

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA TOPOGRÁFICA Y
AGRIMENSURA



**“OPTIMIZACIÓN DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA CON
ALGORITMOS GENÉTICOS EN EL CENTRO POBLADO JAYLLIHUAYA”**

TESIS

PRESENTADA POR:

JUAN HENRY CHOQUE CUTIPA
EDWIN ALFONSO ARCE NEIRA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO TOPÓGRAFO Y AGRIMENSOR

PROMOCIÓN: 2006 - II

PUNO - PERÚ

2016

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA TOPOGRÁFICA Y
AGRIMENSURA**

**“OPTIMIZACIÓN DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA CON
ALGORITMOS GENÉTICOS EN EL CENTRO POBLADO JAYLLIHUAYA”**

TESIS

PRESENTADA POR:

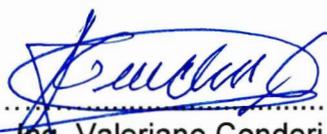
**JUAN HENRY CHOQUE CUTIPA
EDWIN ALFONSO ARCE NEIRA**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO TOPOÓGRAFO Y AGRIMENSOR**

FECHA DE SUSTENTACIÓN: 08 DE ABRIL 2016



APROBADA POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR:

PRESIDENTE : 
Ing. Valeriano Condori Apaza

PRIMER MIEMBRO : 
Ing. Arturo Joels Ventura Mamani

SEGUNDO MIEMBRO:
Ing. Alder Josué Quispe Panca

DIRECTOR DE TESIS: 
Ing. Victor Cipriano Flores Flores

ASESOR DE TESIS : 
Ing. M.Sc. Sergio Isidro Quispe

ASESOR DE TESIS : 
Ing. William Fredy Condori Canahua

Área: Ciencias Naturales
Tema: Aplicación de los Métodos Geoestadísticos al Tratamiento de Información Medioambiental y Topocartográficos.

DEDICATORIA

JUAN HENRY:

Con inmenso cariño y gratitud, el trabajo va dedicado a mis queridos padres Adolfo y Dora por su preocupación, sacrificio y apoyo incondicional en mi formación profesional.

A mi esposa Sonia y a mis dos queridos hijos Cristian y Branco que supieron darme moral y aliento permanentemente en los momentos más difíciles durante mis estudios superiores.

EDWIN ALFONSO:

Con inmenso cariño y gratitud, el trabajo va dedicado a mis queridos padres Alfonso y Narcisa por su preocupación, sacrificio y apoyo incondicional en mi formación profesional.

A mi esposa Nelcy y a mi menor hijo Piero que son el motor y motivo para que siga adelante en esta vida.

AGRADECIMIENTO

Agradezco:

A la Universidad Nacional del Altiplano, a los docentes y trabajadores administrativos de la Facultad de Ciencias Agrarias en especial, a la Escuela Profesional de Ingeniería Topográfica y Agrimensura, quienes aportaron y contribuyeron con sus conocimientos en mi formación profesional.

Al Ing. M.Sc. Sergio Isidro Quispe, y al Ing. Víctor Cipriano Flores Flores quienes Supieron dirigirnos de una manera Desinteresada en la elaboración y ejecución del presente trabajo.

A mi compañero de estudio y amigo Carlos Alberto Maron Pilco por su apoyo incondicional en la ejecución de los arduos trabajos de campo. A todos mis compañeros de estudios de la promoción 2005-IIS, que de una u otra manera hicieron posible la realización del presente trabajo.

ÍNDICE

RESUMEN	11
INTRODUCCIÓN	14
CAPÍTULO I	
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA, ANTECEDENTES Y OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	16
1.1.1 Interrogante general del problema	18
1.1.2 Interrogantes específicos del problema	18
1.2 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	18
1.3 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	19
1.3.1 Objetivo general	19
1.3.2 Objetivos específicos.....	20
CAPITULO II	
MARCO TEORICO, MARCO CONCEPTUAL E HIPOTESIS DE LA INVESTIGACIÓN	
2.1 MARCO TEÓRICO.....	21
2.1.1 Topografía	21
2.1.1.1 Levantamiento topográfico	21
2.1.1.2 Planimetría o red horizontal.....	22
2.1.1.3 Levantamiento para la línea de conducción	22
2.1.1.4 Perfil longitudinal.....	23
2.1.1.5 Secciones transversales	23
2.1.2 Abastecimiento de agua	23
2.1.2.1 Consumo.....	23
2.1.2.3 Presión de agua	24
2.1.2.4 Pérdida y desperdicios en la red	25
2.1.2.5 Variación del consumo	25
2.1.3 ABASTECIMIENTO	28
2.1.3.1 Fuentes existentes	28
2.1.3.2 Aforos.....	28
2.1.3.3 Captación.....	29
2.1.3.4 Línea de conducción	29
2.1.3.5 Línea de aducción.....	30
2.1.3.6 Tipos de tuberías	30
2.1.4 REDES DE DISTRIBUCIÓN.....	30
2.1.4.1 Determinación de las presiones máximas y mínimas	32

2.1.4.2	Diseño de la red	32
2.2	MARCO CONCEPTUAL.....	33
2.2.1	Manantiales.	33
2.2.2	Disposiciones específicas para diseño	34
2.2.2.1	Caudal de diseño	34
2.2.2.2	Análisis hidráulico	34
2.2.2.3	Diámetro mínimo.....	35
2.2.2.4	Velocidad	35
2.2.2.5	Presiones	36
2.2.2.6	Válvulas	36
2.2.2.7	Hidrantes contra incendio.....	37
2.2.3	Datos básicos de diseño.....	37
2.2.3.1	Levantamiento topográfico	37
2.2.3.2	Suelos	38
2.2.3.3	Población	38
2.2.3.4	Dotación.....	38
2.2.3.5	Coeficientes de variación de consumo	38
2.2.3.6	Caudal de diseño para sistemas de agua potable	39
2.2.4	Criterios de diseño.....	39
2.2.4.1	Componentes del sistema condominiales de agua potable	39
2.2.4.2	Cálculo hidráulico.....	40
2.2.5	Partes que componen un sistema de abastecimiento de agua	40
2.2.5.1	Captaciones	40
2.2.5.2	Línea de conducción: (línea aductora y de impelencia)	41
2.2.5.3	Tanque de almacenamiento	41
2.2.5.4	Red de distribución	41
2.2.5.5	Conexión domiciliar	42
2.2.6	Carga estática y dinámica.....	42
2.2.7	Algoritmo Genético	42
2.2.8	WaterCAD	43
2.2.9	Optimización.....	44
2.2.10	Algoritmos Genéticos dentro de problemas de optimización	46
2.3	HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN	46
2.3.1	Hipótesis general.....	46
2.3.2	Hipótesis específicas	47
CAPITULO III		
METODOS DE INVESTIGACIÓN		
3.1	INTRODUCCIÓN	486

3.2	TRABAJOS PRELIMINARES	48
3.2.1	Sondeo y consulta popular	48
3.2.2	Definición del área de estudio.....	49
3.2.3	Recopilación de la información existente	49
3.2.4	Reconocimiento del terreno.....	51
3.3	DIMENSIONAMIENTO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN	51
3.4	EN FUNCIÓN AL CRECIMIENTO POBLACIONAL (CENSAL).....	52
3.4.1	Población de estudio	52
3.4.1.1	Población Actual	52
3.4.1.2	Población Futura	53
3.4.2	Demanda de agua	56
3.4.2.1	Estimación de consumo	56
3.4.2.2	Caudal de Diseño.....	57
3.4.3	Sistema de almacenamiento.....	59
3.4.3.1	Volumen de regulación.....	59
3.4.3.2	Volumen contra incendios	59
3.4.3.3	Volumen de reserva	59
3.4.4	Red de distribución	60
3.4.4.1	Diseño de la red de distribución	60
3.4.4.2	Altura de los nudos	62
3.4.4.3	Caudal de diseño	62
3.4.4.4	Caudal unitario	63
3.4.4.5	Caudal en los tramos	65
3.4.4.6	Caudal en los nudos.....	66
3.4.4.7	Designación de demanda a los nudos.....	66
3.4.4.8	Configuración de la altura del reservorio	67
3.4.5	Análisis hidráulico	68
3.4.5.1	Diseño.....	68
3.4.5.2	Diseño sin optimizar	68
3.4.5.3	Diseño optimizado.....	71
3.5	EN FUNCIÓN A CRITERIOS DE ZONIFICACIÓN	78
3.5.1	Plano de zonificación y plano regulador.....	78
3.5.2	Población.....	79
3.5.3	Consumo	79
3.5.4	Sistema de almacenamiento.....	81
3.5.4.1	Volumen de regulación.....	81
3.5.4.2	Volumen contra incendio	82

3.5.4.3	Volumen de reserva	82
3.5.5	Caudal de diseño	83
3.5.6	Caudal unitario	84
3.5.7	Caudal en los tramos	84
3.5.8	Caudal en los nudos	85
3.5.9	Configuración de la altura del reservorio	86
3.5.10	Análisis hidráulico	87
3.5.11	Parámetros para el diseño	87
3.5.12	Diseño	88
3.5.13	Diseño sin optimizar	88
3.5.14	Diseño optimizado	91
3.6	COSTOS	94
3.6.1	Estudios de mercado	94
CAPÍTULO IV		
EXPOSICIÓN Y ANALISIS DE LOS RESULTADOS		
4.1	PRUEBA ESTADÍSTICA.	97
4.2	FACTORES DE ESTUDIO	98
4.3	PRESIONES SIN OPTIMIZAR VS. PRESIONES OPTIMIZADAS	98
4.3.1	Muestras para comparación.	99
4.3.2	Planteamiento de hipótesis	99
4.3.3	Regla de decisión utilizado	100
4.3.4	Nivel de significancia	100
4.3.5	Cálculo de Tc según la fórmula	100
4.3.6	Ensayos de hipótesis	101
4.4	VELOCIDADES SIN OPTIMIZAR VS. VELOCIDADES OPTIMIZADAS	104
4.5	PRECIOS DEL WATERCAD VS PRECIOS MANUALES	106
4.5.1	Muestras para comparación.	107
4.5.2	Planteamiento de hipótesis	107
4.5.3	Regla de decisión utilizado	107
4.5.4	Nivel de significancia	108
4.5.5	Calculo de Tc según la formula	108
4.5.6	Ensayos de hipótesis	108
CONCLUSIONES		111
RECOMENDACIONES		112
BIBLIOGRAFÍA		113
ANEXOS		115

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 01: Tipos de clases de una tubería.....	32
Tabla N° 02: Disponibilidad de agua en época seca de los manantiales.	33
Tabla N° 03: Coeficientes de fricción “C” en la fórmula de Hazen y Williams ...	35
Tabla N° 04: Velocidades máximas según el diámetro de tubería.....	72
Tabla N° 05: Costos de tuberías clase 10 marca PAVCO.	95

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro N° 01: Datos censales y encuestas municipales del C.P. Jayllihuaya.	52
Cuadro N° 02: Razón de crecimiento de C.P. jayllihuaya	53
Cuadro N° 03: Resumen de cálculo de caudales de demanda por tramos.	65
Cuadro N° 04: Caudales de demanda por nudo	66
Cuadro N° 05: Los 22 primeros resultados del análisis sin optimizar	69
Cuadro N° 06: Los 22 primeros resultados del análisis Optimizado	75
Cuadro N° 07: Resumen de cálculo de caudales de demanda por tramos.	85
Cuadro N° 08: Caudales de demanda por nudo	86
Cuadro N° 09: Los 20 primeros resultados del análisis S/O por zonificación.	89
Cuadro N° 10: Los 17 primeros resultados de presiones finales del análisis optimizado por zonificación.	91
Cuadro N° 11: Los 17 primeros resultados de velocidades del análisis optimizado por zonificación.	93
Cuadro N° 12: Costos de la red de distribución sin optimizar	95
Cuadro N° 13: Costos de la red de distribución optimizada con proyección censal	95
Cuadro N° 14: Costos de la red de distribución optimizada con proyección por zonificación	96
Cuadro N° 15: Comparación de confiabilidad de las presiones finales	99
Cuadro N° 16: Comparación de las presiones sin optimizar VS presiones optimizadas con proyección censal.	101
Cuadro N° 17: Comparación de las presiones sin optimizar VS presiones optimizadas con proyección por zonificación.	102
Cuadro N° 18: Determinación de la prueba T para comparación de presiones	103
Cuadro N° 19: Comparación de confiabilidad de las velocidades finales	104
Cuadro N° 20: Resumen de resultados de Tc de velocidades.	105
Cuadro N° 21: Resumen de costos manual de diseño de la red de distribución.	106
Cuadro N° 22: Resumen de costos WaterCad de diseño de la red de distribución.	107
Cuadro N° 23: Determinación de la prueba T para comparación de costos ...	109

ÍNDICE DE IMÁGENES

Imagen N° 01: Fuente de agua	51
Imagen N° 02: Fragmento del diseño de la red de distribución del centro poblado de Jayllihuaya.....	61
Imagen N° 03: Información estadística del total de los tramos	64
Imagen N° 04: Designación de caudales de demanda por nudos.	67
Imagen N° 05: Configuración del material y rugosidad.....	71
Imagen N° 06: Configuración de restricciones de presiones.	72
Imagen N° 09: Designación de restricciones de velocidades a los tramos	74
Imagen N° 10: Configuración de los diámetros.	74
Imagen N° 11: Plano regulador del centro poblado de Jayllihuaya.....	78

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico N° 01: tendencia de población del C.P. jayllihuaya	52
Gráfico N° 02: Resultados de presiones de la red sin optimizar.	70
Gráfico N° 03: Resultados de velocidades de la red sin optimizar.	70
Gráfico N° 04: Confiabilidad de velocidades de la red sin optimizar.	71
Gráfico N° 05: Confiabilidad de Presiones de la red optimizada.....	76
Gráfico N° 06: Comparación de Presiones de la red optimizada con restricciones técnicas.....	76
Gráfico N° 07: Resultados de presiones de la red sin optimizar.	89
Gráfico N° 08: Resultados de velocidades de la red sin optimizar.	90
Gráfico N° 09: Confiabilidad de velocidades de la red sin optimizar.	90
Gráfico N° 10: Confiabilidad de Presiones de la red optimizada por zonificación.	92
Gráfico N° 11: Comparación de Presiones de la red optimizada con restricciones técnicas.....	92
Gráfico N° 12: Comparación de Velocidades de la red optimizada por zonificación con restricciones técnicas.....	93
Gráfico N° 13: Confiabilidad de velocidades de la red optimizada por zonificación.	94
Gráfico N° 14: Comparación de costos	96
Gráfico N° 15: Comparación de confiabilidad de las presiones finales	99
Gráfico N° 16: Comparación de confiabilidad de las velocidades finales.....	105
Gráfico N° 17: Diferencias entre costos en porcentaje	110

RESUMEN

La escasez de agua dulce está surgiendo como uno de los problemas más críticos que enfrenta la humanidad, la misma que ha sido llamado el “siglo del agua”. Los problemas relacionados con el abastecimiento de agua se incrementan y no permiten ver con claridad los efectos positivos de las estrategias de desarrollo impulsadas por nuestro gobierno. Motivo del trabajo es determinar la medida de optimización de las redes de distribución de agua con algoritmos genéticos en el servicio de agua potable del centro poblado de Jayllihuaya. El diseño óptimo de las redes de distribución de agua permanece como un problema que no se ha resuelto de una manera eficiente debido a su complejidad, sin embargo, su utilidad y beneficios lo mantienen como uno de los problemas más importantes dentro de la hidráulica. ¿Se podrá emplear algoritmos genéticos en el diseño de la red de distribución de agua potable optimizado, minimizando el costo y maximizando la confiabilidad de la misma cumpliendo con las restricciones técnicas y normativas? En los resultados de confiabilidad se ha obtenido en el diseño sin optimizar 0% en presiones y 4.34% en velocidades, para optimizado con proyección censal 81.71% en presiones y 3.88% en velocidades y optimizado con proyección por zonificación 95.01% en presiones y 21.09% en velocidades. El que presenta mayor confiabilidad es el diseño optimización con proyección por zonificación, dando como resultados de Tc, de 543.55 y 20.646 en presiones y de Tc de 6.804 y 9.569 en velocidades, respectivamente. De los diseños de las redes de distribución se ha encontrado que, el que presenta menor costo es el diseño sin optimizar con un costo de S/. 781,976.00, seguido del diseño optimizado con proyección censal con un valor de S/. 947.141.00, y el mayor costo lo tiene el diseño optimizado con proyección por zonificación con un valor de S/. 1'010,891.00. En los costos obtenidos manualmente y los obtenidos en el WaterCad con algoritmos genéticos no hay diferencia significativa. El encontrar la red de agua potable de menor costo, no garantiza encontrar un nivel de confiabilidad deseable, en la mayoría de los casos no se toma en cuenta la confiabilidad de la red de agua potable, de tal modo que las redes de mínimo costo presentan índices de confiabilidad muy bajos. Se concluye que la selección del diseño es la que tiene mayor confiabilidad.

Palabras clave: Agua potable, algoritmos, genéticos, población, redes.

INTRODUCCIÓN

La escasez del agua dulce está surgiendo como uno de los problemas más críticos de los recursos naturales que enfrenta la humanidad. El siglo XXI ha sido llamado el “Siglo del Agua”, unos 2,000 millones de habitantes en el mundo se enfrentan hoy con la escasez de agua, siendo esta la principal causa de que un 15% de la población mundial está desnutrida.

Nuestro planeta tierra ha venido perdiendo el equilibrio entre la cantidad de aguas utilizables y la demanda hasta el equilibrio entre el ecosistema y nuestra capacidad de coexistir con la naturaleza. El desequilibrio entre el volumen del agua utilizable disponible y la demanda para la misma no sólo ha llevado a escasez de agua sino también a otros serios problemas vinculados con el agua; uno de los más graves es que de 3 a 4 millones de personas mueren cada año a causa de enfermedades ocasionadas por la falta de agua potable, cada ocho segundos muere un niño por alguna enfermedad relacionada con el agua no apta para el consumo y debido a las malas condiciones de saneamiento e higiene. En América Latina, especialmente en países con economías dependientes como la nuestra, con una población rural sumida en la pobreza, con economías de subsistencia, altos niveles de desnutrición y falta de tecnologías adecuadas. Los problemas relacionados con el abastecimiento de agua se incrementan y no permiten ver con claridad los efectos positivos de las estrategias de desarrollo impulsadas por nuestros gobiernos.

Motivo del trabajo es determinar la medida de optimización de las redes de distribución de agua con algoritmos genéticos en el servicio de agua potable del centro poblado de Jayllihuaya.

Los resultados contribuirán al conocimiento de las efectivas acciones de planeamiento y elaboración adecuada de proyectos de abastecimiento de agua potable para mejorar las condiciones de vida en el centro poblado de esta parte del altiplano y que permanentemente se está por mejorar con métodos de optimización de tuberías para el abastecimiento de agua potable propias para nuestra realidad.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA, ANTECEDENTES Y OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La presente Investigación servirá para optimizar y minimizar los costos en la distribución de agua por el método de algoritmos genéticos, con un objetivo tradicional como es el costo del sistema, esta nos permite definir la proyección de demanda en el tiempo, que un sistema puede satisfacer y restringir la operativa considerada. Para hallar el costo del sistema solo se consideraron las tuberías, mas no se tomó en cuenta los accesorios.

El suministro de agua potable para una población urbana que está en crecimiento, así como para los centros poblados que se desarrollan en las áreas urbanas actualmente es una preocupación y conforme aumenta la población se crean nuevas necesidades y hacen que el consumo de agua sea cada vez mayor, por eso se debe proyectar el suministro hacia el futuro por sectores la distribución de redes de agua.

El diseño óptimo de las redes de distribución de agua permanece como un problema que no se ha resuelto de una manera eficiente debido a su

complejidad, sin embargo, su utilidad y beneficios lo mantienen como uno de los problemas más importantes dentro de la hidráulica.

El empleo de redes de distribución de agua a presión es común en nuestro entorno y su demanda cada vez mayor, diseñar estas redes es de gran importancia, pues ofrece una ventaja técnica y un análisis matemático previo, que nos proporciona una idea del funcionamiento a futuro del sistema además del costo por construcción.

Al diseñar un sistema de distribución a presión por este método se espera que el resultado final para realizar la obra sea lo más seguro, eficiente y económico. Para que este análisis cumpla al menos con dos de estas características (seguro y eficiente) recurrimos a diseños conservadores, y en consecuencia las inversiones por gastos en tubería (principalmente), accesorios, válvulas se elevan de acuerdo a los diámetros y espesores proporcionados en el mercado.

En consecuencia, se puede decir, que el problema de diseño óptimo-económico de redes de distribución de agua se centra en la elección de los diámetros como variable principal. En el centro poblado de Jayllihuaya, la población no cuenta con un buen servicio de agua potable, por la falta de Línea de Impulsión, Reservorio, líneas de Aducción, Ampliación e instalación de redes de distribución en las urbanizaciones, Muñoz Najjar, Urbanización el Porvenir, y las demás Urbanizaciones tienen pocas horas de dotación del servicio, esta investigación trata de optimizar el costos del sistema hidráulico en función a tipos de tubería y

la serviciabilidad a la población con algoritmos genéticos con el fin de mejorar el servicio y la calidad de vida de la población.

Por lo tanto, el estudio planteado intenta responder las siguientes preguntas.

1.1.1 Interrogante general del problema

¿Se podrá emplear algoritmos Genéticos el programa WaterCad en el diseño de la red de distribución de agua potable optimizado, minimizando el costo y maximizando la confiabilidad de la misma, cumpliendo con las restricciones técnicas y normativas?

1.1.2 Interrogantes específicos del problema

¿Se podrá tener resultados de confiabilidad, cumpliendo las restricciones técnicas y normativas de una red de distribución de agua potable sin optimizar y optimizado con el método de algoritmos genéticos?

¿Habrá diferencia significativa en la comparación de resultados de costos de una red de distribución de agua potable sin optimización y una red optimizada con el método de algoritmos genéticos?

¿Se podrá seleccionar el diseño considerando costos y confiabilidad del diseño de la red de distribución de agua?

1.2 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

El Gobierno central a través del Ministerio de Vivienda ha desarrollado la creación de proyectos de saneamiento integral pero casi siempre han tenido deficiencias en el diseño por la mala información recopilada de la zona a intervenir. No han tomado en cuenta los factores técnicos (población, caudales, diámetros de tuberías, potencia de bombas, capacidad de los reservorios,

presiones, clases de tuberías) y físicos (pendientes, suelos, clima, población) que podrían afectar en su funcionamiento.

