mecánica de suelos - Tomo 1. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM)- Ciudad de México.
- Rodríguez, R. P. (2001). Abastecimiento de Agua. Instituto tecnológico de Oaxaca, Juárez - México.
- Rosell, C. A. (2 eds.) (1998). Irrigación. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima – Perú.
- Stephen, F. C. & McCormac, J. C. (2012). Design of Steel Structures. 5@ Edition. Pearson Education, Inc. Upper Saddle River, New Jersey - USA.
- Terzaghi, K. V. & Peck, R. B. (2 eds.) (1972), Editorial El Ateneo S.A. Mecánica de Suelos en la Ingeniería Practica. Universidad de California – Estados Unidos.
- Vargas, L. A. (2018). Mapa de caudales máximos en cuencas de la zona centro de la vertiente del Pacífico. (Tesis de Pregrado, Pontificia Universidad Católica Del Perú, Lima-Perú). Repositorio Institucional, Lima.
- Velásquez, A. S. (2018). Diseño de la red de distribución de agua potable para la localidad El Capulín Xochimilco CdMx. (Tesis de Pregrado, Universidad Nacional Autónoma de México). Repositorio Facultad de Ingeniería de México.
- Villón, B. M. (2 eds.) (2008). Hidráulica de canales, Universidad Nacional Agraria, La Molina, Lima – Perú.
- Vladimir, J. Z. (2021). Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable en los caseríos Cabuyal, José Gálvez, Pagay, Naranjitos, San Miguel y Tupac Amaru del distrito de Yamango, provincia de Morropón, departamento de Piura – Perú - 2020, (Tesis de Pregrado, Universidad Nacional de Piura). Repositorio Institucional de la Universidad Nacional de Piura.

ANEXOS

Anexo 01

Tabla 61
Matriz de Consistencia

PROBLEMA	HIPOTESIS	OBJETIVOS	VARIABLES E INDICADORES	POBLACION Y MUESTRA	DISEÑO
<p>¿ De qué manera se podrá efectuar el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para los sectores: Codo Achnal, Ramada, Planicie y Santa Lucia, del distrito de Morales?</p>	<p>Los estudios de ingeniería son eficaces para el diseño del sistema de Abastecimiento de agua potable de los sectores: Codo Achnal, Ramada, Planicie y Santa Lucia, distrito de Morales,</p>	<p>Objetivo General Elaborar el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable: Sector Codo Achnal, Ramada, Planicie y Santa Lucia, distrito de Morales.</p> <p>Objetivos Específicos - Identificar la fuente principal, la calidad y el punto de captación para el sistema de abastecimiento. - Determinar la cantidad de población futura y variaciones de consumo para el año 2042. - Realizar el estudio hidrológico de acuerdo al punto de captación del sistema de abastecimiento. - Elaborar los estudios topográficos, hidráulicos, geotécnicos y estructural para el sistema de abastecimiento de los sectores: Codo Achnal, Planicie y Santa Lucia, distrito de Morales.</p>	<p>Independiente Estudio de ingeniería para el diseño del Sistema de Abastecimiento de agua potable.</p> <p>Dependiente Sistema de Abastecimiento de agua potable.</p> <p>Indicadores Cantidad de población Variaciones de Consumo Oferta y Demanda de agua Presión Hidráulica Caudal de Diseño Diámetro, Longitud de las tuberías Locidades Admisibles Características físicas, químicas y biológicas Cuantías mínimas Área de Acero</p>	<p>La población: Los sistemas de abastecimiento de agua potable de la región San Martín</p> <p>Muestra: El sistema de abastecimiento de Agua Potable de los sectores: Codo Achnal, Ramada, Planicie y Santa Lucia, distrito de Morales.</p>	<p>Diseño de la investigación Aplicada</p> <p>Tipo de investigación No experimental</p>