Con el proyecto que se plantea se obtendrá la Optimización de la serviciabilidad en las zonas donde no cuentan con un buen servicio en tanto que tenga beneficio social y salud de la población.

En el Centro Poblado de Jayllihuaya en los últimos tiempos se viene perjudicando por el mal servicio de agua potable, el que causa enfermedades estomacales en la población por el consumo de aguas del sub suelo sin tratar. La solución que se plantea es la de optimizar y mejorar las redes de distribución que satisfaga a la población que no cuente con un buen servicio, tal vez la solución no será a la totalidad de la población, pero ayudara a mejorar el servicio y la calidad de vida.

1.3 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.3.1 Objetivo general

- Emplear Algoritmos Genéticos con el programa Water Cad en el diseño de la red de distribución de agua potable optimizando, minimizando el costo y maximizando la confiabilidad de la misma, cumpliendo con las restricciones técnicas y normativas.

1.3.2 Objetivos específicos

- Comparar los resultados de confiabilidad, cumpliendo las restricciones técnicas y normativas de una red de distribución de agua potable sin optimizar y optimizado con el método de algoritmos genéticos.
- Comparar los resultados de costos de una red de distribución de agua potable sin optimización y una red optimizada con el método de algoritmos genéticos.
- seleccionar el diseño considerando costos y confiabilidad del diseño de la red de distribución de agua.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO, MARCO CONCEPTUAL E HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN

2.1 MARCO TEÓRICO

2.1.1 Topografía

2.1.1.1 Levantamiento topográfico

Según **(Corral I, 2003)**, el objeto de un levantamiento topográfico es la determinación, tanto en planta como en altura, de puntos especiales del terreno, necesario para el trazado de curvas de nivel y para la construcción del mapa topográfico. El levantamiento topográfico de un terreno consiste en:

- Establecer sobre toda su extensión las redes de apoyo horizontal y vertical, constituidas por puntos representativos relacionados entre sí por mediciones tanto angulares como lineales de precisión relativamente alta.
- Situar todos los detalles que interesen, incluyendo los puntos antes citados, mediante mediciones de menor precisión apoyados en las estaciones principales.

El grado de precisión de cierta medida en un levantamiento topográfico depende del método y de los instrumentos empleados, así como de otras muchas circunstancias que intervienen en el desarrollo del trabajo. Lo mejor sería que

todas las mediciones se hicieran con gran precisión, pero desgraciadamente, a todo aumento de precisión corresponde un incremento, más que proporcional, de tiempo y de trabajo. Aquí resulta que debe procederse con el grado de precisión que requiera cada levantamiento, pero nunca mayor. Importa mucho, por consiguiente, conocer muy bien las causas y las clases de los errores, su efecto sobre las observaciones y instrumentos y métodos operatorios que deben emplearse para mantener tales errores dentro de los límites admisibles en cada caso. Ello supone, desde luego el conocimiento del uso que haya de hacerse del levantamiento.

2.1.1.2 Planimetría o red horizontal

Según **(Corral I, 2003)**, la planimetría de la población según información de la Región Puno, departamento de obras públicas se hizo por el método de cadena de triángulos, dejando hitos de concreto en los vértices de la triangulación, pudiéndose apreciar la ubicación de estas en el plano correspondiente.

2.1.1.3 Levantamiento para la línea de conducción

A la vez manifiesta **(Vierendel, 2005)**, los levantamientos para el tendido de tuberías de alta presión son de menor precisión que para las carreteras o ferrocarriles. Los factores que intervienen en esta clase de proyecto son la longitud total de cierta consideración, que en algunos casos permiten aplazar todo trabajo de campo hasta el momento de proceder a la construcción.

El procedimiento general consiste en levantar un itinerario en campo, después de elegir el trazado y tomar las cotas de las depresiones y las elevaciones del

terreno, no sólo a lo largo del itinerario en el cruce de corrientes de agua, que requieran obras especiales para su uso.

2.1.1.4 Perfil longitudinal

(Corral I, 2003) manifiesta que la operación de nivelar puntos situados a corta distancia entre sí, a lo largo de una alineación determinada se llama nivelación de un perfil.

2.1.1.5 Secciones transversales

Según (Corral V, 2003), estas son mayormente usadas en proyectos tales como, carreteras, ferrocarriles, canales de regadío, explanaciones, puesto que en este tipo de proyectos se realizan grandes movimientos de tierra, las secciones transversales sirven para efectuar la cubicación de las mismas con mayor exactitud, así como la determinación de taludes.

2.1.2 Abastecimiento de agua

2.1.2.1 Consumo

Según (Agüero R, 1997), el consumo es función de una serie de factores inherentes a la propia localidad que se abastece y varía de una ciudad a otra, así como podrá variarse de un sector de distribución a otro de una ciudad.

El consumo de agua de una población se estima en litros por persona por día, esta cantidad no se aplica a un día cualquiera, sino al promedio anual de consumo y se basa en la población total de la localidad.

2.1.2.2 Dotación de agua

Según (**Agüero R, 1997**), para poder determinar la dotación de agua de una determinada localidad, se estudia los factores importantes y principales que influyen en el consumo de agua las cuales son:

- **Nivel de vida de la población**

El consumo depende del grado cultural, condiciones económicas, industrialización, etc. En el caso del presente proyecto, tenemos una población que está en pleno desarrollo, ya que desde que fue considerado como urbano el estándar de vida de la población es mejor y por tanto el consumo de agua va en aumento según indica (**Corral I, 2003**).

- **Calidad y costo del agua**

Según (**Agüero R, 1997**), el hecho de que el agua sea de una buena calidad predispone a un mayor consumo de ella.

En cuanto se refiere al costo se comprobará que cuanto más bajo sea este el consumo es mayor, siendo más grande el desperdicio.

- **Tamaño de la población**

Según (**Agüero R, 1997**) el tamaño de la población determina el consumo del agua potable de acuerdo al desarrollo en que se encuentra, el estándar de vida, etc.

2.1.2.3 Presión de agua

Según (**Rocha A, 2007**) esta se debe tomar en cuenta por que no sólo aumenta el consumo sino también produce deterioros en las tuberías y válvulas por ser mayor el golpe de ariete, es así que la presión tiene dos factores influyentes:

- Cuando la presión es de 15 m a 30 m el consumo es mínimo.
- Cuando la presión es mayor el consumo aumenta debido a las filtraciones a través de los orificios que pueden existir en la red y que sabemos crece con la potencia $3/2$ de la presión, el golpe de ariete es mayor y las válvulas sufren más, por consiguiente, en la sierra la ubicación de los reservorios se hace en las partes más altas de los pueblos debido a que por su topografía se tiene presiones altas en la partes bajas las cuales generan filtraciones a través de los orificios con el consiguiente aumento del consumo.

2.1.2.4 Pérdida y desperdicios en la red

El mal uso del agua va a producir desperdicios y son producidos casi siempre en las viviendas particulares, el daño se acentúa más en los pueblos cuyos habitantes tienen un grado de cultura bajo y para conseguir un grado mínimo de pérdida en la red se debe hacer un buen diseño y tendido del sistema de agua potable de la población según indica **(Rocha A, 2007)**.

2.1.2.5 Variación del consumo

(Agüero R, 1997) indica que en un sistema público de abastecimiento de agua, el consumo de agua durante el año no es el mismo, variando de acuerdo a las estaciones de un año a otro, un mes a otro, de una hora a otra; siendo las causas de estas variaciones de consumo los cambios climáticos, la altura sobre el nivel del mar, régimen de vida de los pobladores, etc.

Hay meses en que el consumo de agua es mayor, en los países tropicales, sobre todo en los meses de verano; por otro lado, dentro de un mismo mes existe días en que el consumo de agua llega a valores mayores sobre los demás, en lugares donde el invierno es muy duro (frío) como en el presente caso se llega a valores altos de consumo, con el objeto de impedir la congelación de las aguas en las cañerías.

- **Variaciones diarias del consumo**

Según **(Rocha S, 2006)**, estas son es función de las variaciones climatológicas y está referida a la curva de variación promedio anual, así para el máximo consumo diario, los valores fluctúan entre 120% y 150% y para el mínimo oscila entre 80% y 90% del promedio diario anual; para ciudades pequeñas como la del presente proyecto, el máximo diario es el factor determinante para el diseño de las obras de captación, línea de conducción, reservorio, planta de tratamiento y desarenador.

Para el futuro crecimiento de la ciudad (2029) se fijará para el día de máximo consumo el 130% del promedio anual, la curva de variación de consumo diario para la población decrecerá y aumentará para los meses de abril a agosto y setiembre a marzo, respectivamente.

- **Variaciones horarias**

Según **(Rocha S, 2006)** son aspectos que se refieren a las variaciones que sufre el consumo durante las horas del día, dependiendo esta de los hábitos creados en los habitantes de un pueblo.

Por las variaciones de uso y costumbres de los habitantes de la población, la variación horaria es menor, debido a la compensación de consumo que se produce en ciudades grandes, en cambio en pequeñas ciudades como la del proyecto, los pobladores tienen las mismas costumbres produciendo variaciones máximas, teniendo lugar del siguiente modo; durante la noche la población duerme entre las 9 de la noche y 5 horas de la madrugada del día siguiente, entonces el sistema tiene un consumo sólo por pérdidas en las instalaciones a excepción de los meses y días en que se registran bajas temperaturas donde se tendrán un consumo mayor por desperdicio del agua ya que se dejará abiertos los grifos para evitar el congelamiento del agua en las cañerías entre las 23 ½ y 4 horas de la madrugada, horas en que se presenta la helada y por tanto se registran las mínimas temperaturas, a partir de aproximadamente las 5 am la gente empieza sus actividades cotidianas incrementando como es lógico el consumo, alcanzando las máximas variaciones al medio día entre las 11 y 14 horas, que coinciden con la hora en que todos los habitantes almuerzan, luego se produce un ascenso y descenso no exagerado hasta alcanzar otro pico entre las 18 y 19 horas, desde luego inferior a la del medio día coincidiendo con la hora de la comida, después la curva va descendiendo hasta cumplir el ciclo del día.

- **Consumo máximo diario**

Durante estos periodos se registró un día de consumo máximo, el cual debió ser satisfecho por el acueducto. Al extender estas variaciones a todo un año, podemos determinar el día más crítico (máxima demanda) que debe necesariamente ser satisfecha, ya que de lo contrario originaría situaciones

deficitarias, para el sistema; éste corresponde a la definición dada para el sistema.

2.1.3 ABASTECIMIENTO

2.1.3.1 Fuentes existentes

Según **(Agüero R. 1997)** del agua que cae sobre la superficie del terreno, una parte escurre inmediatamente, reuniéndose en corrientes de agua, tales como torrentes eventuales, o constituyendo avenidas, parte se evapora en el suelo o en las superficies del agua y parte se filtra en el terreno. De esta última, una parte la recoge la vegetación y transpira por las hojas, otra correrá a través del suelo para emerger otra vez y formar manantiales y corrientes que fluyen en tiempo seco.

Según **(Rocha, S. 1996)** el sistema de abastecimiento constituye la parte más importante del acueducto y no debe ni puede concebirse un buen proyecto si previamente no hemos definido y garantizado fuentes capaces para abastecer a la población futura del diseño.

2.1.3.2 Aforos

Según **(Agüero R, 1997)** se llama así a las diferentes informaciones que se obtienen sobre el caudal de una determinada fuente de abastecimiento, estas son generalmente el promedio de varias medidas.

2.1.3.3 Captación

(Agüero R, 1 997) la fuente de abastecimiento en forma directa o con obras de regulación deberá asegurar el caudal máximo diario.

Según (Rocha, S. 1993) será dependiente del tipo de fuente y de las características particulares. Su diseño será ajustado a las características de la fuente.

2.1.3.4 Línea de conducción

Según (Agüero R, 1997) transporta el agua desde la cámara de captación hasta el reservorio de almacenamiento.

A la vez manifiesta (Vierendel, 2005), el transporte de agua que conecta la captación con la estación de depuración o tanque de almacenamiento, se hace mediante una línea de conducción.

Como la captación se encuentra en un nivel más alto que el del reservorio, la energía que haga circular el agua será la gravedad; además la línea de conducción de calculará para el día de máximo consumo.

Según (Rocha S, 1996) es la tubería que conduce agua desde la obra de captación hasta el estanque de almacenamiento, debe satisfacer condiciones de servicio para el día de máximo consumo, garantizando de esta manera la eficiencia del sistema. Ello puede verse afectado además por situaciones topográficas que permitan una conducción por gravedad o que, por el contrario,

precisen de sistemas de bombeo. En cada caso, el diseño se hará de acuerdo a criterios para estas diferentes condiciones, afectados o no por el tiempo de bombeo.

2.1.3.5 Línea de aducción

Según **(Agüero R, 1993)** la línea de aducción transporta el agua desde el reservorio de almacenamiento hasta el inicio de la red de distribución.

2.1.3.6 Tipos de tuberías

Según **(Rocha S, 2007)** existen diferentes tipos de tuberías las cuales estudiaremos considerándolos como alternativas de solución para usarlos en la línea de conducción como son:

- Tubos de fundición
- Tubos de acero recubiertos de hormigón
- Tubos de acero y hierro fundido
- Tubos de hormigón armado
- Tubos de plástico
- Tubos de fibro –cemento

2.1.4 REDES DE DISTRIBUCIÓN

Según R. Agüero Pittman (1997), la red de distribución es el conjunto de tuberías de diferentes diámetros, válvulas, grifos y demás accesorios cuyo origen está en el punto de entrada al pueblo.

Según Vierendel (2005). La red de distribución es el conjunto de tuberías que partiendo del reservorio de distribución y siguiendo su desarrollo por las calles de la ciudad sirven para llevar el agua potable al consumidor. Forman parte de la red de distribución accesorios como válvulas, hidrantes, reservorios reguladores ubicados en diversas zonas.

Según Gustavo R. Mijares (1977). El diseño de la red de distribución depende de la topografía, de la viabilidad y de la ubicación de las fuentes de abastecimiento y del estanque, puede determinarse el tipo de red de distribución según:

- **Tipo Ramificado**

Son redes de distribución constituidas por un ramal troncal y una serie de ramificaciones o ramales que pueden constituir pequeñas mallas, o constituidos por ramales ciegos. Este tipo de red es utilizado cuando la topografía es tal que dificulta, o no permite la conexión entre ramales. También puede originarse por el desarrollo lineal a lo largo de una vía principal o carretera, donde el diseño más conveniente puede ser una arteria central con una serie de ramificaciones para dar servicio a algunas calles que han crecido convergiendo a ella.

- **Tipo mallado**

Son aquellas redes constituidas por tuberías intermedias formando mallas. Este tipo de red de distribución es el más conveniente y tratara siempre de lograrse mediante la interconexión de las tuberías, a fin de crear un circuito cerrado que permita un servicio más eficiente y permanente.

2.1.4.1 Determinación de las presiones máximas y mínimas

El Reglamento Nacional de Edificaciones en lo que se refiere a presiones fija: las presiones máximas y mínimas en la red de distribución serán de 50 m y 15 m de columna de agua, respectivamente. En localidades urbanas pequeñas podrá admitirse una presión mínima de 10m de columna de agua, en casos debidamente justificados. Las presiones también admisibles también están en relación al material de la tubería. A continuación, se presenta la tabla N° 01 en la que se muestra las presiones máximas según la clase de la tubería.

Tabla N° 01: Tipos de clases de una tubería

CARACTERÍSTICA TÉCNICAS DE LAS TUBERÍAS PARA PRESIÓN NTP-ISO-4422			
CLASE	PRESIÓN MÁXIMA DE PRUEBA (m)	PRESIÓN MÁXIMA DE TRABAJO (m) A 20° C	FACTOR DE SEGURIDAD
5	50	35 (3.5 bar)	1.4
7.5	75	50 (5 bar)	1.5
10	105	70 (7 bar)	1.5
15	150	100 (10 bar)	1.5

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

2.1.4.2 Diseño de la red

Según **(Castillo A, 2004)** para el diseño de la red se ha tomado como factor importante las pendientes y velocidades, por las razones siguientes:

- Las velocidades pequeñas ocasionan sedimentación constante que no deja circular las aguas negras.
- Las velocidades grandes originan por el flujo rápido, desgaste en las tuberías
- El dimensionamiento del sistema alcantarillado se hará para la conducción de los caudales máximos, con una altura de flujo de 75% del diámetro de la tubería.

2.2 MARCO CONCEPTUAL

2.2.1 Manantiales

Los manantiales son aguas subterráneas que afloran a la superficie en forma de lugares húmedos. Se puede originar por aguas descendentes o aguas ascendentes. En el primer caso el agua corre sobre un estrato impermeable inclinado, hasta que alguna depresión hace que el estrato quede al descubierto, dando lugar al manantial. En el segundo caso el agua confinada entre dos estratos impermeables asciende a presión hasta la superficie por alguna grieta o falla del terreno. En la zona de afloramiento están expuestos a contaminación, por lo que deben ser convenientemente protegidos.

En este caso se ha considerado el manantial que tiene más caudal de los que se dispone el dato del aforo en época seca. Los resultados para cada una de las cuencas se reflejan en la siguiente tabla.

Tabla N° 02: Disponibilidad de agua en época seca de los manantiales.

Manantial	Mes	Unidad	Alta	Media	Baja
Manante 01	Marzo	l/s	4.50		
	Abril	l/s		4.25	
	Mayo	l/s		4.01	
	Junio	l/s		3.90	
	Julio	l/s		3.88	
	Agosto				

Fuente: Elaboración propia

Comparando estos resultados con los cálculos de la demanda del centro poblado, se concluye que existe la posibilidad de lograr un abastecimiento óptimo, considerando el crecimiento a 20 años y la dotación óptima de 50 lpd, a partir de los manantiales de la zona.

2.2.2 Disposiciones específicas para diseño

Saldarriaga, G. 1998, establece los criterios y disposiciones específicas para el diseño de proyectos de agua potable tal como se describe a continuación:

2.2.2.1 Caudal de diseño

La red de distribución se calculará con la cifra que resulte mayor al comparar el gasto máximo horario con la suma del gasto máximo diario más el gasto contra incendios para el caso de habilitaciones en que se considere demanda contra incendio.

2.2.2.2 Análisis hidráulico

Las redes de distribución se proyectarán, en principio, en circuito cerrado formando malla. Su dimensionamiento se realizará en base a cálculos hidráulicos que aseguren caudal y presión adecuada en cualquier punto de la red.

Para el análisis hidráulico del sistema de distribución, podrá utilizarse el método de Hardy Cross o cualquier otro equivalente.

Para el cálculo hidráulico de las tuberías, se utilizarán fórmulas racionales. En caso de aplicarse la fórmula de Hazen y Williams, se utilizarán los coeficientes de fricción que se establecen en la tabla N° 03. Para el caso de tuberías no contempladas, se deberá justificar técnicamente el valor utilizado.

Tabla N° 03: Coeficientes de fricción “C” en la fórmula de Hazen y Williams

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 dúctil con revestimiento	140
Hierro galvanizado	100
Polietileno	140
Poli(cloruro de vinilo) (PVC)	150

Fuente: RNE

2.2.2.3 Diámetro mínimo

El diámetro mínimo será de 75 mm para uso de vivienda y de 150 mm de diámetro para uso industrial.

En casos excepcionales, debidamente fundamentados, podrá aceptarse tramos de tuberías de 50 mm de diámetro, con una longitud máxima de 100 m si son alimentados por un solo extremo ó de 200 m si son alimentados por los dos extremos, siempre que la tubería de alimentación sea de diámetro mayor y dichos tramos se localicen en los límites inferiores de las zonas de presión.

En los casos de abastecimiento por piletas el diámetro mínimo será de 25 mm.

2.2.2.4 Velocidad

La velocidad máxima será de 3 m/s.

En casos justificados se aceptará una velocidad máxima de 5 m/s.

2.2.2.5 Presiones

La presión estática no será mayor de 50 m en cualquier punto de la red. En condiciones de demanda máxima horaria, la presión dinámica no será menor de 10 m. En caso de abastecimiento de agua por piletas, la presión mínima será 3.50 m a la salida de la pileta.

2.2.2.6 Válvulas

La red de distribución estará provista de válvulas de interrupción que permitan aislar sectores de redes no mayores de 500 m de longitud.

Se proyectarán válvulas de interrupción en todas las derivaciones para ampliaciones.

Las válvulas deberán ubicarse, en principio, a 4 m de la esquina o su proyección entre los límites de la calzada y la vereda.

Las válvulas utilizadas tipo reductoras de presión, aire y otras, deberán ser instaladas en cámaras adecuadas, seguras y con elementos que permitan su fácil operación y mantenimiento.

Toda válvula de interrupción deberá ser instalada en un alojamiento para su aislamiento, protección y operación.

Deberá evitarse los “puntos muertos” en la red, de no ser posible, en aquellos de cotas más bajas de la red de distribución, se deberá considerar un sistema de purga.

2.2.2.7 Hidrantes contra incendio

Los hidrantes contra incendio se ubicarán en tal forma que la distancia entre dos de ellos no sea mayor de 300 m.

Los hidrantes se proyectarán en derivaciones de las tuberías de 100 mm de diámetro o mayores y llevarán una válvula de interrupción.

2.2.3 Datos básicos de diseño

2.2.3.1 Levantamiento topográfico

La información topográfica para la elaboración de proyectos incluirá:

- Plano de lotización con curvas de nivel cada 1 m indicando la ubicación y detalles de los servicios existentes y/o cualquier referencia importante.
- Perfil longitudinal a nivel del eje de vereda en ambos frentes de la calle y en el eje de la vía, donde técnicamente sea necesario.
- Secciones transversales: mínimo 3 cada 100 metros en terrenos planos y mínimo 6 por cuadra, donde exista desnivel pronunciado entre ambos frentes de calle y donde exista cambio de pendiente. En todos los casos deben incluirse nivel de lotes.
- Perfil longitudinal de los tramos que sean necesarios para el diseño de los empalmes con la red de agua existente.
- Se ubicará en cada habilitación un BM auxiliar como mínimo y dependiendo del tamaño de la habilitación se ubicarán dos o más, en puntos estratégicamente distribuidos para verificar las cotas de cajas condominiales y/o buzones a instalar.

2.2.3.2 Suelos

Se deberá contemplar el reconocimiento general del terreno y el estudio de evaluación de sus características, considerando los siguientes aspectos:

- Determinación de la agresividad del suelo con indicadores de pH, sulfatos, cloruros y sales solubles totales.
- Otros estudios necesarios en función de la naturaleza del terreno, a criterio del consultor.

2.2.3.3 Población

Se deberá determinar la población de saturación y la densidad poblacional para el periodo de diseño adoptado.

La determinación de la población final de saturación para el periodo de diseño adoptado se realizará a partir de proyecciones, utilizando la tasa de crecimiento por distritos establecida por el organismo oficial que regula estos indicadores. En caso no se pudiera determinar la densidad poblacional de saturación, se adoptará 6 hab/lote.

2.2.3.4 Dotación

La dotación promedio diaria anual por habitantes será la establecida en las normas vigentes.

2.2.3.5 Coeficientes de variación de consumo

Los coeficientes de variación de consumo referidos al promedio diario anual de las demandas serán los indicados en la norma vigente.

2.2.3.6 Caudal de diseño para sistemas de agua potable

Se determinarán para el inicio y fin del periodo de diseño. El diseño del sistema se realizará con el valor correspondiente al caudal máximo horario futuro.

2.2.4 Criterios de diseño

2.2.4.1 Componentes del sistema condominiales de agua potable

El sistema condominiales de agua estará compuesto por:

- Tubería principal de agua potable

Se denomina así al circuito de tuberías cerrado y/o abierto que abastece a los ramales condominiales. Su dimensionamiento se efectuará sobre la base de cálculos hidráulicos, debiendo garantizar en lo posible una mesa de presiones paralela al terreno. El valor del diámetro nominal de la tubería principal será como mínimo 63 mm.

- Ramal condominial de agua

Circuito cerrado y/o abierto de tuberías, encargada del abastecimiento de agua a los lotes que conforman el condominio. Su dimensionamiento se efectuará sobre la base de cálculos hidráulicos, debiendo garantizar en lo posible una mesa de presiones paralela al terreno. El valor mínimo del diámetro efectivo del ramal condominial será el determinado por el cálculo hidráulico. Cuando la fuente de abastecimiento es agua subterránea, se adoptará como diámetro nominal mínimo 1 1/2".

2.2.4.2 Cálculo hidráulico

Para el dimensionamiento de las tuberías pertenecientes al sistema condominial de agua potable (tubería principal y ramales) se aplicarán fórmulas racionales. En caso de utilizar la fórmula de Hazen-Williams se aplicarán los valores para C establecidos en la presente norma.

2.2.5 Partes que componen un sistema de abastecimiento de agua

2.2.5.1 Captaciones

Las captaciones o presas tienen el fin de recoger el agua para llevarla a un tanque de almacenamiento o directamente al sistema de distribución.

Las captaciones varían en su forma de construcción, bien por la topografía del terreno o por el tipo de sistema, por lo que pueden ser: captaciones abiertas o cerradas.

- **Captaciones abiertas:** Presa construida dentro de un río o quebrada, algunas veces la presa toma toda el agua de la fuente, otra sólo toma una parte que es lo que se necesita para el sistema.
- **Captaciones cerradas:** presa construida en una vertiente o nacimiento.
- **Captación por pozos:** es la captación de aguas subterráneas por medio de la perforación o excavación de pozos. El agua es sacada, recogida y elevada a un tanque de almacenamiento por diferentes métodos, como la bomba eléctrica, molino de viento, etc.

2.2.5.2 Línea de conducción: (línea aductora y de impelencia)

Es la red de cañería o tubería, que transporta el agua de la captación a un tanque de almacenamiento.

Se llama **línea aductora** a la tubería que une la captación de agua con el tanque de almacenamiento, donde el tanque está a una altura menor que la presa, pues es un sistema por gravedad.

2.2.5.3 Tanque de almacenamiento

Llamado también tanque de distribución o reservorio, que sirve para almacenar el agua y poderla distribuir a toda la comunidad. Se construyen en la parte más alta de la comunidad para que así el agua baje por gravedad. Algunos tanques se construyen sobre la superficie del terreno, otros sobre torres de concreto o de estructura metálica, a fin de elevarlos para que el agua alcance una altura adecuada para su distribución.

El tanque o depósito asegura que exista suficiente cantidad de agua en horas de mayor demanda, además sirve para tener reserva de agua al existir algún problema en la línea de conducción.

2.2.5.4 Red de distribución

Es la tubería que va desde el pegue de la línea de conducción hasta las conexiones domiciliarias la red de distribución la forman tuberías de menor diámetro, partiendo de estas las tomas domiciliarias y/o los puestos públicos (llena cantaros).

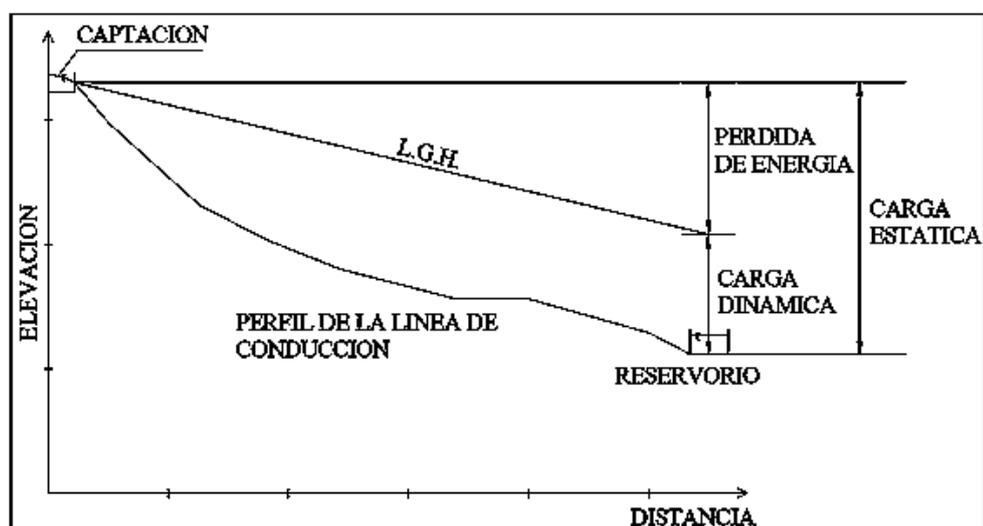
2.2.5.5 Conexión domiciliar

Es la parte final de un sistema de abastecimiento. Consta de un tramo de tubería que une la red de distribución con la llave o chorro dentro del domicilio o en algunos casos llena cántaros.

2.2.6 Carga estática y dinámica

La carga estática máxima aceptable será de 50 m y la carga dinámica mínima será de 1 m.

Figura N° 01. Cargas estática y dinámica de la línea de conducción



Fuente: Imagen del libro de Abastecimiento de agua, Agüero, 1997

2.2.7 Algoritmo Genético

Un algoritmo es una serie de pasos organizados que describe el proceso que se debe seguir, para dar solución a un problema específico. En los años 1970, de la mano de John Henry Holland, surgió una de las líneas más prometedoras de la inteligencia artificial, la de los algoritmos genéticos. Son llamados así porque se inspiran en la evolución biológica y su base genético-molecular. Estos algoritmos hacen evolucionar una población de individuos sometiéndola a

acciones aleatorias semejantes a las que actúan en la evolución biológica (mutaciones y recombinaciones genéticas), así como también a una Selección de acuerdo con algún criterio, en función del cual se decide cuáles son los individuos más adaptados, que sobreviven, y cuáles los menos aptos, que son descartados. Es incluido dentro de los algoritmos evolutivos, que incluyen también las estrategias evolutivas, la programación evolutiva y la programación genética. Dentro de esta última se han logrado avances curiosos: Un algoritmo genético es un método de búsqueda dirigida basada en probabilidad. Bajo una condición muy débil (que el algoritmo mantenga elitismo, es decir, guarde siempre al mejor elemento de la población sin hacerle ningún cambio) se puede demostrar que el algoritmo converge en probabilidad al óptimo. En otras palabras, al aumentar el número de iteraciones, la probabilidad de tener el óptimo en la población tiende a 1 (uno).

2.2.8 WaterCAD

Bentley WaterCAD es un software comercial de análisis, modelación y gestión de redes a presión (sistemas de distribución o de riego), propiedad de la Empresa de Software Bentley Systems, Incorporated que produce soluciones para el diseño, construcción y operación de infraestructuras en diversos campos. WaterCAD permite la simulación hidráulica de un modelo computacional representado en este caso por elementos tipo: Línea (tramos de tuberías), Punto (Nodos de Consumo, Tanques, Reservorios, Hidrantes) e Híbridos (Bombas, Válvulas de Control, Regulación, etc.) El software cuyo algoritmo de cálculo se basa en el método del Gradiente Hidráulico, permite el análisis hidráulico de redes de agua (aunque puede usarse para cualquier fluido newtoniano)

determinando las presiones en diversos puntos del sistema, así como los caudales, velocidades, pérdidas en las líneas que conforman la red hidráulica; así como otros muchos parámetros operativos derivados de los elementos presentes en el sistema como: Bombas, Válvulas de Control, Tanques, etc. a partir de las características físicas del sistema y unas condiciones de demanda previamente establecidas. WaterCAD además permite extender sus capacidades a temas de gestión a largo plazo de sistemas de abastecimiento incluyendo: análisis de vulnerabilidad, análisis de protección contra incendio, estimación de costos energéticos, calibración hidráulica, optimización, etc.

Este programa adicional a las herramientas convencionales para el análisis y modelación de redes a presión, cuenta con herramientas de productividad en los procesos de gestión de datos, construcción de modelos a partir de archivos externos, extracción de elevaciones, asignación de demandas a partir de técnicas de análisis espacial, preparación y gestión de escenarios, cálculos hidráulicos complementarios, gestión operativa y preparación de reportes y planos. Asimismo, el software ofrece diversas opciones para visualización de resultados como reportes tabulares, perfiles, gráficos de variación temporal, anotaciones y codificación por color, etc.

2.2.9 Optimización

Debido a esta necesidad, de conocer el comportamiento hidráulico de los sistemas de distribución de agua, en el transcurso del tiempo, ha evolucionado la hidráulica de redes. Desde teorías para resolver un sistema cerrado de redes

(Método de Hardy Cross – 1936) hasta técnicas para optimizar el diseño y operación de los sistemas. Siendo una de ellas, la modelación hidráulica, técnica para el análisis hidráulico y calidad de agua, cuya interpretación de resultados la usaremos para planificar, diseñar y operar redes.

La optimización partiendo de las características topológicas, topográficas y ciertas características físicas (materiales, ubicación de los accesorios/coeficiente de perdidas menores) e hidráulica (caudales demandados y presiones mínimas en los nodos) de una red de acueductos determina, encontrar la combinación de diámetros de los tubos de la red que lleve el caudal demandado especificado a todos los nodos de la red con no menos de la presión mínima específica a priori que sea de mínimo costo según los criterios de diseño.

La optimización es posible gracias a la capacidad de utilizar algoritmos genéticos la misma que permiten llegar a una solución mucho más ajustada con una combinación de parámetros adecuada.

Si la función a optimizar tiene muchos máximos/mínimos locales se requirieran más iteraciones del algoritmo para asegurar el máximo/mínimo global.

Si la función a optimizar contiene varios puntos muy cercanos en valor al óptimo, solamente podemos asegurar que encontraremos uno de ellos (no necesariamente el óptimo)

2.2.10 Algoritmos Genéticos dentro de problemas de optimización

Los Algoritmos Genéticos constituyen, en un problema de optimización, un método de búsqueda ordenada por el espacio de solución. Es decir, los algoritmos genéticos, no garantizan de ninguna manera el encontrar el mínimo global y, ni siquiera, los mínimos Locales de una función determinada. Simplemente estos algoritmos van buscando por el espacio de solución localizado los individuos de cada generación progresivamente más cercana de los mínimos (locales o globales de la función de costo. Es de esperar que después de un número razonable de generaciones se encuentre una solución cuyo valor en la función de costo sea relativamente bajo, o se halle relativamente cerca al mínimo.

Aunque lo anterior muestre que los algoritmos genéticos no son formalmente algoritmos de optimización, su eficiencia como tal se ha visto comprobada tanto por la resolución efectiva de diversos problemas desde su desarrollo (para ver algunos ejemplos referirse a como por el éxito que han tenido como mecanismo de optimización dentro de los sistemas biológicos).

2.3 HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN

2.3.1 Hipótesis general

- Al emplear Algoritmos Genéticos con el programa Waterd Cad en el diseño de la red de distribución de agua potable optimizará, minimizando el costo mínimo económico y maximizando la confiabilidad de la misma en un 95%, cumpliendo con las restricciones

técnicas y normativas de las presiones mínimas y velocidades con respecto a la tubería.

2.3.2 Hipótesis específicas

- Al comparar los resultados de confiabilidad, cumpliendo con las restricciones técnicas y normativas de la red de agua potable sin optimizar y optimizada con el método de algoritmos genéticos habrá diferencia significativa.
- Al comparar los resultados de costos de la red de distribución de agua potable sin optimización y una red optimizada con el método de algoritmos genéticos en los cálculos matemáticos hay diferencia significativa.
- Las redes diseñadas por optimización presentaran mejor selección en comparación con los diseños sin optimizar

CAPÍTULO III

MÉTODO DE INVESTIGACIÓN

3.1 INTRODUCCIÓN

El trabajo de investigación, corresponde al método analítico descriptivo, donde las unidades de análisis son identificadas y descritas para explicar e interpretar sistemáticamente el hecho, sus formas de operaciones, recogiendo datos sobre las situaciones ocurridas con el objeto de examinarlos, analizarlos, describirlos y explicar los detalles y con ello determinar su incidencia y características de la investigación.

El procedimiento para implementar la metodología de la optimización de redes de distribución de agua potable consideró todas las variables de restricciones.

A continuación, se presenta la secuencia y los métodos que se emplearon en el proceso de ejecución del proyecto.

3.2 TRABAJOS PRELIMINARES

3.2.1 Sondeo y consulta popular

Un sondeo rápido a los habitantes del centro poblado de Jayllihuaya nos permitió identificar la deficiencia de abastecimiento de agua potable la que fue

corroborada por las autoridades del centro poblado y el alcalde de la municipalidad distrital de Jayllihuaya quienes justificaron esta problemática a la falta de financiamiento para la elaboración y ejecución de proyecto de agua potable.

Posteriormente en coordinación con las autoridades distritales se procedió a proponer y brindar la información correspondiente del proyecto a los pobladores de Jayllihuaya en una consulta popular, lográndose una aprobación unánime donde se asumió el compromiso de elaborar el proyecto de agua potable en forma: ad-honoren. Luego se procedió a fijar un cronograma de trabajo a fin de recopilar los datos topográficos del centro poblado, número de beneficiarios, la ubicación y el caudal a usarse, etc.

3.2.2 Definición del área de estudio

En esta fase se determinó el ámbito de estudio del proyecto, su extensión y sus límites, dentro del cual será implementado el abastecimiento óptimo de agua potable. En el caso de este proyecto se ha definido como el área de estudio, las urbanizaciones el Porvenir y Muñoz Najar correspondiente al centro poblado de Jayllihuaya, que corresponde al distrito de Puno, provincia de Puno departamento Puno.

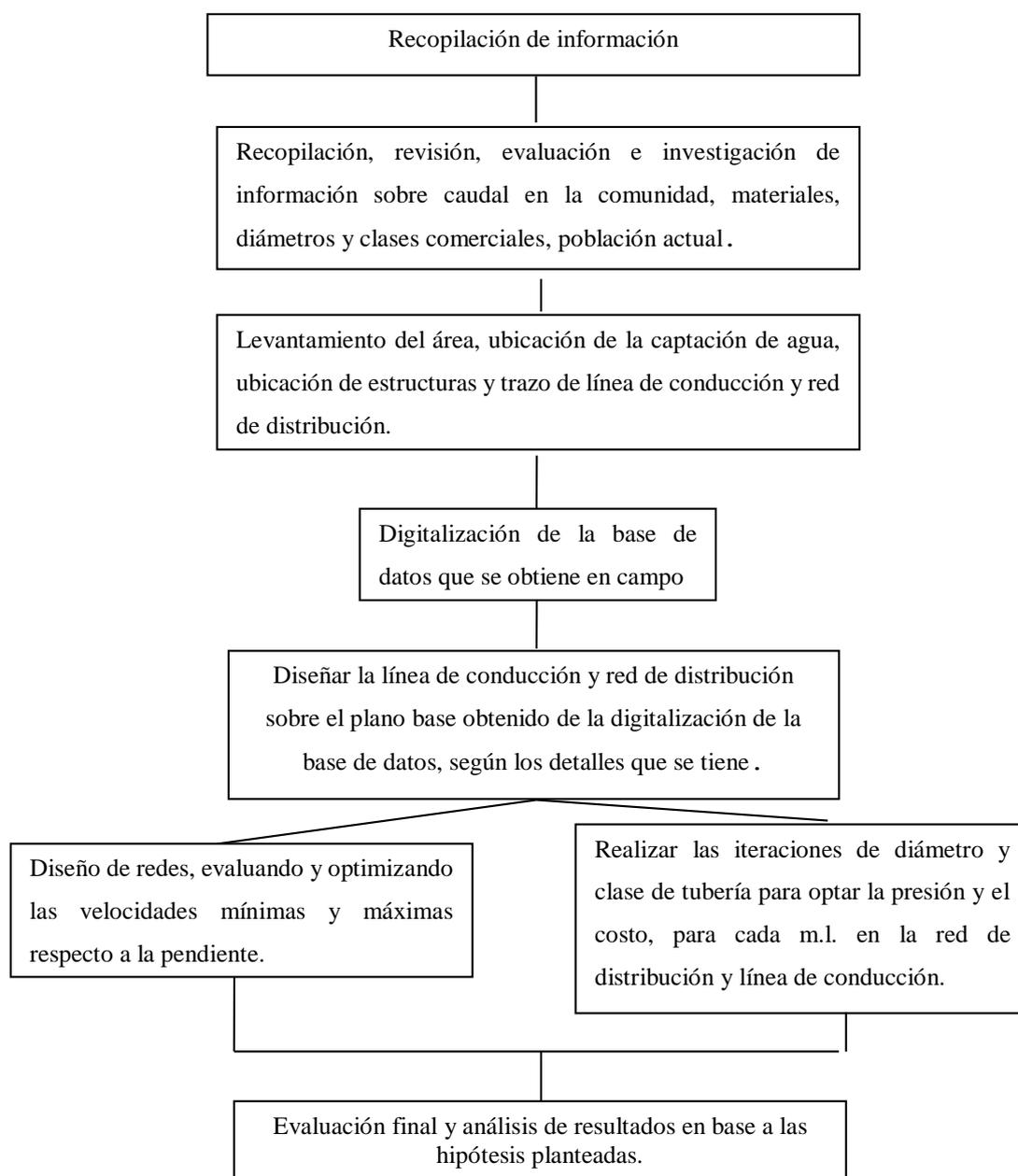
3.2.3 Recopilación de la información existente

En esta etapa, se acudió a los diferentes tipos de información existente del ámbito del proyecto acerca del recurso agua, así como a, publicaciones bibliográficas, trabajos de investigación, experimentos y algunos reportes e

informes acerca de este recurso, lo que sirvió como base de información alfanumérica en la elaboración del proyecto planteado.

Por otra parte, también se acudió a la información gráfica existente como, planos topográficos, planos hidrológicos, hojas catastrales, cartas nacionales e imágenes satelitales obtenidas a través de la percepción remota.

El estudio se procederá de la siguiente forma:



3.2.4 Reconocimiento del terreno

Consistió en el recorrido “in situ” del ámbito de estudio, para así tener una idea más clara del territorio en los diferentes aspectos tales como, disponibilidad de los recursos hídricos, uso actual de los suelos, vías de comunicación, geomorfología, actividades socioeconómicas y otros, que sirvió para un mejor planeamiento en la ejecución del proyecto que se muestra en la foto.

Imagen N° 01: Fuente de agua



3.3 DIMENSIONAMIENTO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

Según G. Rivas M. (1977), en el dimensionamiento de una red de distribución mallada se trata de encontrar los gastos de circulación en cada tramo, para lo cual se puede realizar con metodologías apoyadas de los siguientes procedimientos para determinar la hipótesis estimada de gasto:

- En función al crecimiento poblacional para el periodo de crecimiento considerado.
- En función de la zonificación y el plano regulador.

3.4 EN FUNCIÓN AL CRECIMIENTO POBLACIONAL (CENSAL)

3.4.1 Población de estudio

3.4.1.1 Población Actual

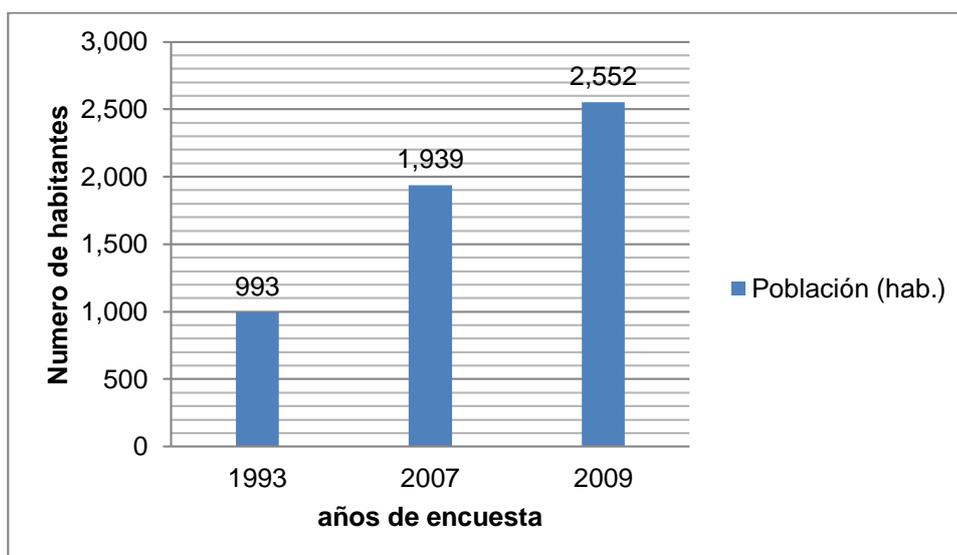
La población actual de Jayllihuaya está referida a los datos censales realizados en los años 1993 y 2007 e informaciones de encuestas municipales realizados los años 2009 y 2012. A continuación, se presenta la información recopilada:

Cuadro Nº 01: Datos censales y encuestas municipales del C.P. Jayllihuaya

Año	Población	Fuente
1993	993	INEI
2007	1,939	INEI
2009	2,552	Municipalidad

Fuente: INE, municipalidad de Jayllihuaya

Gráfico Nº 01: tendencia de población del C.P. jayllihuaya



Fuente: INEI

3.4.1.2 Población Futura

Para el cálculo de la población futura existen varios métodos que están basados sobre el crecimiento anterior de la población. Para este trabajo de investigación se consideró el método aritmético y de intereses simples.

a. Método aritmético

Este método se emplea cuando la población se encuentra en franco crecimiento.

$$P_f = P_0 + r(t - t_0)$$

Dónde:

P_f = Población a calcular

P_0 = Poblacion inicial

r = Razon de crecimiento

t = Tiempo futuro

t_0 = Tiempo inicial

Primero se encontró la razón de crecimiento, utilizando la siguiente formula:

$$r = \frac{P_{i+1} - P_i}{t_{i+1} - t_i}$$

Cuadro N° 02: Razón de crecimiento de C.P. Jayllihuaya

Año	Población (hab.)	Crecimiento poblacional (r)
1993	993	
2007	1,939	67.57
2009	2,552	306.50
	r promedio	187.04

Fuente: INE, municipalidad de Jayllihuaya

La razón de crecimiento de $r = 187.04$

Para determinar la población futura debemos de proyectar. Primeramente, se proyectó para el año 2015 y luego para 20 años esto al 2035.