Fuente: Desarrollado por los autores, 2023

Anexo 02

Declaración de autenticidad del asesor

Ing. Néstor Raúl Sandoval Salazar, con DNI:16463569, docente de la escuela profesional de Arquitectura, Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, asesor de la tesis titulada: **Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable: sector Codo Achual, Ramada, Planicie y Santa Lucía, distrito de Morales.**


Declaro bajo juramento que:

1. La tesis presentada es de autoría de mis asesorados.
2. La redacción fue realizada respetando las citas y referencias de las fuentes bibliográficas consultadas
3. Toda la información que contiene la tesis no ha sido plagiada
4. Los datos presentados son resultados reales, no han sido alterados ni copiados, por tanto, la información de esta investigación debe considerarse como aporte a la realidad investigada.

Por lo antes mencionado, asumo bajo responsabilidad, las consecuencias que deriven de mi accionar, sometiéndome a las leyes de nuestro país y normas vigentes de la Universidad Nacional de San Martín, Tarapoto.

Tarapoto, 26 de Julio del 2023




.....
Ing. Néstor Raúl Sandoval Salazar
DNI: 16463569

ANEXO 04

Estudio Geotécnico



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
 Laboratorio de Tecnología del Concreto
 CIUDAD UNIVERSITARIA
 Jr. Amancésca 3^{er} Casilla Telefónica 042-52-1402
 MORALES, 19941



CONSTANCIA DE INGRESO Y EJECUCION DE ENSAYOS DE LABORATORIO

EL QUE SUSCRIBE
Ing. M.Sc Enrique Napoleón Martínez Quiroz, Jefe del laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos.

HACE CONSTAR:
 Que los bachilleres **Oscar Renato Chunchay Choquehuanca** y **Samuel Alberto Briones Flores** han ingresado y han ejecutado ensayos de laboratorio las cuales son:

Contenido de Humedad Natural
Límites de Atterberg (límite líquido y límite plástico)
Ensayo granulométrico por tamizado.
Corte Directo Residual

Ensayos para poder concluir con su Tesis Titulado: **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LOS SECTORES CODO ACHUAL, RAMADA, PLANICIE Y SANTA LUCIA DISTRITO DE MORALES, PROVINCIA DE SAN MARTIN, REGION SAN MARTIN**. Aprobado con resolución decanal N°050-2021-UNSM/FICA-CF-NLU.

Se expide el presente a solicitud de los interesados.

Tarapoto 08 de setiembre del 2022



Ing. M.Sc. Enrique N. Martínez Quiroz
 JEFE DEL LABORATORIO DE MEC. SUELOS Y PAV
 ING. CIVIL - CIP N° 29202