Reemplazando los datos en la formula se obtienen las siguientes poblaciones futuras:

$$P_f = P_o + r(t - t_o)$$

$$P_f = 2,552 + 187.04(2015 - 2009)$$

$$P_f_{2015} = 3,674$$

$$P_f_{2035} = 7,415$$

b. Método de intereses simples

De igual método, este método encontramos la población futura aplicando la siguiente formula:

$$P_f = P_o[1 + r(t - t_o)]$$

Dónde:

P_f = Población a calcular

P_o = Poblacion inicial

r = Razón de crecimiento

t = Tiempo futuro

t_o = Tiempo inicial

Donde la razón de crecimiento se encuentra con la siguiente formula:

$$r = \frac{P_{i+1} - P_i}{P_i(t_{i+1} - t_i)}$$

Cuadro N° 02: Razón de crecimiento de C.P. Jayllihuaya

Año	Población (hab.)	<i>r</i>
1993	993	
2007	1,939	0.068
2009	2,552	0.158
	r promedio =	0.076

Fuente: INE, municipalidad de Jayllihuaya

La razón de crecimiento es de $r = 7.6\%$

Para determinar la población futura debemos de proyectar para 20 años, esto es una proyección a los años 2015 y 2035.

Reemplazando los datos en la formula se obtienen las siguientes poblaciones futuras:

$$P_f = P_o[1 + r(t - t_o)]$$

$$P_f = 2,552[1 + 7.6/100(2015 - 2009)]$$

$$P_{f\ 2015} = 3,716$$

$$P_{f\ 2035} = 7,595$$

Se definirá la población futura del promedio de los dos resultados finales para el año 2035, a un valor de $P_{f\ 2035} = 7,505$ habitantes.

3.4.2 Demanda de agua

3.4.2.1 Estimación de consumo

Para la estimación del consumo se tiene los siguientes métodos:

a. Formula de planeación nacional

$$Consumo = \frac{LogP - 1.8}{0.014}$$

Reemplazando valores se tienen:

$$Consumo = \frac{Log(7,505) - 1.8}{0.014}$$

Consumo = 150.2 l/hab./día

b. Tablas de Vierendel

POBLACIÓN	CLIMA	
	FRIO	TEMPLADO
De 2,000 hab. A 10,000 hab.	120 l/hab./d	150 l/hab./d
De 10,000 hab. A 50,000 hab.	150 l/hab./d	200 l/hab./d
Más de 50,000 hab.	200 l/hab./d	250 l/hab./d

Fuente: libro de abastecimiento de agua y alcantarillado UNI - PERÚ

Consumo = 120 l/hab./d

c. Reglamento Nacional de Edificaciones

Se tiene 180 l/hab/d para clima frio y 220 l/hab/d en clima templado y cálido.

Consumo = 180 l/hab./d

Para una población pequeña como la de Jayllihuaya, no podemos diseñar los elementos de un sistema de agua potable, con la dotación según el RNE, ya que demandaría mayores costos. Por lo cual consideramos conservadores para nuestro diseño el promedio de estos tres.

$$\text{Consumo} = 150 \text{ l/hab./d}$$

3.4.2.2 Caudal de Diseño

Para diseñar la estructura, debemos de calcular el caudal apropiado, el cual debe de combinar las necesidades de la población de diseño y los costos de la construcción, para el caudal de diseño normalmente se tiene que calcular tres tipos de caudales: Caudal Promedio Diario Anual (Q_m), Caudal máximo diario (Q_{md}), Caudal máximo horario (Q_{mh}), las mismas que representan las variaciones de consumo.

a. Consumo Promedio Diario Anual (Q_m)

Es el caudal Medio, se obtiene de promediar un año de registro de consumo diarios, al no existir registro, se ha calculado aplicando la siguiente formula:

$$Q_m = \frac{\text{Dotación}(l/hab/d) * \text{población} (hab)}{86,400}$$

Reemplazado valor conocido se obtiene los siguientes resultados:

$$Q_m = \frac{150 \text{ l/hab/d} * 7,505 \text{ hab}}{86,400 \text{ s}}$$

$$Q_m = 13.014 \text{ l/s}$$

b. Caudal máximo diario (Q_{md})

Se presenta en el día con mayor demanda o consumo, y está representada por la siguiente fórmula:

$$Q_{md} = K_1 * Q_m$$

El R.N.E. propone un coeficiente de variación para máximos anuales de la demanda diaria (K_1) = 1.3

$$Q_{md} = 1.3 * 13.014 \text{ l/s}$$

$$Q_{md} = 16.92 \text{ l/s}$$

c. Caudal máximo horario (Q_{mh})

Es el consumo o demanda máxima en una hora que se presenta en un día durante un año. Está representada por la siguiente fórmula:

$$Q_{mh} = K_2 * Q_m$$

El R.N.E. propone un coeficiente de variación para máximos anuales de la demanda diaria (K_2) de:

$K_2 = 2.5$, para poblaciones de 2,000 a 10,000 hab.

$K_2 = 1.8$, para poblaciones mayores de 10,000 hab.

Asumiremos un $K_2 = 2.5$ ya que, nuestra población futura es de 7,505 hab.

Reemplazando valores se obtiene el siguiente caudal:

$$Q_{mh} = 2.5 * 13.014 \text{ l/s}$$

$$Q_{mh} = 32.535 \text{ l/s}$$

3.4.3 Sistema de almacenamiento

Según el R.N.E. el volumen total de almacenamiento estará conformado por la sumatoria del volumen de regulación, volumen contra incendio, y volumen de reserva.

$$V_T = V_{reg} + V_{res} + V_{inc}$$

3.4.3.1 Volumen de regulación

Es el volumen para compensar las variaciones en el consumo de agua. Según el reglamento se debe considerar como mínimo el 25% del promedio anual de la demanda siempre que el suministro sea calculado para las 24 horas de funcionamiento, o será calculado con el diagrama de masas correspondientes a las variaciones horarias.

$$V_{reg} = 13.014 * \frac{86400}{1000} * .25$$

$$V_{reg} = 281.102 \text{ m}^3$$

3.4.3.2 Volumen contra incendios

Es el volumen de reserva para atender casos de incendios. Según el R.N.E. para una población menor a 10,000 habitantes, no se considerará sistema contra incendio. Nuestra población es menor a 10 000 por lo tanto no lo consideraremos.

3.4.3.3 Volumen de reserva

Es el volumen de reserva para emergencias por interrupción del servicio.

Según Vierendel, establece que para calcular el volumen de reserva se puede realizar según los siguientes métodos:

$$V_{res} = 25\%(V_{total})$$

$$V_{res} = 25\%(V_{reg} + V_{inc})$$

$$V_{res} = 25\%(281.102 \text{ m}^3)$$

$$V_{res} = 70.276 \text{ m}^3$$

Por tanto, el volumen total del reservorio es de:

$$V_T = 281.102 + 0 + 70.276$$

$$V_T = 351.378 \text{ m}^3$$

Haciendo un pre dimensionamiento se necesita un reservorio de diámetro de 12 metros con una altura de 3 metros.

3.4.4 Red de distribución

El diseño de la red de distribución está en función de la ubicación de las tuberías y de la viabilidad de conexión con los diferentes nudos, así como la ubicación de las fuentes de abastecimiento de agua. Es por ello que se ha optado en el diseño de la red de distribución del tipo enmallado.

3.4.4.1 Diseño de la red de distribución

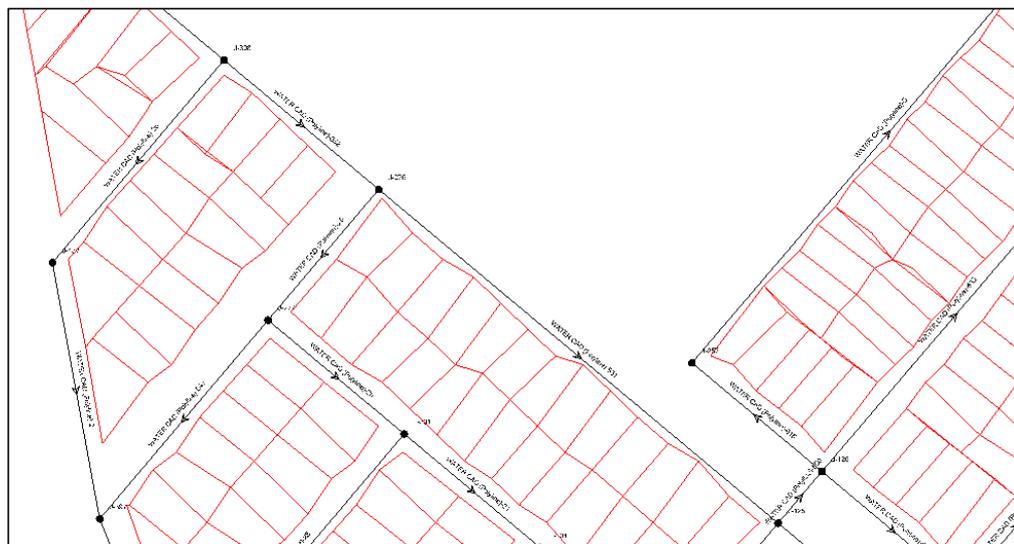
Para el diseño de la red de distribución se ha contado con información del plano catastral del centro poblado de Jayllihuaya, información que cuenta con

habilitaciones urbanas, plano de manzaneo y lotizaciones, áreas recreacionales y educativas.

Para definir el diseño primeramente se ha vinculado el plano urbanístico que se encuentra en formato DWG (Formato AutoCad) al programa de WaterCad. Luego con herramientas propias del WaterCad se ha ubicado el reservorio y se ha trazado la red, considerado las habilitaciones de las calles y avenidas.

Se presenta un fragmento del diseño elaborado en el programa WaterCad. El diseño completo se Anexa al final del proyecto.

Imagen Nº 02: Fragmento del diseño de la red de distribución del centro poblado de Jayllihuaya



Fuente: Captura de pantalla programa WaterCad.

Con el diseño de la red de distribución realizada, se ha obtenido la siguiente información estadística:

3.4.4.2 Altura de los nudos

Para el diseño y modelación hidráulica se necesitan las alturas de los nudos, con referencia al nivel medio del mar. En el proyecto de investigación se ha obtenido las elevaciones de los planos topográficos de las intersecciones de las calles según el diseño de la red. Del mismo modo se ha obtenido la elevación para el reservorio.

3.4.4.3 Caudal de diseño

El RNE indica que el caudal de diseño será en que resulte mayor al comparar el gasto máximo horario con la suma del gasto máximo diario más el gasto contra incendio.

Para el caso de habilitaciones en que se considere demanda contra incendio.

$$Q_d = Q_{mh}$$

$$Q_d = Q_{md} + Q_{inc}$$

Se escoge el mayor

Como se trata de una población menor de 10,000 habitantes no se ha de proyectar caudal por incendio.

Reemplazando datos se ha obtenido los siguientes resultados:

$$Q_d = 32.535 \text{ l/s}$$

$$Q_d = 16.92 \text{ l/s} + 0$$

Así en caudal de diseño de la red de distribución se ha realizado con el caudal máximo horario de 32.535 l/s.

3.4.4.4 Caudal unitario

Ya que el centro poblado de Jayllihuaya presenta zonificación homogénea en manzaneo y calles, se ha aplicado el cálculo de gastos unitarios por longitud de tubería, aplicando la siguiente formula:

$$Q_u = Q_d / l_{total}$$

Dónde:

Q_u = Caudal unitario (l/s/m)

Q_d = Caudal de diseño (l/s)

l_{total} = Longitud total m.

Imagen N° 03: Información estadística del total de los tramos

The screenshot shows the 'FlexTable: Pipe Table' window in WaterCAD. The table lists 645 pipe segments with columns for ID, Label, Length (Scaled) (m), Start Node, Stop Node, Diameter (in), Material, and Hazen-Williams C. A 'Statistics' dialog box is overlaid on the table, displaying the following data:

Statistic	Value	Unit
Count:	645	
Maximum:	637.98	m
Mean:	70.62	m
Minimum:	4.07	m
Standard Deviation:	(N/A)	m
Sum:	45,551.56	m

Fuente: Captura de imagen del programa WaterCad.

Según en resumen estadístico del WaterCad se cuenta con:

Cantidad de tramos: 645 tuberías

Máxima longitud de tubería: 637.98 m

Longitud media: 70.62 m

Mínima longitud de tubería: 4.07 m.

Sumatoria total de longitud de tubería: 45,551.56 m

Para encontrar la longitud total de la red de distribución hay que restarle la línea de aducción, ya que en ella no se realiza alguna instalación domiciliaria. Por tal, la longitud total de la red de distribución es:

$$l_{total} = 45,551.56 \text{ m.} - 637.98 \text{ m.}$$

$$l_{total} = 44,913.58 \text{ m.}$$

Reemplazando valores de obtiene que el caudal unitario:

$$Q_u = 32.535 \text{ l/s} / 44,913.58 \text{ m}$$

$$Q_u = 0.00072439 \text{ l/s/m}$$

3.4.4.5 Caudal en los tramos

Se ha multiplicado del Caudal unitario por la longitud de cada tramo para encontrar el caudal de demanda por tramo.

A continuación, se presenta el cuadro N° 03, donde se presenta los 20 primeros tramos con sus caudales calculados.

Cuadro N° 03: Resumen de cálculo de caudales de demanda por tramos.

Tramo	Longitud (m)	Nudo Inicio	Nudo Final	Qu	Q tramo
P-2	241.23	J-428	J-398	0.0007	0.1747
P-3	168.18	J-83	J-139	0.0007	0.1218
P-4	83.66	J-45	J-203	0.0007	0.0606
P-5	73.11	J-165	J-45	0.0007	0.0530
P-6	80.00	J-22	J-45	0.0007	0.0580
P-7	72.69	J-191	J-166	0.0007	0.0527
P-8	130.91	J-296	J-143	0.0007	0.0948
P-9	131.09	J-112	J-464	0.0007	0.0950
P-10	106.52	J-2	J-479	0.0007	0.0772
P-11	119.17	J-34	J-483	0.0007	0.0863
P-12	127.52	J-135	J-482	0.0007	0.0924
P-13	151.83	J-447	J-409	0.0007	0.1100
P-14	136.80	J-142	J-432	0.0007	0.0991
P-15	123.54	J-49	J-31	0.0007	0.0895

Fuente: Elaboración propia

3.4.4.6 Caudal en los nudos

Como dato estadístico se cuenta con 421 nudos y, para encontrar los caudales en los nudos se ha utilizado el método de repartición media, que consiste en repartir la mitad del caudal del tramo al nudo de inicio y la otra mitad del caudal al nudo final.

A continuación se presenta el cuadro N° 4 mostrando los cálculos para los primeros nudos. La tabla completa se presenta en anexo.

Cuadro N° 04: Caudales de demanda por nudo

NUDO	Q (l/s)	NUDO	Q (l/s)	NUDO	Q (l/s)	NUDO	Q (l/s)
J-1	0.0985	J-110	0.0763	J-173	0.0393	J-228	0.0556
J-2	0.0630	J-111	0.0768	J-174	0.1155	J-229	0.0734
J-4	0.0791	J-112	0.0941	J-175	0.1552	J-230	0.0539
J-5	0.0781	J-113	0.0771	J-176	0.0498	J-231	0.0670
J-7	0.0701	J-114	0.1283	J-177	0.0755	J-232	0.0544
J-10	0.0456	J-115	0.1003	J-178	0.0680	J-233	0.0866
J-11	0.0791	J-116	0.0692	J-179	0.0760	J-234	0.0712
J-13	0.1017	J-117	0.0744	J-180	0.0753	J-235	0.0979
J-16	0.0850	J-118	0.1015	J-181	0.1282	J-236	0.0357
J-19	0.1047	J-119	0.0711	J-182	0.0919	J-237	0.0541
J-20	0.1315	J-120	0.0358	J-183	0.1426	J-238	0.0825
J-22	0.0558	J-121	0.0957	J-184	0.1149	J-239	0.0906
J-24	0.1225	J-122	0.0532	J-185	0.0263	J-240	0.0683
J-26	0.0599	J-123	0.0684	J-186	0.1006	J-241	0.0540
J-27	0.0590	J-124	0.0871	J-187	0.0592	J-242	0.0543

Fuente: Elaboración propia

3.4.4.7 Designación de demanda a los nudos

Encontrado la demanda por nudo, lo siguiente es designar dichas demandas a los nudos.

Para ello se copia las demandas de la hoja Excel y se pega en la opción Tools / Demand Control Center. Se presenta la imagen N° 4 de ingreso de caudales por nudo.

Imagen N° 04: Designación de caudales de demanda por nudos.

	ID	Label	Demand (Base) (L/s)	Pattern (Demand)	Zone
1	681	J-1	0.0985	Fixed	<None>
2	682	J-2	0.0630	Fixed	<None>
3	685	J-4	0.0791	Fixed	<None>
4	687	J-5	0.0781	Fixed	<None>
5	690	J-7	0.0701	Fixed	<None>
6	694	J-10	0.0456	Fixed	<None>
7	696	J-11	0.0791	Fixed	<None>
8	699	J-13	0.1017	Fixed	<None>
9	703	J-16	0.0850	Fixed	<None>
10	708	J-19	0.1047	Fixed	<None>
11	710	J-20	0.1315	Fixed	<None>
12	713	J-22	0.0558	Fixed	<None>
13	716	J-24	0.1225	Fixed	<None>
14	719	J-26	0.0599	Fixed	<None>
15	720	J-27	0.0590	Fixed	<None>
16	723	J-29	0.0906	Fixed	<None>
17	726	J-31	0.0987	Fixed	<None>
18	728	J-32	0.0691	Fixed	<None>
19	731	J-34	0.0559	Fixed	<None>
20	737	J-38	0.1202	Fixed	<None>

Fuente: Captura del programa WATERCad

3.4.4.8 Configuración de la altura del reservorio

Antes de efectuar el análisis hidráulico se debe de configurar informaciones geométricas del reservorio, como: Cota base, Cota mínima, Cota inicial, cota máxima.

Como información topográfica se tiene que el reservorio cuenta con una cota de 3,871.00 m.s.n.m. por lo que como datos de configuración se va a adoptar los siguientes:

Cota base: 3,871.00

Cota mínima: 3871.90

Cota inicial: 3874.00

Cota máxima: 3874.50

El diámetro del reservorio se está tomando como 12 m.

3.4.5 Análisis hidráulico

Según el RNE, las redes de distribución se proyectarán, en principio en circuitos cerrados formando mallas. Su dimensionamiento se realizará en base a cálculos hidráulicos que aseguren caudal y presión adecuada en cualquier punto de la red.

El análisis aplicado al proyecto es ESTÁTICO de flujo permanente, en la que se conoce los niveles del tanque, se conoce las demandas en los nudos, y se conoce el diámetro de todos los tramos de la red, buscando la distribución de caudales y presiones en la red, en condiciones de demanda y niveles constantes.

3.4.5.1 Diseño

Para el presente proyecto de investigación se ha optado por el diseño sin optimizar y diseño optimizado.

La optimización del diseño de sistema de distribución de agua es abiertamente definida como la selección de la combinación de menor costo de sus componentes y la mejor manera de operarlos de forma que queden satisfechas las demandas de agua y las restricciones de diseño.

Sin optimizar se define como el diseño que no busca la manera de cumplir las restricciones de diseño.

3.4.5.2 Diseño sin optimizar

Para el diseño sin optimizar se ha optado por un diámetro mínimo de 3" para todos los tramos, con el fin de que nos pueda dar los mínimos costos.

A continuación, se presenta un fragmento de los resultados obtenidos del primer análisis sin optimizar.

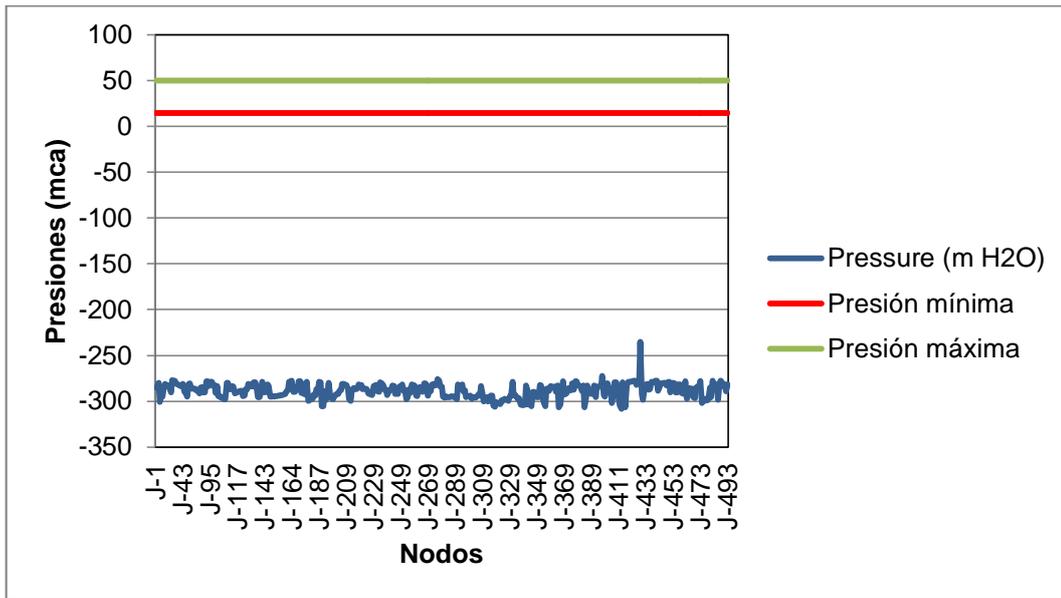
Cuadro N° 05: Los 22 primeros resultados del análisis sin optimizar

Tramo	longitud (m)	Inicio	Final	Ø (")	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Presion inicial (m H2O)	Presion Final (m H2O)
P-1	637.98	T-1	J-428	3	32.535	7.134	19.0	-235.1
P-2	241.23	J-428	J-398	3	17.478	3.833	-235.1	-272.6
P-3	168.18	J-83	J-139	3	0.671	0.147	-291.5	-291.7
P-4	83.66	J-45	J-203	3	0.812	0.178	-290.7	-291.9
P-5	73.11	J-165	J-45	3	0.341	0.075	-289.9	-290.7
P-6	80.00	J-22	J-45	3	0.557	0.122	-290.1	-290.7
P-7	72.69	J-191	J-166	3	0.665	0.146	-289.0	-290.0
P-8	130.91	J-296	J-143	3	0.077	0.017	-288.4	-290.2
P-9	131.09	J-112	J-464	3	0.370	0.081	-287.1	-286.0
P-10	106.52	J-2	J-479	3	0.666	0.146	-284.8	-285.0
P-11	119.17	J-34	J-483	3	0.486	0.106	-283.5	-284.4
P-12	127.52	J-135	J-482	3	0.377	0.083	-283.3	-284.0
P-13	151.83	J-447	J-409	3	-0.588	0.129	-282.8	-282.4
P-14	136.80	J-142	J-432	3	-0.104	0.023	-282.3	-281.9
P-15	123.54	J-49	J-31	3	1.204	0.264	-280.6	-281.5
P-16	17.45	J-48	J-43	3	2.137	0.469	-281.0	-281.1
P-17	130.07	J-38	J-113	3	1.365	0.299	-282.2	-283.5
P-18	128.39	J-24	J-27	3	-0.746	0.164	-277.2	-277.5
P-19	211.53	J-461	J-436	3	0.120	0.026	-278.0	-278.8
P-20	90.65	J-446	J-4	3	0.686	0.150	-279.7	-279.8

Fuente: Resultados Obtenidos del WaterCad análisis sin optimizar

Las presiones del análisis sin optimizar dan presiones negativas, entendiéndose que están por debajo de la cota terreno de referencia de cada nudo.

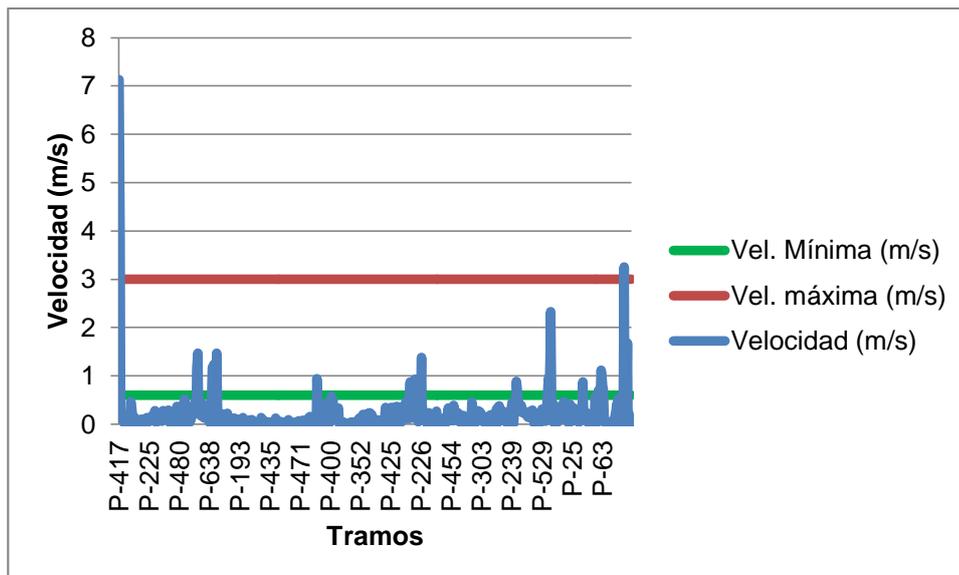
Gráfico N° 02: Resultados de presiones de la red sin optimizar.



Fuente: Elaboración propia

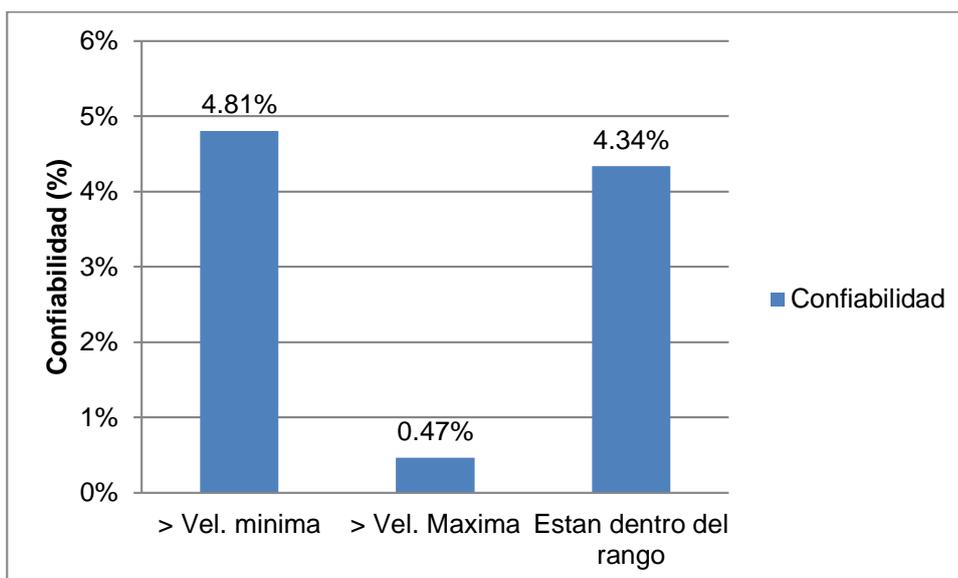
Lo contrario sucede con las velocidades en los tramos, en donde solo 28 tramos cumplen con los rangos de restricciones de velocidades, dando un grado de confiabilidad de 4.34%, de 645 tramos de diseño.

Gráfico N° 03: Resultados de velocidades de la red sin optimizar.



Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 04: Confiabilidad de velocidades de la red sin optimizar.



Fuente: Elaboración propia

3.4.5.3 Diseño optimizado

3.4.5.3.1 Parámetros para el diseño

a. Material

Se ha seleccionado como material de la tubería PVC, con un coeficiente de rugosidad de Hazen y Williams de 150.

Imagen N° 05: Configuración del material y rugosidad.

Material	Diameter (in)	Hazen Williams C Factor	Unit Cost (\$/m)
PVC	10.0	150.0	128.70
PVC	8.0	150.0	83.00
PVC	6.0	150.0	53.20
PVC	4.0	150.0	25.50
PVC	3.0	150.0	17.20
*			

Fuente: captura de Imagen del WaterCad

b. Presiones

Según el RNE, la presión estática máxima no deberá ser superior a 50 m de columna de agua (0.490 MPa) en cualquier punto de la red, y de 15 m de columna de agua como presión mínima.

Para el proyecto se asumirá una presión mínima de 15 m.c.a. y de presión máxima de 50 m.c.a.

Imagen N° 06: Configuración de restricciones de presiones.

Label	Time From Start (hours)	Override Scenario Demand Alternative?	Demand Alternative	Demand Multiplier	Minimum Pressure (Default) (m H2O)	Maximum Pressure (Default) (m H2O)
All Events (1) New Design Event...	0.000	<input type="checkbox"/>	Base Demand	1.000	15.00	50.00

Fuente: Captura de imagen del WaterCad

c. Velocidades

Según RNE, El cálculo del diámetro de las tuberías de distribución, la velocidad mínima será de 0.60 m/s y la velocidad máxima según la siguiente tabla.

Tabla N° 04: Velocidades máximas según el diámetro de tubería.

Diámetros (mm)	Velocidad máxima (m/s)
15 (1/2")	1.90
20 (3/4")	2.20
25 (1")	2.48
32 (1 ¼")	2.85
40 y mayores (1 ½" y mayores)	3.00

Fuente: RNE

De igual modo el RNE, estipula que la velocidad máxima será de 3 m/s. En caso justificado se aceptará una velocidad máxima de 5 m/s.

Para el proyecto se asumirá una velocidad mínima de 0.60 m/s, y de 3.00 m/s como velocidad máxima.

Imagen N° 07: Configuración de restricciones de velocidades.

Label	Time From Start (hours)	Override Scenario Demand Alternative?	Demand Alternative	Demand Multiplier	Minimum Pressure (Default) (m H2O)	Maximum Pressure (Default) (m H2O)	Consider Pressure Benefit? (Default)	Minimum Velocity (Default) (m/s)	Maximum Velocity (Default) (m/s)
All Events (1) New Design Event.	0.000	<input type="checkbox"/>	Base Demand	1.000	15.00	50.00	<input type="checkbox"/>	0.600000	3.000000

Fuente: Captura de imagen del WaterCad

3.4.5.3.2 Asignación de restricciones

Las restricciones han sido designadas a cada nudo (restricción de presiones) y a cada tramo (restricción de velocidades).

Imagen N° 08: Designación de restricciones de presiones a los nudos

Design Event	Node	Override Defaults?	Minimum Pressure (m H2O)	Maximum Pressure (m H2O)	Consider Pressure Benefit?
New Design Event - 1	J-1	<input type="checkbox"/>	15.00	50.00	<input type="checkbox"/>
New Design Event - 1	J-2	<input type="checkbox"/>	15.00	50.00	<input type="checkbox"/>
New Design Event - 1	J-4	<input type="checkbox"/>	15.00	50.00	<input type="checkbox"/>
New Design Event - 1	J-5	<input type="checkbox"/>	15.00	50.00	<input type="checkbox"/>
New Design Event - 1	J-7	<input type="checkbox"/>	15.00	50.00	<input type="checkbox"/>
New Design Event - 1	J-10	<input type="checkbox"/>	15.00	50.00	<input type="checkbox"/>
New Design Event - 1	J-11	<input type="checkbox"/>	15.00	50.00	<input type="checkbox"/>
New Design Event - 1	J-13	<input type="checkbox"/>	15.00	50.00	<input type="checkbox"/>
New Design Event - 1	J-16	<input type="checkbox"/>	15.00	50.00	<input type="checkbox"/>
New Design Event - 1	J-19	<input type="checkbox"/>	15.00	50.00	<input type="checkbox"/>
New Design Event - 1	J-20	<input type="checkbox"/>	15.00	50.00	<input type="checkbox"/>
New Design Event - 1	J-22	<input type="checkbox"/>	15.00	50.00	<input type="checkbox"/>
New Design Event - 1	J-24	<input type="checkbox"/>	15.00	50.00	<input type="checkbox"/>
New Design Event - 1	J-26	<input type="checkbox"/>	15.00	50.00	<input type="checkbox"/>
New Design Event - 1	J-27	<input type="checkbox"/>	15.00	50.00	<input type="checkbox"/>
New Design Event - 1	J-29	<input type="checkbox"/>	15.00	50.00	<input type="checkbox"/>
New Design Event - 1	J-31	<input type="checkbox"/>	15.00	50.00	<input type="checkbox"/>

Fuente: Captura de imagen del WaterCad.

Imagen N° 09: Designación de restricciones de velocidades a los tramos

Boundary Overrides		Demand Adjustments		Pressure Constraints		Flow Constraints	
	Design Event	Pipe	Override Defaults?	Minimum Velocity (m/s)	Maximum Velocity (m/s)		
1	New Design Event - 1	P-417	<input type="checkbox"/>	0.600000	3.000000		
2	New Design Event - 1	P-350	<input type="checkbox"/>	0.600000	3.000000		
3	New Design Event - 1	P-442	<input type="checkbox"/>	0.600000	3.000000		
4	New Design Event - 1	P-601	<input type="checkbox"/>	0.600000	3.000000		
5	New Design Event - 1	P-272	<input type="checkbox"/>	0.600000	3.000000		
6	New Design Event - 1	P-423	<input type="checkbox"/>	0.600000	3.000000		
7	New Design Event - 1	P-409	<input type="checkbox"/>	0.600000	3.000000		
8	New Design Event - 1	P-270	<input type="checkbox"/>	0.600000	3.000000		
9	New Design Event - 1	P-328	<input type="checkbox"/>	0.600000	3.000000		
10	New Design Event - 1	P-600	<input type="checkbox"/>	0.600000	3.000000		
11	New Design Event - 1	P-371	<input type="checkbox"/>	0.600000	3.000000		
12	New Design Event - 1	P-254	<input type="checkbox"/>	0.600000	3.000000		
13	New Design Event - 1	P-606	<input type="checkbox"/>	0.600000	3.000000		
14	New Design Event - 1	P-420	<input type="checkbox"/>	0.600000	3.000000		
15	New Design Event - 1	P-189	<input type="checkbox"/>	0.600000	3.000000		
16	New Design Event - 1	P-218	<input type="checkbox"/>	0.600000	3.000000		
17	New Design Event - 1	P-619	<input type="checkbox"/>	0.600000	3.000000		

Fuente: Captura de imagen del WaterCad.

3.4.5.3.3 Diámetro mínimo

Según el RNE, el diámetro mínimo será de 75 mm para uso de viviendas y de 150 mm de diámetro para uso industrial.

Imagen N° 10: Configuración de los diámetros.

Material	Diameter (in)	Hazen Williams C Factor	Unit Cost (\$/m)
PVC	10.0	150.0	128.70
PVC	8.0	150.0	83.00
PVC	6.0	150.0	53.20
PVC	4.0	150.0	25.50
PVC	3.0	150.0	17.20
*			

Fuente: captura de Imagen del WaterCad

3.4.5.3.4 Resultados de confiabilidad obtenidos

En todos los tramos se tiene una confiabilidad del 100% para presiones mínimas.

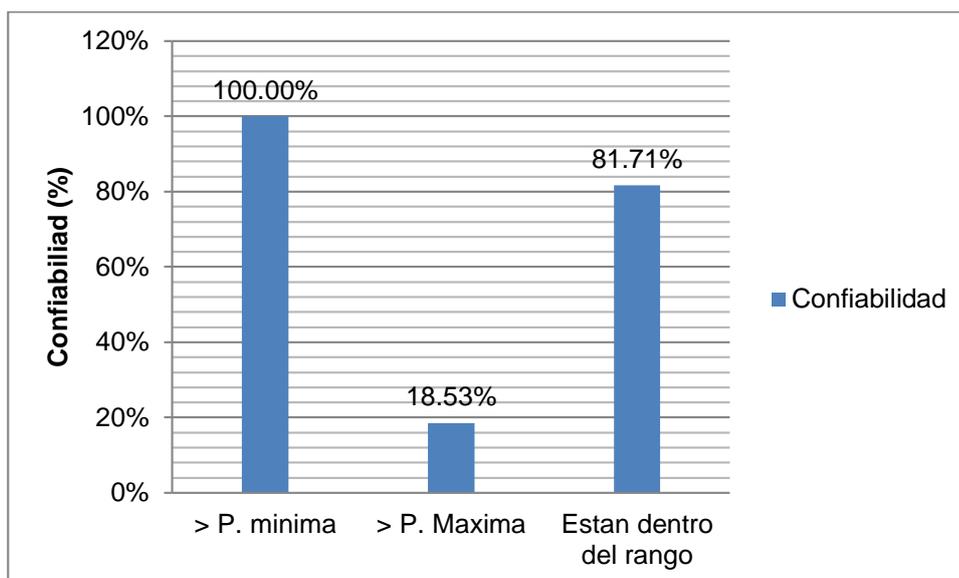
Para las presiones máximas se tiene una confiabilidad del 81.71%, siendo el 18.53% de los tramos presiones que superan los 50 mca, teniendo un valor en promedio de 0.42 m por encima de la presión máxima permisible. Sin embargo, estas presiones máximas pueden ser aceptables si consideramos que la empresa de saneamiento EMSA-PUNO realiza las instalaciones con tuberías de clase 10 la que soportan presiones de trabajos hasta 70 mca.

Cuadro N° 06: Los 22 primeros resultados del análisis Optimizado

Tramo	longitud (m)	Inicio	Final	Ø (")	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Presion inicial (m H2O)	Presion Final (m H2O)
P-1	637.98	T-1	J-428	6	32.535	1.784	19.0	65.2
P-2	241.23	J-428	J-398	4	16.482	2.033	65.2	56.7
P-3	168.18	J-83	J-139	3	0.477	0.105	40.0	39.9
P-4	83.66	J-45	J-203	4	0.958	0.118	40.9	39.7
P-5	73.11	J-165	J-45	4	0.494	0.061	41.7	40.9
P-6	80.00	J-22	J-45	3	0.549	0.120	41.4	40.9
P-7	72.69	J-191	J-166	3	0.529	0.116	42.6	41.5
P-8	130.91	J-296	J-143	3	-0.032	0.007	43.2	41.4
P-9	131.09	J-112	J-464	3	0.311	0.068	44.4	45.6
P-10	106.52	J-2	J-479	4	0.678	0.084	46.7	46.5
P-11	119.17	J-34	J-483	4	0.485	0.060	48.0	47.2
P-12	127.52	J-135	J-482	3	0.210	0.046	48.3	47.5
P-13	151.83	J-447	J-409	4	-0.918	0.113	48.6	48.9
P-14	136.80	J-142	J-432	4	-0.171	0.021	49.0	49.4
P-15	123.54	J-49	J-31	3	1.228	0.269	50.7	49.8
P-16	17.45	J-48	J-43	3	1.913	0.420	50.3	50.2
P-17	130.07	J-38	J-113	4	1.628	0.201	49.1	47.9
P-18	128.39	J-24	J-27	3	-0.720	0.158	54.0	53.6
P-19	211.53	J-461	J-436	3	0.361	0.079	53.3	52.5
P-20	90.65	J-446	J-4	4	0.523	0.065	51.8	51.7

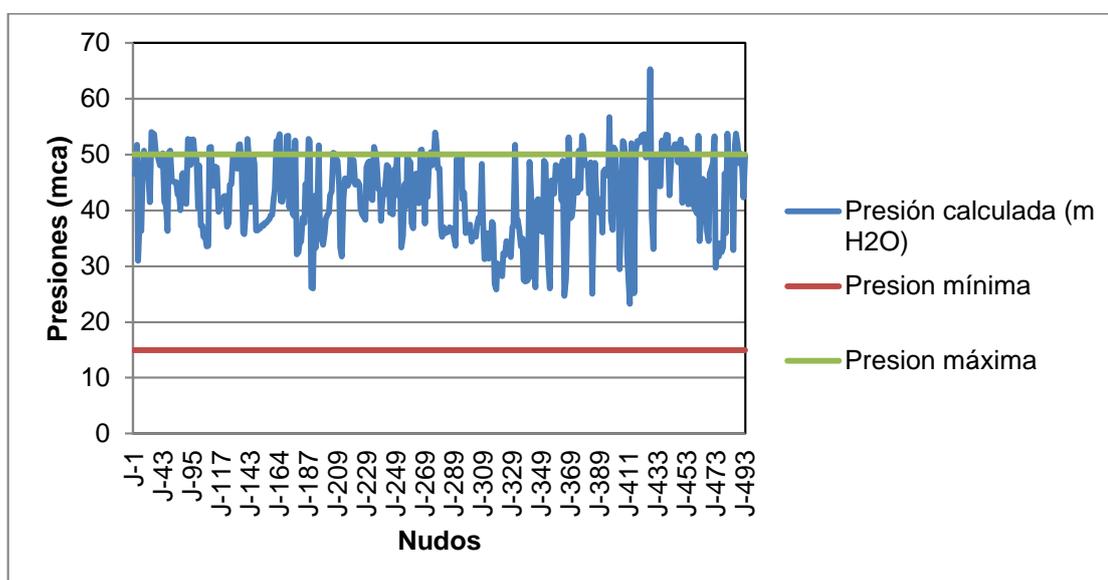
Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 05: Confiabilidad de Presiones de la red optimizada.



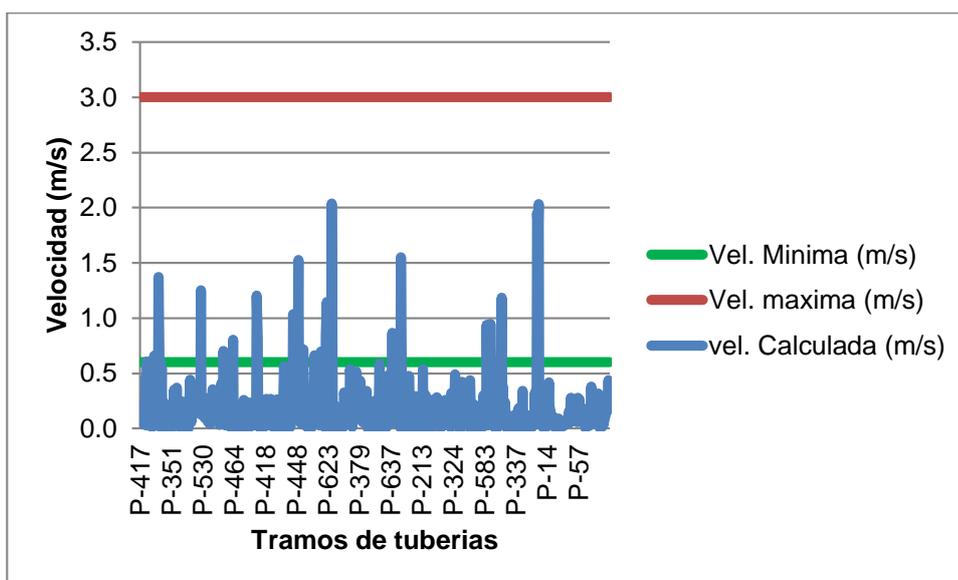
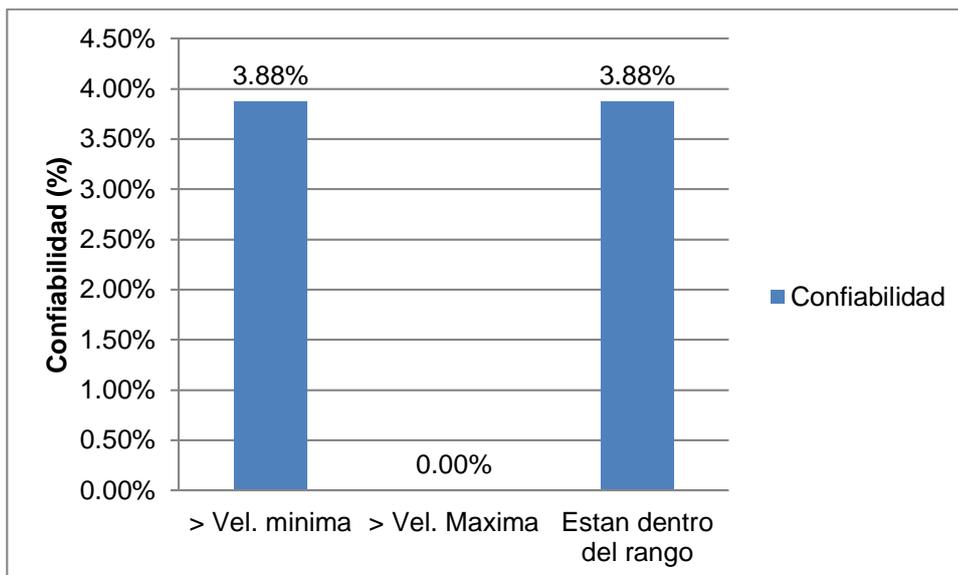
Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 06: Comparación de Presiones de la red optimizada con restricciones técnicas.