Robert Gavarró Mori
 TEC LAS REC. DE LOS SUELOS Y CONCRETO
 VERIFICACIÓN DE INGRESO Y ENSAYOS
 REALIZADO POR TESISTAS



Anexo 05

Estudio Topográfico

Tabla 62

Puntos Topográficos de la Línea de Conducción

Punto	Norte	Este	Altitud	Des.	Punto	Norte	Este	Altitud	Des.
902	9286083.764	346980.454	780.767	TN	4071	9285644.566	347315.182	763.948	TN
903	9286102.999	346982.845	780.3 19	TN	4081	9285654.36	347326.866	763.599	TN
904	9286122.445	346985.786	779.947	TN	4088	9285608.907	347349.541	763.126	TN
905	9286136.654	346989.378	779.528	TN	4089	9285609.33	347350.127	762.787	TN
906	9286147.733	346990.506	779.176	TN	4092	9285608.732	347348.796	762.352	TN
907	9286156.924	346988.057	778.704	TN	4093	9285649.022	347320.267	761.943	TN
908	9286164.922	346985.966	778.321	TN	4094	9285649.525	347320.837	761.54	TN
909	9286175.108	346986.34	777.954	TN	4095	9285650.39	347318.591	761.176	TN
1723	9286072.606	346979.757	777.541	TN	4096	9285656.906	347331.601	766.737	TN
1745	9286063.344	346979.337	777.145	TN	4099	9285665.05	347341.407	766.303	TN
1768	9286054.449	346978.546	776.726	TN	4102	9285607.085	347347.109	765.943	TN
1792	9286045.763	346978.675	776.366	TN	4103	9285607.124	347347.743	765.558	TN
1842	9286037.916	346979.559	775.947	TN	4104	9285605.479	347345.013	765.146	TN
1855	9286029.378	346980.835	775.556	TN	4105	9285604.057	347343.373	764.767	TN
1861	9286073.888	346959.111	775.171	TN	4106	9285604.267	347343.649	764.388	TN
1864	9286074.024	346953.96	774.776	TN	4113	9285606.678	347347.006	763.993	TN
1867	9286074.751	346939.077	774.382	TN	4115	9285603.695	347343.219	763.564	TN
1870	9286074.723	346935.393	773.978	TN	4119	9285600.12	347336.158	763.147	TN
1873	9286075.28	346931.221	773.564	TN	4121	9285611.315	347353	762.746	TN
1876	9286064.451	346958.79	773.107	TN	4124	9285613.385	347356.318	762.352	TN
1879	9286065.041	346954.288	772.705	TN	4136	9285568.643	347378.956	761.967	TN
1882	9286066.621	346938.413	772.319	TN	4137	9285568.881	347379.225	761.565	TN
1885	9286066.625	346934.028	771.955	TN	4140	9285569.553	347377.604	761.191	TN
1888	9286067.392	346930.297	771.589	TN	4142	9285616.821	347363.316	760.749	TN
1891	9286055.853	346957.798	771.11	TN	4145	9285618.455	347367.772	760.371	TN
1894	9286055.792	346956.371	770.763	TN	4148	9285619.593	347371.127	759.975	TN
1897	9286055.377	346948.456	770.378	TN	4149	9285567.039	347376.322	759.575	TN
1898	9286054.806	346937.461	769.98	TN	4150	9285568.038	347376.19	759.182	TN
1899	9286054.041	346932.047	769.502	TN	4151	9285565.807	347374.854	758.752	TN
1901	9286053.847	346927.87	769.189	TN	4154	9285564.59	347372.408	757.303	TN
1905	9286046.626	346957.549	768.793	TN	4157	9285571.335	347383.004	756.963	TN
1908	9286047.664	346928.299	768.334	TN	4160	9285551.805	347354.332	756.534	TN
1911	9286036.004	346957.335	767.998	TN	4163	9285577.438	347393.192	756.105	TN
1914	9286036.638	346930.565	767.572	TN	4166	9285579.782	347396.99	755.74	TN
1917	9286036.741	346925.835	767.116	TN	4168	9285582.375	347401.445	755.338	TN