Fuente: Elaboración propia

Lo contrario sucede con las velocidades en los tramos, en donde solo 25 tramos cumplen con los rangos de restricciones de velocidades, dando un grado de confiabilidad de 3.88%, de 645 tramos de diseño.



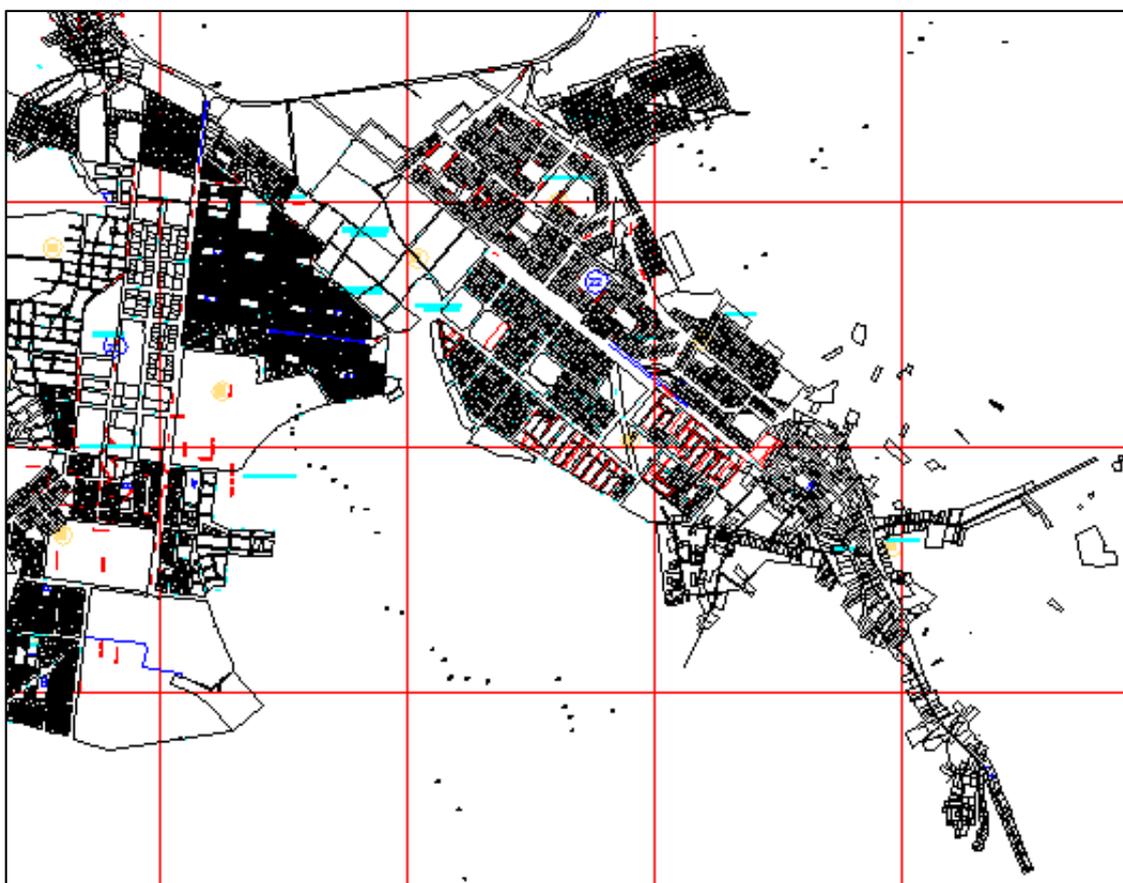
Esta baja de velocidad se da por el bajo caudal Vs en diámetro de diseño (3”), es decir, que para aumentar la velocidad en el tramo debemos de aumentar el caudal. Otra forma de aumentar velocidad es reducir el diámetro, sin embargo, esto no se puede dar por ser el diámetro mínimo de diseño.

3.5 EN FUNCIÓN A CRITERIOS DE ZONIFICACIÓN

3.5.1 Plano de zonificación y plano regulador

En la etapa de recolección de información se ha dispuesto de documentos proporcionados por la Municipalidad del centro poblado de Jayllihuaya, en la que se cuenta con un plano regulador el cual se presenta en la siguiente imagen.

Imagen N° 11: Plano regulador del centro poblado de Jayllihuaya.



Fuente: Plano del plan director de la MPP, Captura de imagen del AutoCad, sin escala.

Según el plano regulador, se cuenta con 205 manzanas, y 3974 lotes.

Mientras que las áreas recreacionales, áreas públicas y áreas para servicios de parques se tienen en total 111,523.00 m², y áreas para uso educacional 23,331.50 m²

3.5.2 Población

Para la determinación de la cantidad de población se asumirá un valor de 6 hab/lote, según recomendaciones del RNE.

Para encontrar la población se ha multiplicado la cantidad de viviendas por el número de habitantes por vivienda.

$$3974 \text{ viviendas} \times 6 \text{ hab./ vivienda} = 23,844 \text{ hab.}$$

3.5.3 Consumo

El caudal medio de consumo es la sumatoria de caudales de consumo de la población + caudal de riego de áreas verdes + caudal de consumo por educación.

El consumo de agua por habitante, como se determinó anteriormente es de 150 l/hab./d. Mientras el agua de riego de áreas verdes según RNE es de 5 l/m²/d, y la dotación por alumno es de 25 l/est/d.

- El caudal de consumo de la población es:

$$Q_{hab} = 23,844 * 150/86400$$

$$Q_{hab} = 41.396 \text{ l/s}$$

- El caudal para riego de áreas recreativas, comunales y del servicio de parques es:

$$Q_{riego} = 111,523 * 5/86400$$

$$Q_{riego} = 6.454 \text{ l/s}$$

- El caudal para educación es de:

$$Q_{educ} = 23,331.5/2 * 25/86,400$$

$$Q_{educ} = 3.375 \text{ l/s}$$

- El caudal medio de consumo es:

$$Q_m = 41.396 + 6.454 + 3.375$$

$$Q_m = 51.225 \text{ l/s}$$

- **Caudal máximo diario (Q_{md})**

Se presenta en el día con mayor demanda o consumo, y está representada por la siguiente formula:

$$Q_{md} = K_1 * Q_m$$

El R.N.E. propone un coeficiente de variación para máximos anuales de la demanda diaria (K_1) = 1.3

$$Q_{md} = 1.3 * 51.225 \text{ l/s}$$

$$Q_{md} = 66.593 \text{ l/s}$$

- **Caudal máximo horario (Q_{mh})**

Es el consumo o demanda máxima en una hora que se presenta en un día durante un año. Está representada por la siguiente formula:

$$Q_{mh} = K_2 * Q_m$$

El R.N.E. propone un coeficiente de variación para máximos anuales de la demanda diaria (K_2) de:

$K_2 = 2.5$, para poblaciones de 2,000 a 10,000 hab.

$K_2 = 1.8$, para poblaciones mayores de 10,000 hab.

Asumiremos un $K_2 = 1.8$ ya que, nuestra población futura es de 23,844 hab.

Reemplazando valores se obtiene el siguiente caudal:

$$Q_{mh} = 1.8 * 51.225 \text{ l/s}$$

$$Q_{mh} = 92.205 \text{ l/s}$$

3.5.4 Sistema de almacenamiento

Según el R.N.E. el volumen total de almacenamiento estará conformado por la sumatoria del volumen de regulación, volumen contra incendio, y volumen de reserva.

$$V_T = V_{reg} + V_{res} + V_{inc}$$

3.5.4.1 Volumen de regulación

Es el volumen para compensar las variaciones en el consumo de agua. Según el reglamento se debe considerar como mínimo el 25% del promedio anual de la demanda siempre que el suministro sea calculado para las 24 horas de funcionamiento, o será calculado con el diagrama de masas correspondientes a las variaciones horarias.

$$V_{reg} = 51.225 * \frac{86400}{1000} * .25$$

$$V_{reg} = 1106.46 \text{ m}^3$$

3.5.4.2 Volumen contra incendio

Según el reglamento:

Para poblaciones < 10,000 habitantes, no requiere demanda.

Para poblaciones de 10,000 a 100,000 habitantes, se requiere 2 hidrantes con una capacidad de 15 l/s cada uno y un tiempo mínimo de funcionamiento de 2 horas.

Según lo anunciado, se colocarán 2 hidrantes de 15 l/s con funcionamiento de 2 horas.

$$V_{inc} = 30 * \frac{7200}{1000} * .25$$

$$V_{inc} = 54 m^3$$

3.5.4.3 Volumen de reserva

Es el volumen de reserva para emergencias por interrupción del servicio.

Según Vierendel, establece que para calcular el volumen de reserva se puede según los siguientes métodos:

$$V_{res} = 25\%(V_{total})$$

$$V_{res} = 25\%(V_{reg} + V_{inc})$$

$$V_{res} = 25\%(1106.46 + 54)$$

$$V_{res} = 290.115 m^3$$

Por tanto el volumen total del reservorio es de:

$$V_T = 1106.46 + 54 + 290.115$$

$$V_T = 1450.575 \text{ m}^3$$

Un pre dimensionamiento da un reservorio de 20 metros de diámetro por 5 metros de altura.

3.5.5 Caudal de diseño

El RNE indica que el caudal de diseño será en que resulte mayor al comparar el gasto máximo horario con la suma del gasto máximo diario más el gasto contra incendio.

$$Q_d = Q_{mh}$$

$$Q_d = Q_{md} + Q_{inc}$$

Se escoge el mayor

$$Q_d = 92.205 \text{ l/s}$$

$$Q_d = 66.593 + 30 = 96.593 \text{ l/s}$$

El caudal de diseño es de 96.593 l/s

3.5.6 Caudal unitario

Ya que el centro poblado de Jayllihuaya presenta zonificación homogénea en manzaneo y calles, se ha aplicado el cálculo de gastos unitarios por longitud de tubería, aplicando la siguiente formula:

$$Q_u = Q_d / l_{total}$$

Dónde:

Q_u = Caudal unitario (l/s/m)

Q_d = Caudal de diseño (l/s)

l_{total} = Longitud total m.

Para encontrar la longitud total de la red de distribución hay que restarle la línea de aducción, ya que en esta no se realiza alguna instalación domiciliaria. Por tal, la longitud total de la red de distribución es:

$$l_{total} = 45,551.56 \text{ m.} - 637.98 \text{ m.}$$

$$l_{total} = 44,913.58 \text{ m.}$$

Reemplazando valores de obtiene:

$$Q_u = 96.593 \text{ l/s} / 44,913.58 \text{ m}$$

$$Q_u = 0.0021506 \text{ l/s/m}$$

3.5.7 Caudal en los tramos

Se ha multiplicado del Caudal unitario por la longitud de cada tramo para encontrar el caudal de demanda por tramo.

A continuación, se presenta el cuadro N° 07, donde se presenta los 20 primeros tramos con sus caudales calculados.

Cuadro N° 07: Resumen de cálculo de caudales de demanda por tramos.

Tramo	Longitud (m)	Nudo Inicio	Nudo Final	Qu	Q tramo
P-2	241.23	0	J-398	0.00215	0.5188
P-3	168.18	J-83	J-139	0.00215	0.3617
P-4	83.66	J-45	J-203	0.00215	0.1799
P-5	73.11	J-165	J-45	0.00215	0.1572
P-6	80.00	J-22	J-45	0.00215	0.1721
P-7	72.69	J-191	J-166	0.00215	0.1563
P-8	130.91	J-296	J-143	0.00215	0.2815
P-9	131.09	J-112	J-464	0.00215	0.2819
P-10	106.52	J-2	J-479	0.00215	0.2291
P-11	119.17	J-34	J-483	0.00215	0.2563
P-12	127.52	J-135	J-482	0.00215	0.2742
P-13	151.83	J-447	J-409	0.00215	0.3265
P-14	136.80	J-142	J-432	0.00215	0.2942
P-15	123.54	J-49	J-31	0.00215	0.2657
P-16	17.45	J-48	J-43	0.00215	0.0375
P-17	130.07	J-38	J-113	0.00215	0.2797
P-18	128.39	J-24	J-27	0.00215	0.2761
P-19	211.53	J-461	J-436	0.00215	0.4549
P-20	90.65	J-446	J-4	0.00215	0.1950
P-21	178.26	J-402	J-408	0.00215	0.3834

Fuente: Elaboración propia

3.5.8 Caudal en los nudos

Como dato estadístico se cuenta con 421 nudos y, para encontrar los caudales en los nudos se ha utilizado el método de repartición media, que consiste en repartir la mitad del caudal del tramo al nudo de inicio y la otra mitad del caudal al nudo final.

A continuación, se presenta el cuadro N° 08 mostrando los cálculos para los primeros nudos. La tabla completa se presenta en anexo.

Cuadro N° 08: Caudales de demanda por nudo

NUDO	Q (l/s)	NUDO	Q (l/s)	NUDO	Q (l/s)	NUDO	Q (l/s)
J-1	0.2924	J-110	0.2264	J-173	0.1167	J-228	0.1651
J-2	0.1870	J-111	0.2281	J-174	0.3428	J-229	0.2180
J-4	0.2348	J-112	0.2794	J-175	0.4608	J-230	0.1599
J-5	0.2320	J-113	0.2288	J-176	0.1478	J-231	0.1990
J-7	0.2082	J-114	0.3808	J-177	0.2242	J-232	0.1615
J-10	0.1354	J-115	0.2978	J-178	0.2018	J-233	0.2570
J-11	0.2349	J-116	0.2054	J-179	0.2258	J-234	0.2112
J-13	0.3018	J-117	0.2208	J-180	0.2236	J-235	0.2908
J-16	0.2523	J-118	0.3013	J-181	0.3805	J-236	0.1059
J-19	0.3109	J-119	0.2111	J-182	0.2728	J-237	0.1608
J-20	0.3905	J-120	0.1064	J-183	0.4232	J-238	0.2450
J-22	0.1658	J-121	0.2842	J-184	0.3410	J-239	0.2690
J-24	0.3638	J-122	0.1580	J-185	0.0782	J-240	0.2026
J-26	0.1777	J-123	0.2029	J-186	0.2986	J-241	0.1602
J-27	0.1751	J-124	0.2587	J-187	0.1759	J-242	0.1612
J-29	0.2689	J-125	0.3065	J-188	0.0354	J-243	0.1443
J-31	0.2931	J-126	0.2212	J-189	0.2446	J-244	0.1609
J-32	0.2050	J-127	0.3099	J-190	0.2008	J-245	0.0911
J-34	0.1658	J-128	0.3543	J-191	0.2893	J-246	0.1562

Fuente: Elaboración propia

3.5.9 Configuración de la altura del reservorio

Antes de efectuar el análisis hidráulico se debe de configurar informaciones geométricas del reservorio, como: Cota base, Cota mínima, Cota inicial, cota máxima.

Como información topográfica se tiene que el reservorio cuenta con una cota de 3,871.00 m.s.n.m. por lo que como datos de configuración se va a adoptar los siguientes:

Cota base: 3,871.00

Cota mínima: 3871.90

Cota inicial: 3876.90

Cota máxima: 3877.50

El diámetro del reservorio se está tomando como 20 m.

3.5.10 Análisis hidráulico

Según el RNE, las redes de distribución se proyectarán, en principio en circuitos cerrados formando mallas. Su dimensionamiento se realizará en base a cálculos hidráulicos que aseguren caudal y presión adecuada en cualquier punto de la red.

El análisis aplicado al proyecto es ESTÁTICO de flujo permanente, en la que se conoce los niveles del tanque, las demandas en los nudos, y el diámetro de todos los tramos de la red, buscando la distribución de caudales y presiones en la red, en condiciones de demanda y niveles constantes.

3.5.11 Parámetros para el diseño

a. Material

Se ha seleccionado como material de la tubería PVC, con un coeficiente de rugosidad de Hazen y Williams de 150.

b. Presiones

Según el RNE, la presión estática máxima no deberá ser superior a 50 m de columna de agua (0.490 MPa) en cualquier punto de la red, y de 15 m de columna de agua como presión mínima.

Para el proyecto se asumirá una presión mínima de 15 m.c.a. y de presión máxima de 50 m.c.a.

c. Velocidades

Según RNE, El cálculo del diámetro de las tuberías de distribución, la velocidad mínima será de 0.60 m/s.

De igual modo el RNE, estipula que la velocidad máxima será de 3 m/s. En caso justificado se aceptará una velocidad máxima de 5 m/s.

Para el proyecto se asumirá una velocidad mínima de 0.60 m/s, y de 3.00 m/s como velocidad máxima.

d. Diámetro mínimo

Según el RNE, el diámetro mínimo será de 75 mm para uso de viviendas y de 150 mm de diámetro para uso industrial.

3.5.12 Diseño

Para el presente proyecto de investigación se ha optado por el diseño sin optimizar y diseño optimizado.

La optimización del diseño de sistema de distribución de agua es abiertamente definida como la selección de la combinación de menor coste de sus componentes y la mejor manera de operarlos de forma que queden satisfechas las demandas de agua y las restricciones de diseño.

Sin optimizar se define como el diseño que no busca la manera de cumplir las restricciones de diseño.

3.5.13 Diseño sin optimizar

Para el diseño sin optimizar se ha optado por un diámetro mínimo de 3" para todos los tramos, con el fin de que nos pueda dar los mínimos costos.

A continuación, se presenta un fragmento de los resultados obtenidos del primer análisis sin optimizar.

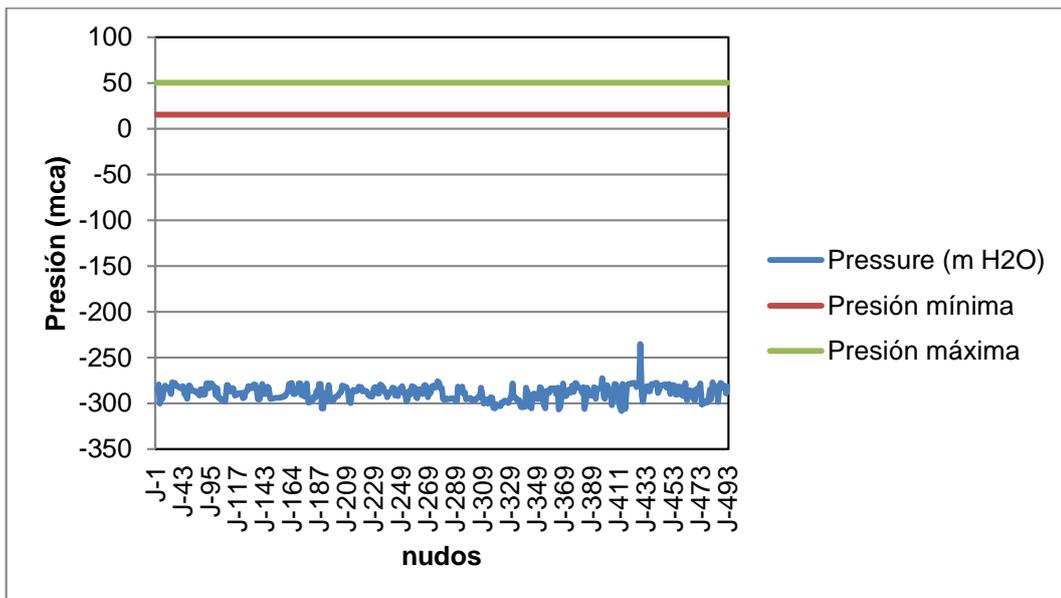
Cuadro N° 09: Los 20 primeros resultados del análisis S/O por zonificación

Tramo	longitud (m)	Inicio	Final	Ø (")	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Presion inicial (m H2O)	Presion Final (m H2O)
P-1	637.98	T-1	J-428	3	32.535	7.134	19.0	-235.1
P-2	241.23	J-428	J-398	3	17.478	3.833	-235.1	-272.6
P-3	168.18	J-83	J-139	3	0.671	0.147	-291.5	-291.7
P-4	83.66	J-45	J-203	3	0.812	0.178	-290.7	-291.9
P-5	73.11	J-165	J-45	3	0.341	0.075	-289.9	-290.7
P-6	80.00	J-22	J-45	3	0.557	0.122	-290.1	-290.7
P-7	72.69	J-191	J-166	3	0.665	0.146	-289.0	-290.0
P-8	130.91	J-296	J-143	3	0.077	0.017	-288.4	-290.2
P-9	131.09	J-112	J-464	3	0.370	0.081	-287.1	-286.0
P-10	106.52	J-2	J-479	3	0.666	0.146	-284.8	-285.0
P-11	119.17	J-34	J-483	3	0.486	0.106	-283.5	-284.4
P-12	127.52	J-135	J-482	3	0.377	0.083	-283.3	-284.0
P-13	151.83	J-447	J-409	3	-0.588	0.129	-282.8	-282.4
P-14	136.80	J-142	J-432	3	-0.104	0.023	-282.3	-281.9
P-15	123.54	J-49	J-31	3	1.204	0.264	-280.6	-281.5
P-16	17.45	J-48	J-43	3	2.137	0.469	-281.0	-281.1
P-17	130.07	J-38	J-113	3	1.365	0.299	-282.2	-283.5
P-18	128.39	J-24	J-27	3	-0.746	0.164	-277.2	-277.5
P-19	211.53	J-461	J-436	3	0.120	0.026	-278.0	-278.8
P-20	90.65	J-446	J-4	3	0.686	0.150	-279.7	-279.8

Fuente: Resultados Obtenidos del WaterCad análisis optimizado

Las presiones de un análisis sin optimizar nos dan presiones negativas, dando a entender que están por debajo de la cota terreno de referencia de cada cota.

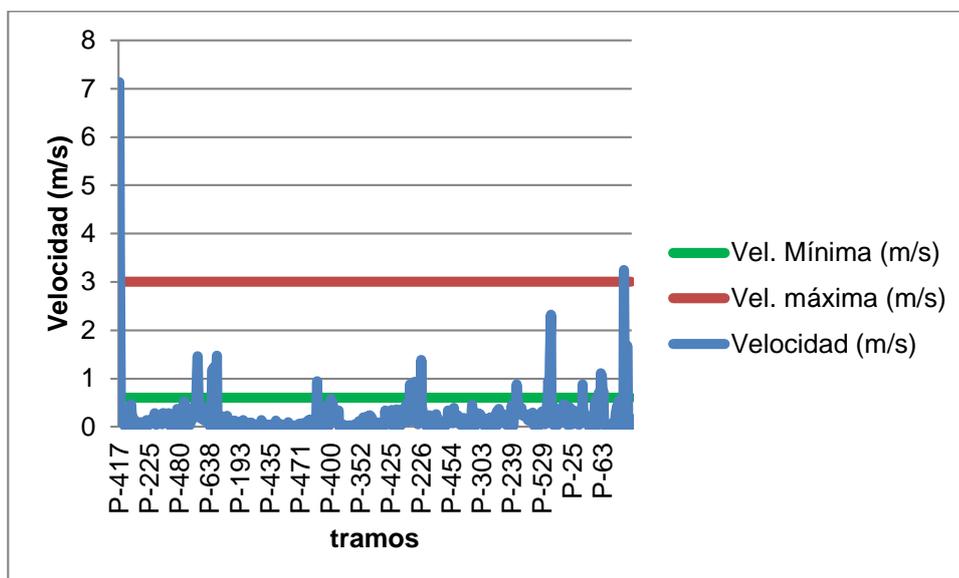
Gráfico N° 07: Resultados de presiones de la red sin optimizar.



Fuente: Elaboración propia

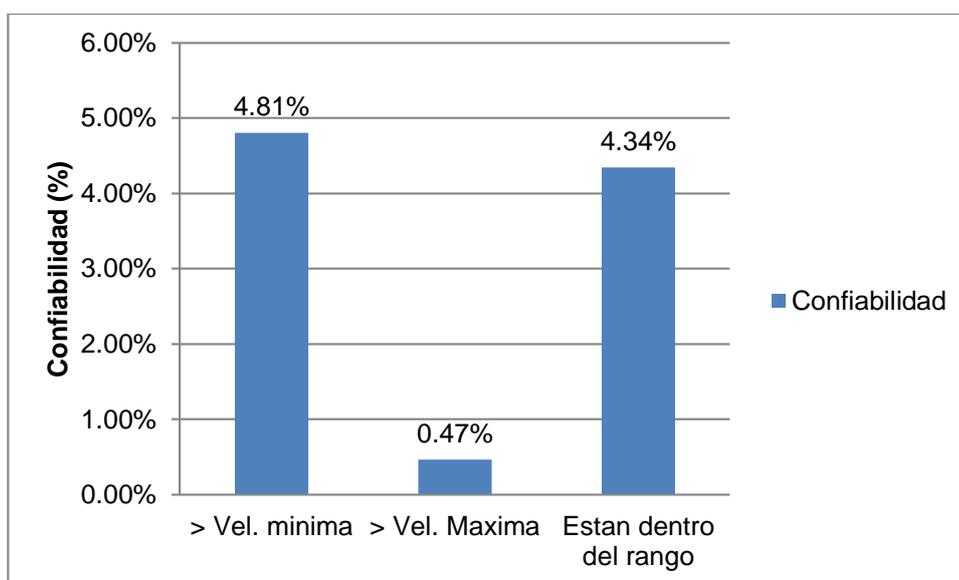
Lo contrario sucede con las velocidades en los tramos, en donde solo 28 tramos cumplen con los rangos de restricciones de velocidades, dando un grado de confiabilidad de 4.34%, de 645 tramos de diseño.

Gráfico N° 08: Resultados de velocidades de la red sin optimizar.



Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 09: Confiabilidad de velocidades de la red sin optimizar.



Fuente: Elaboración propia

3.5.14 Diseño optimizado

Los resultados de presiones nos dan que de 421 nudos se presenta una presión mínima de 9.60 mca. Y una presión máxima de 56.2 mca.

La presión mínima tiene una confiabilidad de 95.72% de 403 nudos, siendo 18 nudos que no cumple la velocidad mínima con promedio de -2.115 m. de la velocidad mínima.

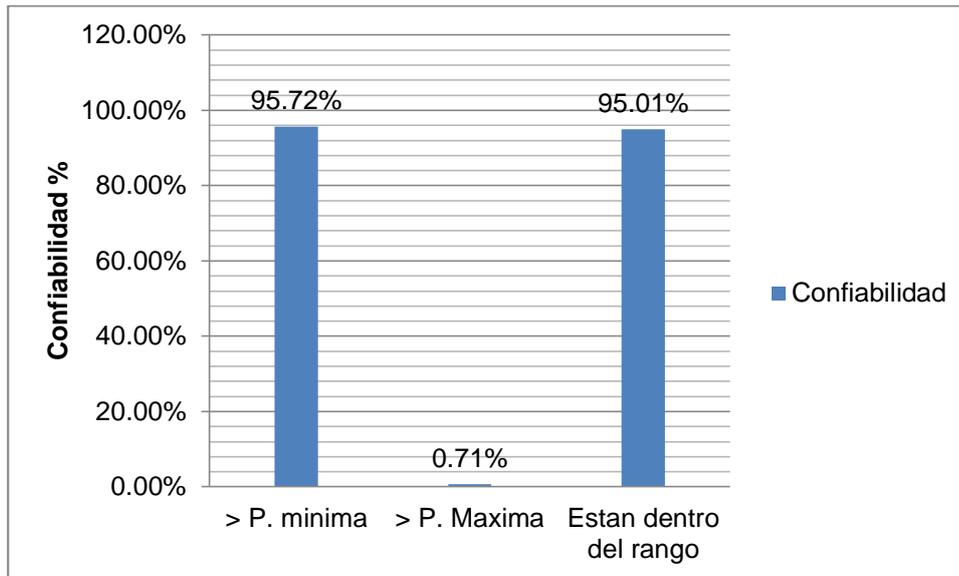
Para las presiones máximas se tiene una confiabilidad del 95.01% de 400 nudos, siendo el 0.71% de 3 nudos que superan los 50 mca, teniendo un valor en promedio de 2.9 m por encima de la presión máxima permisible. Sin embargo, estas presiones máximas pueden ser aceptables si consideramos que la empresa de saneamiento EMSA-PUNO realiza las instalaciones con tuberías de clase 10, la cual soportan presiones de trabajos hasta 70 mca.

Cuadro N° 10: Los 17 primeros resultados de presiones finales del análisis optimizado por zonificación.

Nudo	Elevación (m)	Presión (mca)	Demanda (L/s)
J-1	3,818.53	34.1	0.2924
J-2	3,818.45	34.2	0.187
J-4	3,813.45	39.8	0.2348
J-5	3,834.00	17.3	0.232
J-7	3,826.64	24.7	0.2082
J-10	3,828.61	22.7	0.1354
J-11	3,816.98	35.5	0.2349
J-13	3,814.45	38.1	0.3018
J-16	3,816.85	35.7	0.2523
J-19	3,816.39	35.4	0.3109
J-20	3,818.78	33.1	0.3905
J-22	3,823.73	28.4	0.1658
J-24	3,811.68	48.1	0.3638
J-26	3,812.11	47.8	0.1777
J-27	3,812.12	47.8	0.1751
J-29	3,814.65	37.9	0.2689
J-31	3,815.85	41.3	0.2931
J-32	3,815.81	36.0	0.205

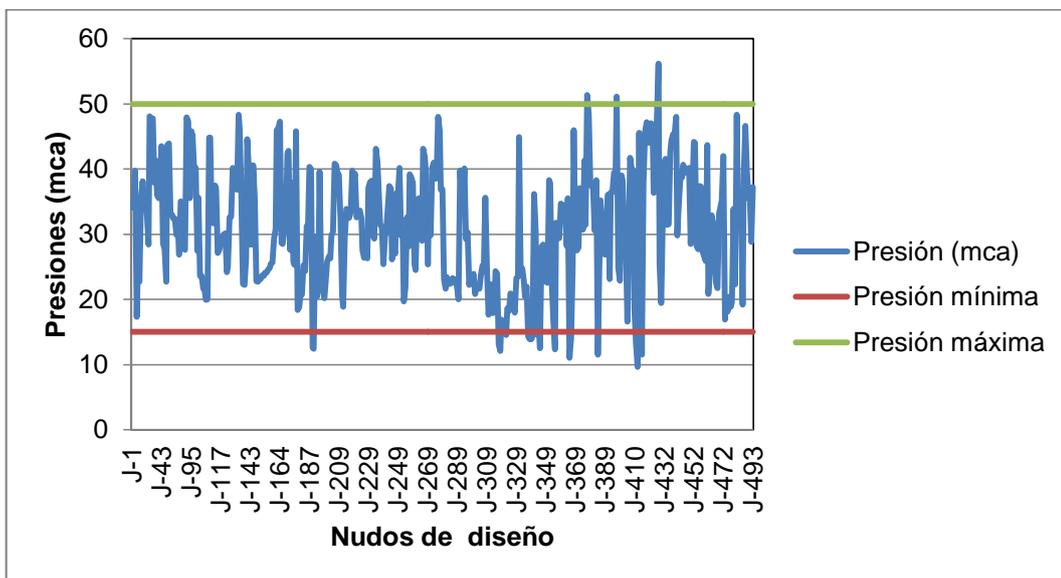
Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 10: Confiabilidad de Presiones de la red optimizada por zonificación.



Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 11: Comparación de Presiones de la red optimizada con restricciones técnicas.



Fuente: Elaboración propia

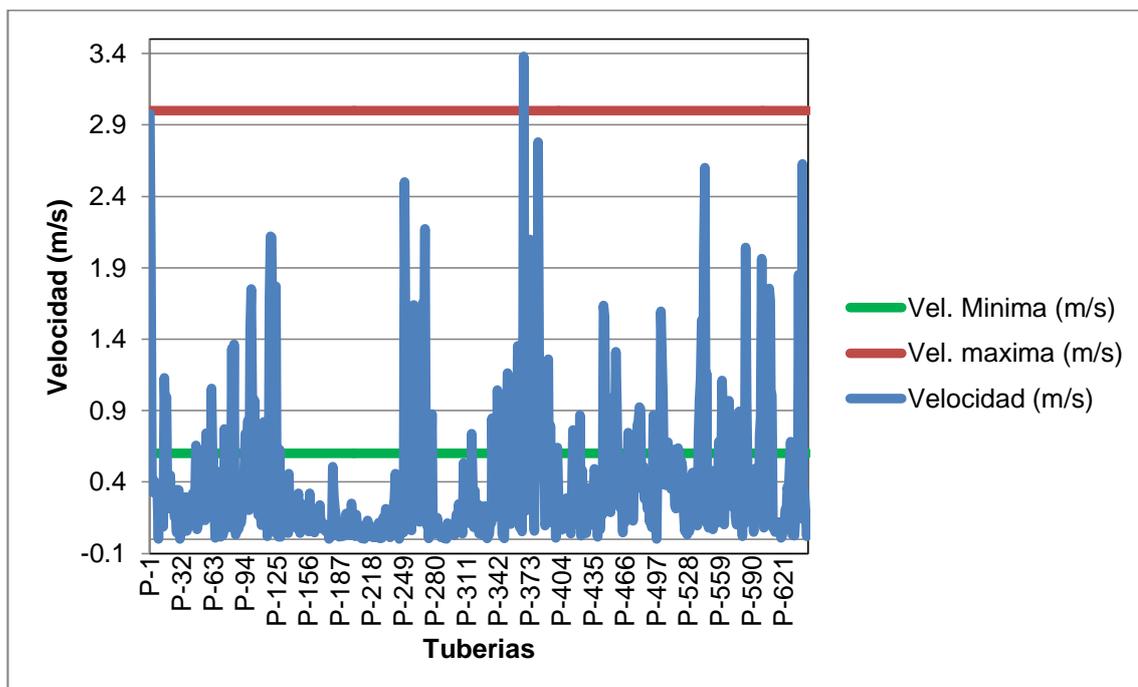
Lo contrario sucede con las velocidades en los tramos, en donde solo 136 tramos cumplen con los rangos de restricciones de velocidades, dando un grado de confiabilidad de 21.09%, de 645 tramos de diseño.

Cuadro N° 11: Los 17 primeros resultados de velocidades del análisis optimizado por zonificación.

Tramo	Longitud (m)	Ø (")	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Presión inicial (mca)	Presión final (mca)
P-1	637.98	8	96.593	2.9786	19	56.2
P-2	241.23	6	35.837	1.9646	56.2	51.1
P-3	168.18	3	1.508	0.3308	26.9	26.5
P-4	83.66	4	3.403	0.4198	27.7	26.3
P-5	73.11	3	1.859	0.4076	28.7	27.7
P-6	80.00	3	1.799	0.3945	28.4	27.7
P-7	72.69	4	2.689	0.3317	29.6	28.5
P-8	130.91	3	1.376	0.3016	30.3	28.4
P-9	131.09	3	0.006	0.0014	31.7	32.9
P-10	106.52	4	2.923	0.3606	34.2	33.9
P-11	119.17	3	1.296	0.2841	35.5	34.5
P-12	127.52	3	1.190	0.2609	35.8	34.9
P-13	151.83	4	-2.392	0.2950	39.4	39.8
P-14	136.80	4	-0.704	0.0868	40	40.4
P-15	123.54	3	5.161	1.1317	43.9	41.3
P-16	17.45	4	6.786	0.8370	43.7	43.5
P-17	130.07	4	8.076	0.9961	39.8	37.5

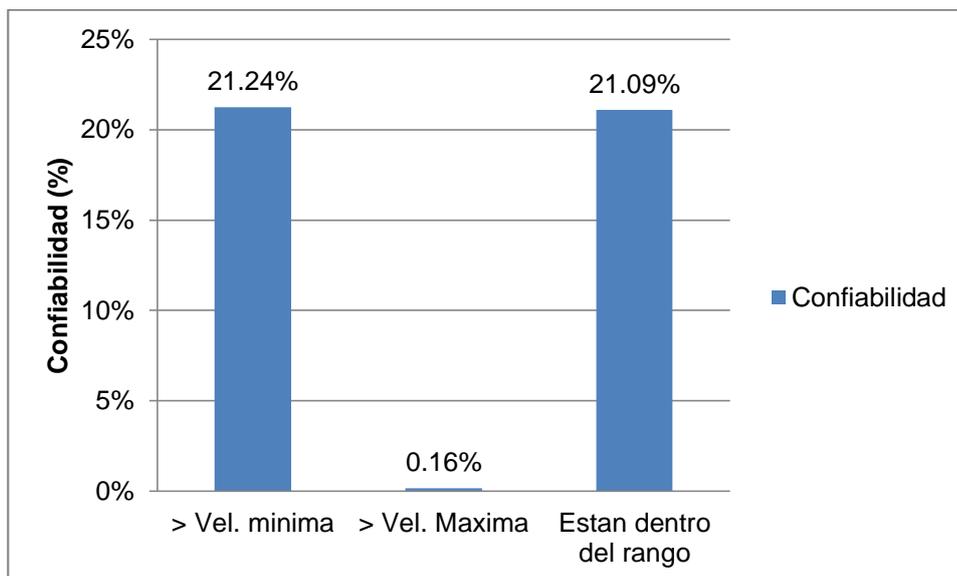
Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 12: Comparación de Velocidades de la red optimizada por zonificación con restricciones técnicas.



Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 13: Confiabilidad de velocidades de la red optimizada por zonificación.



Fuente: Elaboración propia

3.6 COSTOS

Los costos en el proyecto de investigación son muy importantes, con ella podemos identificar la propuesta más económica, en función del diámetro comercial de la tubería.

Para la estimación de los costos se han considerado los tramos con sus longitudes y diámetros del diseño de red de distribución sin optimizado, optimizado con proyección censal y optimizado con proyección por zonificación.

3.6.1 Estudios de mercado

Se ha realizado el estudio de costo comercial en los centros de distribución encontrándose los siguientes en función a los diámetros disponibles.

Tabla N° 05: Costos de tuberías clase 10 marca PAVCO.

DIÁMETRO COMERCIALES	COSTO S/. TUB. 6.00 m.
2"	76.00
3"	103.00
4"	153.00
6"	319.00
8"	498.00
10"	772.00
12"	1228.00

Fuente: centro de distribución de PAVCO.

A continuación se muestran los resultados de costos de las redes de diseño en función a sus longitudes y diámetros calculados.

Cuadro N° 12: Costos de la red de distribución sin optimizar

DESCRIPCIÓN	DIÁMETROS CALCULADOS			
	3"	4"	6"	8"
Longitud total	45,551.53			
Cantidad de tuberías	7,591.92			
Cantidad tub.				
Redondeado	7,592.00			
Costo de tubería (S/.)	103.00			
Costo sub total (S/.)	781,976.00			
Costo total (S/.)	781,976.00			

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N° 13: Costos de la red de distribución optimizada con proyección censal

DESCRIPCIÓN	DIÁMETROS CALCULADOS			
	3"	4"	6"	8"
Longitud total	27,879.61	17,033.94	637.98	
Cantidad de tuberías	4,646.60	2,838.99	106.33	
Cantidad tub. Redondeado	4,647.00	2,839.00	107.00	
costo de tubería (S/.)	103.00	153.00	319.00	
Costo sub total (S/.)	478,641.00	434,367.00	34,133.00	
Costo total (S/.)	947,141.00			

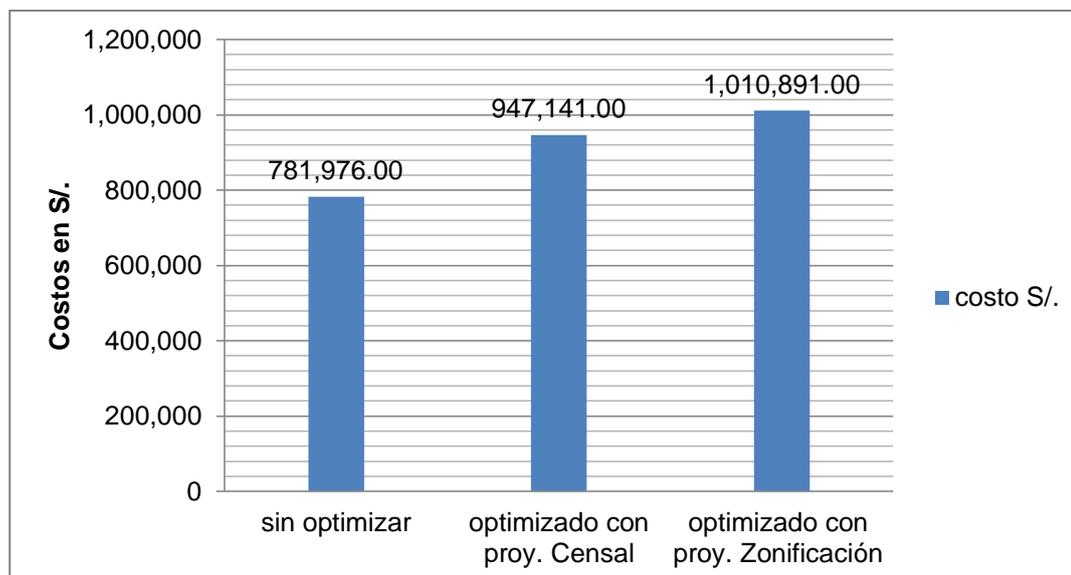
Fuente: Elaboración propia

Cuadro N° 14: Costos de la red de distribución optimizada con proyección por zonificación

DESCRIPCIÓN	DIÁMETROS CALCULADOS			
	3"	4"	6"	8"
Longitud total	25,987.87	18,307.96	241.26	1,014.51
Cantidad de tuberías	4,331.31	3,051.33	40.21	169.09
Cantidad tub. Redondeado	4,332.00	3,052.00	41.00	170.00
costo de tubería (S/.)	103.00	153.00	319.00	498.00
Costo sub total (S/.)	446,196.00	466,956.00	13,079.00	84,660.00
Costo total (S/.)	1,010,891.00			

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico N° 14: Comparación de costos



Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO IV

EXPOSICIÓN Y ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

4.1 PRUEBA ESTADÍSTICA.

Para la optimización de la red de distribución, se determinará a través de la prueba t, para determinar si existe una diferencia significativa entre las variables del sistema.

El estadístico de prueba es:

$$S_n^2 = \frac{\sum(X - \bar{X})^2}{n - 1}$$

Dónde:

S_n^2 = varianza combinada

X = Promedio de tiempos para cada método

\bar{X} = Media de coordenadas de X promedio

n = número de muestras

$$T_c = \frac{|\bar{X}_A - \bar{X}_B|}{\sqrt{\frac{S_1^2}{n_A} + \frac{S_2^2}{n_B}}}$$

Dónde:

T_c = valor de "T" calculado

S_1^2 = varianza de la muestra X1

S_2^2 = varianza de la muestra X2

\bar{X}_A = Media de la muestra tomada X1

\bar{X}_B = Media de la muestra tomada X2

n_A = Tamaño de la muestra tomada X1

n_B = Tamaño de la muestra tomada X2

4.2 FACTORES DE ESTUDIO

Los factores de estudios están considerados los resultados obtenidos en la red de distribución sin optimizar y la red optimizada, variables como velocidades y presiones.

4.3 PRESIONES SIN OPTIMIZAR VS. PRESIONES OPTIMIZADAS

En el diseño de la red de distribución se han obtenidos tres variables de presiones:

- Las presiones de una red sin optimizar con población de diseño con proyección censal.
- Las presiones de una red optimizada con población de diseño con proyección censal.
- Las presiones de una red optimizada con población de diseño con proyección de población de zonificación.