1920	9286026.245	346956.268	766.721	TN	4170	9285528.289	347408.474	754.915	TN
1923	9286024.803	346937.572	766.338	TN	4171	9285528.584	347408.705	754.565	TN
1928	9286018.787	346931.778	765.907	TN	4174	9285529.198	347406.964	754.105	TN
1929	9286015.522	346960.857	765.516	TN	4192	9285526.763	347405.785	753.762	TN
1932	9286012.079	346951.194	765.139	TN	4193	9285528.306	347405.391	753.333	TN
1935	9286010.862	346940.02	764.761	TN	4194	9285526.561	347404.906	752.964	TN
1938	9286009.23	346931.106	764.371	TN	4197	9285524.24	347403.289	752.509	TN
1940	9286006.364	346964.66	752.174	TN	4200	9285531.232	347412.381	735.39	TN
1943	9286003.374	346955.404	751.976	TN	4204	9285508.893	347385.394	734.919	TN
1946	9285998.497	346938.117	751.522	TN	4206	9285532.689	347414.369	734.565	TN
1949	9285995.297	346932.976	751.193	TN	4209	9285547.995	347432.63	734.149	TN
1953	9285998.257	346968.196	750.98	TN	4212	9285488.219	347437.758	733.702	TN
1955	9285995.699	346958.636	750.536	TN	4213	9285488.46	347438.054	733.338	TN
1956	9285994.325	346954.284	750.115	TN	4216	9285489.242	347436.154	732.925	TN
1961	9285993.145	346951.494	749.7	TN	4217	9285486.155	347435.39	732.588	TN
1964	9285989.261	346935.505	749.316	TN	4218	9285487.841	347435.093	732.148	TN
1967	9285989.299	346970.872	748.986	TN	4219	9285485.33	347434.758	731.793	TN
1970	9285987.412	346966.831	748.584	TN	4222	9285482.246	347431.309	731.395	TN
1973	9285984.389	346959.731	748.129	TN	4225	9285474.691	347422.845	730.966	TN
1976	9285983.173	346956.477	747.764	TN	4226	9285491.285	347441.609	730.554	TN
1979	9285981.226	346949.457	747.384	TN	4229	9285470.411	347418.839	730.126	TN
1982	9285978.304	346936.977	746.936	TN	4232	9285500.8	347451.741	729.743	TN
1985	9285980.71	346973.975	746.535	TN	4235	9285503.429	347454.642	729.363	TN
1988	9285978.284	346965.929	746.175	TN	4236	9285505.047	347456.542	728.992	TN
1991	9285975.255	346957.216	745.794	TN	4249	9285447.567	347467.49	728.589	TN
1994	9285972.368	346938.103	745.335	TN	4250	9285447.841	347467.955	728.184	TN
1998	9285971.465	346976.654	744.977	TN	4253	9285448.439	347466.117	727.736	TN
2001	9285962.643	346955.808	744.519	TN	4264	9285445.779	347465.057	727.374	TN
2004	9285958.496	346949.876	744.129	TN	4265	9285446.888	347465.011	726.912	TN
2007	9285952.483	346943.954	743.785	TN	4266	9285445.177	347464.195	726.555	TN
2010	9285963.106	346978.58	743.316	TN	4269	9285449.998	347471.289	726.15	TN
2013	9285950.443	346957.075	742.912	TN	4272	9285443.967	347462.635	725.761	TN
2016	9285944.037	346944.833	742.586	TN	4275	9285433.512	347448.222	725.325	TN
2019	9285953.639	346981.755	742.167	TN	4276	9285431.369	347445.427	724.965	TN
2022	9285945.974	346965.261	741.789	TN	4281	9285452.917	347475.329	724.54	TN
2025	9285941.359	346958.406	741.348	TN	4284	9285456.152	347481.661	724.13	TN
2028	9285934.697	346946.466	740.922	TN	4287	9285459.836	347487.453	723.795	TN
2083	9286016.919	346965.365	740.543	TN	4290	9285407.843	347497.177	723.319	TN
2086	9286018.102	346969.182	740.123	TN	4291	9285408.347	347497.742	722.917	TN
2089	9286018.464	346970.221	739.72	TN	4294	9285408.401	347495.773	722.54	TN
2090	9286018.855	346970.812	739.397	TN	4338	9285411.171	347501.111	722.172	TN
2091	9286019.328	346972.569	738.93	TN	4341	9285405.484	347495.203	721.73	TN
2092	9286019.343	346973.126	738.554	TN	4342	9285406.868	347494.807	721.33	TN

ANEXO 06

PANEL FOTOGRÁFICO



32

Foto N°1. Pesado de la muestra del suelo luego del secado en el horno

Foto N°2 Se realiza el proceso del pesado de los diferentes tamices de los suelos retenidos para el ensayo granulométrico



Foto N° 3 Se observa el lavado del suelo antes de cambiar la muestra a un fluido viscoso



Foto N° 4 Observamos el procedimiento de la muestra del ensayo para el límite líquido en la copa de Casagrande.



Anexo 07
PLANOS

Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable: sector Codo Achual, Ramada, Planicie y Santa Lucia, distrito de Morales

INFORME DE ORIGINALIDAD

19%

INDICE DE SIMILITUD

18%

FUENTES DE INTERNET

3%

PUBLICACIONES

6%

TRABAJOS DEL
ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	7%
2	repositorio.unsm.edu.pe Fuente de Internet	2%
3	tesis.unsm.edu.pe Fuente de Internet	1%
4	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	1%
5	repositorio.uladech.edu.pe Fuente de Internet	1%
6	idoc.pub Fuente de Internet	1%
7	core.ac.uk Fuente de Internet	1%
8	repositorio.unp.edu.pe Fuente de Internet	<1%

9	pirhua.udep.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
10	documents.mx Fuente de Internet	<1 %
11	dspace.esPOCH.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
12	Submitted to Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga Trabajo del estudiante	<1 %
13	Submitted to Universidad Cesar Vallejo Trabajo del estudiante	<1 %
14	dspace.unitru.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
15	es.slideshare.net Fuente de Internet	<1 %
16	Submitted to Universidad Andina del Cusco Trabajo del estudiante	<1 %
17	repositorio.urp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
18	Submitted to Universidad Católica de Trujillo Trabajo del estudiante	<1 %
19	repository.ucc.edu.co Fuente de Internet	<1 %

20	Submitted to Universidad Nacional Santiago Antunez de Mayolo Trabajo del estudiante	<1 %
21	tesis.ucsm.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
22	www.dspace.uce.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
23	tesis.unap.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
24	www.scribd.com Fuente de Internet	<1 %
25	repositorio.unal.edu.co Fuente de Internet	<1 %
26	Submitted to Universidad Nacional de San Martín Trabajo del estudiante	<1 %
27	repositorio.upao.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
28	docslide.net Fuente de Internet	<1 %
29	repositorio.uap.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
30	es.scribd.com Fuente de Internet	<1 %

31	pt.scribd.com Fuente de Internet	<1 %
32	repositorio.ucp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
33	repositorio.unprg.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
34	Submitted to Universidad Catolica Los Angeles de Chimbote Trabajo del estudiante	<1 %
35	repositorio.usanpedro.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
36	www.repositorio.upla.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
37	issuu.com Fuente de Internet	<1 %
38	www.cepis.org.pe Fuente de Internet	<1 %
39	repositorio.ana.gob.pe Fuente de Internet	<1 %
40	repositorio.unsa.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
41	Submitted to Universidad Católica de Santa María Trabajo del estudiante	<1 %

42	repositorio.unap.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
43	repositorio.uss.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
44	vdocumento.com Fuente de Internet	<1 %
45	1library.co Fuente de Internet	<1 %
46	www.pinterest.com Fuente de Internet	<1 %
47	repositorio.unj.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
48	repositorio.unprg.edu.pe:8080 Fuente de Internet	<1 %
49	Submitted to Universidad Francisco de Paula Santander Trabajo del estudiante	<1 %
50	alicia.concytec.gob.pe Fuente de Internet	<1 %
51	MERCADO PINTO ALBERTO. "Plan de Abandono Parcial del Diéseducto entre la Refinería la Pampilla y la Central Térmica Ventanilla-IGA0001565", R.D. N° 168-2018-MEM/DGAAE , 2020 Publicación	<1 %

52	dspace.ups.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
53	dspace.utpl.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
54	Juan Rondón E., César Villanueva C., Cesar Gavidia C, Víctor Puicón N.. "Evolución de la dactilogirosis (monogeneos) en branquias de alevinos de gamitana (Colossoma macropomum) en dos medios de crianza: acuático artificial y semi-natural", Revista de Investigaciones Veterinarias del Perú, 2021 Publicación	<1 %
55	Submitted to Universidad Andina Nestor Caceres Velasquez Trabajo del estudiante	<1 %
56	Submitted to Universidad Privada Antenor Orrego Trabajo del estudiante	<1 %
57	ERM PERU S.A.. "PMA para la Instalación y Operación de la Planta Compresora KP 127.- IGA0005733", R.D. N° 317-2011-MEM/AAE, 2020 Publicación	<1 %
58	Submitted to Universidad Santo Tomas Trabajo del estudiante	<1 %

59

WALSH PERU S.A. INGENIEROS Y CIENTIFICOS CONSULTORES. "PMA Modificación de los Componentes del Proyecto Central Hidroeléctrica Quitaracsa I-IGA0003079", Oficio N° 2199-2013-MEM/AAE, 2020

Publicación

<1 %

60

www.bancoomeva.com.co

Fuente de Internet

<1 %

61

UMBRELLA ECOCONSULTING S.A.C.. "ITS de la Modificación de Sistemas de Tratamiento de Agua Potable y Aguas Residuales Domésticas Asociadas a los Campamentos y Casetas de Control de la Central Hidroeléctrica Marañón-IGA0015403", R.D.R. N° 128-2016-GR-HUANUCO/DREMH , 2022

Publicación

<1 %

62

Submitted to Universidad Autónoma Metropolitana-Xochimilco

Trabajo del estudiante

<1 %

63

dspace.ucuenca.edu.ec

Fuente de Internet

<1 %

64

CONSORCIO FICHTNER GMBH & CO. KG - CONSULTORIA Y DIRECCION DE PROYECTOS - CYDEP S.A.S.. "DIA del Proyecto Relleno Sanitario para el Distrito de Pozuzo, Provincia de Oxapampa, Departamento de Pasco-

<1 %

IGA0000132", R.D. N° 484-
2014/DSB/DIGESA/SA, 2020

Publicación

65

Submitted to Universidad Politécnica de Madrid

Trabajo del estudiante

<1 %

66

Submitted to Universidad Privada del Norte

Trabajo del estudiante

<1 %

67

vdocuments.es

Fuente de Internet

<1 %

68

ECOLOGIA Y TECNOLOGIA AMBIENTAL S.A.C.
"DIA para la Disposición de Gas (Inyección de Gas -HUFF & PUFF) en los Yacimientos Carrizo y Zapotal - Lote X-IGA0001951", R.D. N° 149-2012-MEM/AAE, 2020

Publicación

<1 %

69

Submitted to Universidad de Piura

Trabajo del estudiante

<1 %

70

CESEL S A. "Primera MEIA de la Unidad Minera Casapalca-IGA0000614", R.D. N° 188-2019-SENACE-PE/DEAR, 2020

Publicación

<1 %

71

CONSULCONT SAC. "Actualización del Plan de Cierre de Minas de la U.E.A. Agrupamiento Andino B de Huancayo-IGA0012671", R.D. N° 403-2013-MEM-AAM, 2021

Publicación

<1 %

72 Edgar Lorenzo Sáez. "Desarrollo de una herramienta integral de gestión de gases de efecto invernadero para la toma de decisión contra el cambio climático a nivel regional y local en la Comunitat Valenciana", Universitat Politecnica de Valencia, 2022
Publicación <1 %

73 dept.math.lsa.umich.edu
Fuente de Internet <1 %

74 repositorio.unesum.edu.ec
Fuente de Internet <1 %

75 snia.mop.gob.cl
Fuente de Internet <1 %

76 vbook.pub
Fuente de Internet <1 %

77 www.mef.gob.pe
Fuente de Internet <1 %

78 www.pohorelice.cz
Fuente de Internet <1 %

79 www.slideshare.net
Fuente de Internet <1 %

Excluir citas

Activo

Excluir coincidencias < 10 words

Excluir bibliografía

Activo