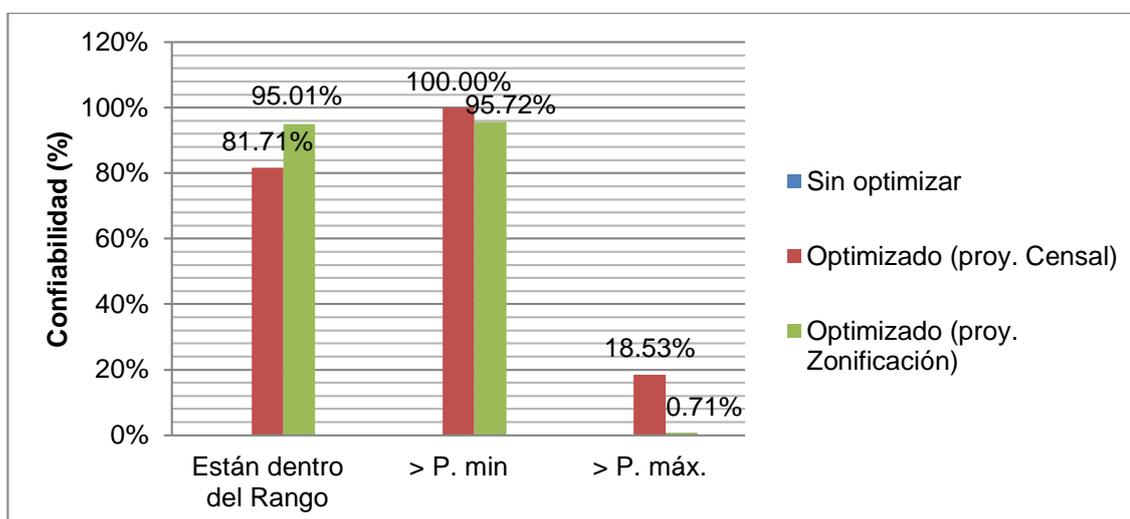
En el siguiente cuadro y gráfico, se presenta la comparación de cada una de ellas en relación a su grado de confiabilidad.

Cuadro N° 15: Comparación de confiabilidad de las presiones finales

Red de Distribución	Están dentro del Rango	> P. min	> P. máx.
Sin optimizar	0.00%	0.00%	0.00%
Optimizado (proy. Censal)	81.71%	100.00%	18.53%
Optimizado (proy. Zonificación)	95.01%	95.72%	0.71%

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico N° 15: Comparación de confiabilidad de las presiones finales



Fuente: Elaboración propia.

4.3.1 Muestras para comparación

Las muestras para su comparación, son los resultados finales del diseño de la red de distribución en las presiones y velocidades de cada tramo.

4.3.2 Planteamiento de hipótesis

$$H_0 : \bar{X}_1 \geq \bar{X}_2$$

$$H_1 : \bar{X}_1 < \bar{X}_2$$

H_0 = Hay diferencia significativa entre los datos.

H_1 = No hay diferencia significativa entre los datos.

4.3.3 Regla de decisión utilizado

Se tomó la decisión de acuerdo al cálculo de la T calculada (T_c) y la T tabulada (T_t)

T_c = T calculada

T_t = T tabulada o de cuadro

Entonces sí:

$T_c \geq T_t$: Se acepta la H_0

$T_c < T_t$: Se rechaza la H_0

4.3.4 Nivel de significancia

El nivel de significancia que se tomó para esta investigación en la prueba estadística fue de un nivel de:

Alfa = 0.05 nivel de significancia

4.3.5 Cálculo de T_c según la fórmula

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} = \frac{X_1 + X_2 + X_3 + \dots + X_n}{n}$$

Dónde:

X_i = Elementos de la población

n = Número de elementos de la población

Se determinó la medida de dispersión como varianza de una muestra usando la fórmula:

$$S^2 = \frac{\sum(X - \bar{X})^2}{n - 1}$$

4.3.6 Ensayos de hipótesis

Cuadro N° 16: Comparación de las presiones sin optimizar VS presiones optimizadas con proyección censal.

Nudo	Presiones sin optimizar	$X_A - \bar{X}_A$	$(X_A - \bar{X}_A)^2$	Presiones optimizadas (censal)	$X_B - \bar{X}_B$	$(X_B - \bar{X}_B)^2$
J-1	-284.89	3.6422	13.2655	46.63	3.7914	14.3749
J-2	-284.81	3.7222	13.8547	46.71	3.8714	14.9879
J-4	-279.80	8.7322	76.2511	51.73	8.8914	79.0574
J-5	-300.72	-12.1878	148.5428	30.93	-11.9086	141.8142
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
J-488	-277.51	11.0222	121.4886	51.85	9.0114	81.2058
J-490	-279.74	8.7922	77.3025	48.35	5.5114	30.3758
J-491	-283.25	5.2822	27.9015	50.17	7.3314	53.7498
J-392	-281.43	7.1022	50.4410	48.86	6.0214	36.2576
J-492	-289.32	-0.7878	0.6207	42.33	-0.5086	0.2586
J-493	-281.87	6.6622	44.3847	49.70	6.8614	47.0792
Promedio	-288.53	Promedio	26026.7144	42.84	Promedio	22829.4241
		S²	61.9684		S²	54.3558

Fuente: Elaboración propia.

$$T_c = \frac{|\bar{X}_A - \bar{X}_B|}{\sqrt{\frac{S_A^2}{n_A} + \frac{S_B^2}{n_B}}}$$

$$T_c = \frac{|-288.53 - 42.84|}{\sqrt{\frac{61.9684}{421} + \frac{54.3558}{421}}}$$

Tc = 630.407

Criterio de decisión:

$$T_t = t_{\alpha} = t_{0.05}(421) = 1.960$$

$$T_c = 630.407 > t_{0.05}(421) = 1.960$$

Como $T_c = 630.407$ es mayor que 1.960, se acepta la hipótesis de H_0 , Hay diferencia significativa entre las presiones sin optimizar y las presiones optimizadas con proyección censal.

Cuadro N° 17: Comparación de las presiones sin optimizar VS presiones optimizadas con proyección por zonificación.

Nudo	Presiones sin optimizar	$X_A - \bar{X}_A$	$(X_A - \bar{X}_A)^2$	Presiones optimizadas (zonif.)	$X_B - \bar{X}_B$	$(X_B - \bar{X}_B)^2$
J-1	-284.89	3.6422	13.2655	34.10	3.0774	9.4706
J-2	-284.81	3.7222	13.8547	34.20	3.1774	10.0961
J-4	-279.80	8.7322	76.2511	39.80	8.7774	77.0434
J-5	-300.72	-12.1878	148.5428	17.30	-13.7226	188.3088
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
J-488	-277.51	11.0222	121.4886	46.60	15.5774	242.6565
J-490	-279.74	8.7922	77.3025	39.40	8.3774	70.1814
J-491	-283.25	5.2822	27.9015	35.40	4.3774	19.1619
J-392	-281.43	7.1022	50.4410	37.10	6.0774	36.9352
J-492	-289.32	-0.7878	0.6207	28.80	-2.2226	4.9398
J-493	-281.87	6.6622	44.3847	37.20	6.1774	38.1607
Promedio	-288.53	Promedio	26026.7144	31.02	Promedio	35088.4356
		S²	61.9684		S²	83.5439

Fuente: Elaboración propia.

$$T_c = \frac{|\bar{X}_A - \bar{X}_B|}{\sqrt{\frac{S_A^2}{n_A} + \frac{S_B^2}{n_B}}}$$

$$T_c = \frac{|-288.53 - 31.02|}{\sqrt{\frac{61.9684}{421} + \frac{83.5439}{421}}}$$

$$T_c = 543.546$$

Criterio de decisión:

$$T_t = t_{\frac{\alpha}{2}} = t_{0.05}(421) = 1.960$$

$$T_c = 543.546 > t_{0.05}(421) = 1.960$$

Como $T_c = 543.546$ es mayor que 1.960, se acepta la hipótesis de H_0 , Hay diferencia significativa entre las presiones sin optimizar y las presiones optimizadas con proyección por zonificación.

Cuadro N° 18: Determinación de la prueba T para comparación de presiones

Nudo	Presiones optimizadas (censal)	$X_A - \bar{X}_A$	$(X_A - \bar{X}_A)^2$	Presiones optimizadas (zonif.)	$X_B - \bar{X}_B$	$(X_B - \bar{X}_B)^2$
J-1	46.63	3.7914	14.3749	34.10	3.0774	9.4706
J-2	46.71	3.8714	14.9879	34.20	3.1774	10.0961
J-4	51.73	8.8914	79.0574	39.80	8.7774	77.0434
J-5	30.93	-11.9086	141.8142	17.30	-13.7226	188.3088
J-7	38.28	-4.5586	20.7806	24.70	-6.3226	39.9748
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
J-490	48.35	5.5114	30.3758	39.40	8.3774	70.1814
J-491	50.17	7.3314	53.7498	35.40	4.3774	19.1619
J-392	48.86	6.0214	36.2576	37.10	6.0774	36.9352
J-492	42.33	-0.5086	0.2586	28.80	-2.2226	4.9398
J-493	49.70	6.8614	47.0792	37.20	6.1774	38.1607
Promedio	42.84	Promedio	22829.4241	31.02	Promedio	35088.4356
		S²	54.3558		S²	83.5439

Fuente: Elaboración propia.

$$T_c = \frac{|\bar{X}_A - \bar{X}_B|}{\sqrt{\frac{S_A^2}{n_A} + \frac{S_B^2}{n_B}}}$$

$$T_c = \frac{|42.4 - 31.02|}{\sqrt{\frac{54.3558}{421} + \frac{83.5439}{421}}}$$

$$T_c = 20.646$$

Criterio de decisión:

$$T_t = t_{\frac{\alpha}{2}} = t_{0.05}(421) = 1.960$$

$$T_c = 20.646 > t_{0.05}(421) = 1.960$$

Como $T_c = 20.646$ es mayor que 1.960, se acepta la hipótesis de H_0 , Hay diferencia significativa entre las presiones optimizadas con proyección censal y las presiones optimizadas con proyección por zonificación.

4.4 VELOCIDADES SIN OPTIMIZAR VS. VELOCIDADES OPTIMIZADAS

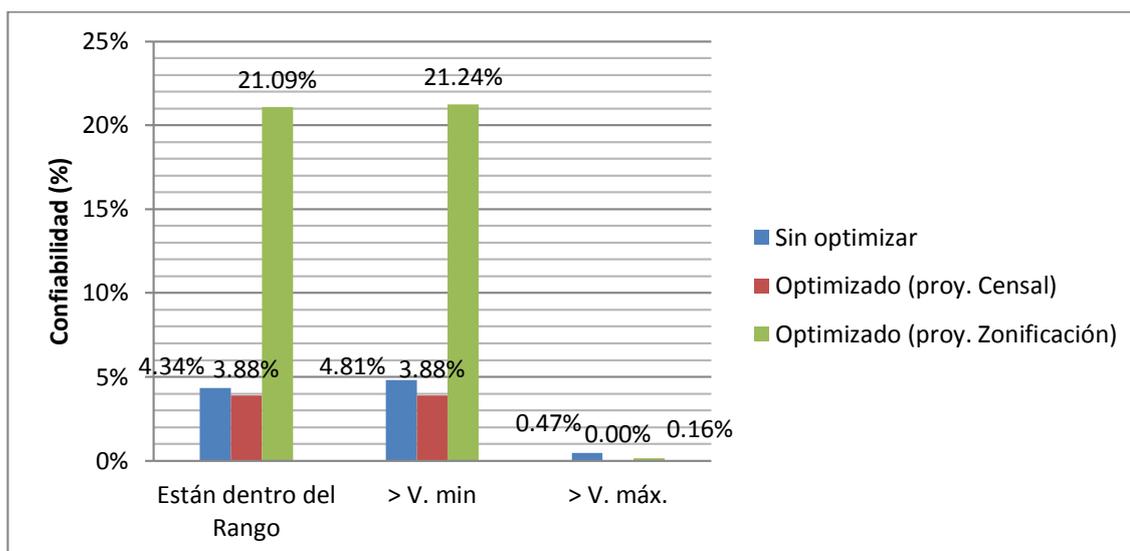
Del mismo modo se han comparado las velocidades obtenidas de la red sin optimizar, optimizado con proyección censal y el optimizado con proyección por zonificación.

Cuadro N° 19: Comparación de confiabilidad de las velocidades finales

Red de Distribución	Están dentro del Rango	> V. min	> V. máx.
Sin optimizar	4.34%	4.81%	0.47%
Optimizado (proy. Censal)	3.88%	3.88%	0.00%
Optimizado (proy. Zonificación)	21.09%	21.24%	0.16%

Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 16: Comparación de confiabilidad de las velocidades finales



Fuente: Elaboración propia

Se ha hallado la Tc de las velocidades Siguiendo el procedimiento descrito anteriormente. A continuación se presenta el resumen de la Tc.

Cuadro N° 20: Resumen de resultados de Tc de velocidades.

Comparación	Tt	Tc
Sin optimizar VS Optimizado (proy. Censal)	1.960	1.821
Sin optimizar VS Optimizado (proy. Zonificación)	1.960	6.804
Optimizado (proy. Censal) VS Optimizado (proy. Zonificación)	1.960	9.569

Fuente: Elaboración propia

- Para la primera comparación, como $T_c = 1.821$ es menor que 1.960, se rechaza la hipótesis de H_0 , No hay diferencia significativa entre las velocidades sin optimizar y las velocidades optimizadas con proyección censal, las mismas que se pueden considerar resultados de iguales velocidades.

- Para la segunda comparación, como $T_c = 6.804$ es mayor que 1.960, se acepta la hipótesis de H_0 , Hay diferencia significativa entre las velocidades sin optimizar y las velocidades optimizadas con proyección por zonificación.
- Para la tercera comparación, como $T_c = 9.569$ es mayor que 1.960, se acepta la hipótesis de H_0 , Hay diferencia significativa entre las velocidades optimizadas con proyección censal y las velocidades optimizadas con proyección por zonificación.

4.5 PRECIOS DEL WATERCAD VS PRECIOS MANUALES

En el análisis hidráulico de la red de distribución se ha determinado que el diseño de menor costo es el diseño sin optimizar con un valor de S/. 781,976.0, seguido de diseño optimizado con proyección población con criterio censal que tiene un costo de S/. 947,141.0, y el que presenta mayor costo es el diseño optimizado con proyección poblacional con criterio por zonificación con un costo de S/. 1'010,891.0.

Cuadro N° 21: Resumen de costos manual de diseño de la red de distribución.

Diseño de red de distribución	costo S/.
sin optimizar	781,976
Optimizado con proy. Censal	947,141
Optimizado con proy. Zonificación	1'010,891

Fuente: Elaboración propia

Sin embargo en los procedimientos para la optimización de la red en el entorno de WaterCad se han introducido costos de tuberías por metro lineal, obteniéndose al final del proceso precios mínimos del diseño. A continuación se presentan costos obtenidos en el WaterCad.

Cuadro N° 22: Resumen de costos WaterCad de diseño de la red de distribución.

Diseño de red de distribución	Costo S/.
sin optimizar	781,976
Optimizado con proy. Censal	947,836.10
Optimizado con proy. Zonificación	1'010,881.90

Fuente: Resumen costos WaterCad

4.5.1 Muestras para comparación

Las muestras para su comparación, son los costos finales de los diseños de la red de distribución, obtenidos manualmente en comparación con los obtenidos con el WaterCad.

4.5.2 Planteamiento de hipótesis

$$H_0 : \bar{X}_1 \geq \bar{X}_2$$

$$H_1 : \bar{X}_1 < \bar{X}_2$$

H_0 = Hay diferencia significativa entre los datos.

H_1 = No hay diferencia significativa entre los datos.

4.5.3 Regla de decisión utilizado

Se tomó la decisión de acuerdo al cálculo de la T calculada (T_c) y la T tabulada (T_t)

T_c = T calculada

T_t = T tabulada o de cuadro

Entonces sí:

$T_c \geq T_t$: Se acepta la H_0

$T_c < T_t$: Se rechaza la H_0

4.5.4 Nivel de significancia

El nivel de significancia que se tomó para esta investigación en la prueba estadística fue de un nivel de:

$$\text{Alfa} = 0.05 \text{ nivel de significancia}$$

4.5.5 Calculo de Tc según la formula

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} = \frac{X_1 + X_2 + X_3 + \dots + X_n}{n}$$

Dónde:

X_i = Elementos de la población

n = Numero de elementos de la población

Se determinó la medida de dispersión como varianza de una muestra usando la fórmula:

$$S^2 = \frac{\sum (X - \bar{X})^2}{n - 1}$$

4.5.6 Ensayos de hipótesis

Comparación de los costos obtenidos manualmente en comparación con los costos obtenidos en el WaterCad.

Cuadro Nº 23: Determinación de la prueba T para comparación de costos

Nº costo	Costos Manual	$X_A - \bar{X}_A$	$(X_A - \bar{X}_A)^2$	Costos Water Cad	$X_B - \bar{X}_B$	$(X_B - \bar{X}_B)^2$
1	781,976.0	131360.0	17255449600.0	781,976.0	131588.7	17315577195.1
2	947,141.0	33805.0	1142778025.0	947,836.1	34271.4	1174531142.7
3	1'010,891.0	97555.0	9516978025.0	1'010,881.9	97317.2	9470643903.7
Promedio	913,336.0	Suma	27915205650.0	913,564.7	Suma	27960752241.5
		S²	13957602825.0		S²	13980376120.7

Fuente: Elaboración propia.

$$T_c = \frac{|\bar{X}_A - \bar{X}_B|}{\sqrt{\frac{S_A^2}{n_A} + \frac{S_B^2}{n_B}}}$$

$$T_c = \frac{|913,336.0 - 913,564.7|}{\sqrt{\frac{13957602825}{3} + \frac{13980376120.7}{3}}}$$

Tc = 0.00270

Criterio de decisión:

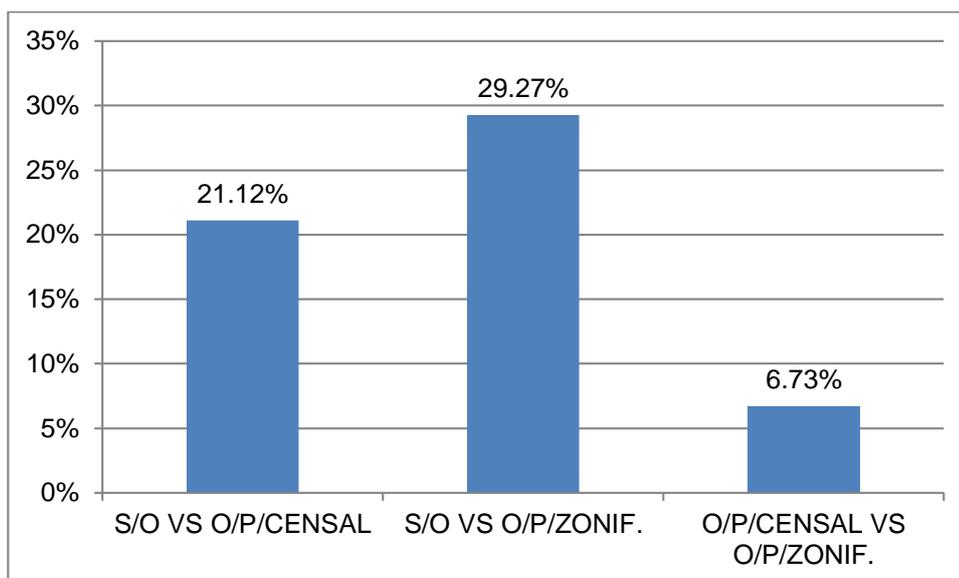
$$T_t = t_{\frac{\alpha}{2}} = t_{0.05}(3) = 3.182$$

$$T_c = 0.00270 > t_{0.05}(3) = 3.182$$

Como Tc = 0.00270 es menor que 3.182, se rechaza la hipótesis de Ho, No hay diferencia significativa entre los costos obtenidos manualmente en comparación entre los costos obtenidos con el WaterCad.

Las diferencias que se presentan entre los costos son del 21.12% entre los costos del diseño sin optimizar (S/O) en comparación con el diseño optimizado con proyección censal (O/P/CENSAL), y del 29.27% entre los costos del diseño S/O en comparación con el diseño optimizado con proyección por zonificación (O/P/ZONIF.), y del 6.73% entre los costos del diseño O/P/CENSAL en comparación con O/P/ZONIF.

Gráfico N° 17: Diferencias entre costos en porcentaje



Fuente: Elaboración propia.

CONCLUSIONES

- En los resultados de confiabilidad se ha obtenido diferencias significativas, en donde para el diseño sin optimizar da 0% en presiones y 4.34% en velocidades, para optimizado con proyección censal da 81.71% en presiones y 3.88% en velocidades y optimizado con proyección por zonificación da 95.01% en presiones y 21.09% en velocidades. En presiones y velocidades el que presenta mayor confiabilidad es el diseño optimización con proyección por zonificación, en comparación a los sin optimizar y al optimizado con proyección censal, dando como resultados de Tc, de 543.55 y 20.646 en presiones y de Tc de 6.804 y 9.569 en velocidades, respectivamente.
- En los costos obtenidos manualmente y los obtenidos en el WaterCad, obteniéndose una Tc de 0.00270 por debajo de una Tt de 3.182, concluyendo que no hay diferencia significativa entre los costos. De los diseños de las redes de distribución se ha encontrado que el que presenta menor costos es el diseño sin optimizar con un costo de S/. 781,976.00, seguido del diseño optimizado con proyección censal con un valor de S/. 947.141.00, y el mayor costo lo tiene el diseño optimizado con proyección por zonificación con un valor de S/. 1'010,891.00, pero como se puede ver en los planos finales los diseños con menor costo no han cumplido los parámetros de diseño.
- El encontrar la red de agua potable de menor costo, no garantiza encontrar un nivel de confiabilidad deseable, en la mayoría de los casos no se toma en cuenta la confiabilidad de la red de agua potable, de tal modo que las redes de mínimo costo presentan índices de confiabilidad muy bajos. Se concluye que la selección del diseño es la que tiene mayor confiabilidad la que es el diseño optimizado con proyección por zonificación.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar investigaciones sobre el modelamiento del sistema de distribución de agua, considerando características físicas – químicas del fluido y sus comportamientos en el sistema.
- Investigar sobre el comportamiento que se puede tener en el diseño de la red de distribución, considerando efectos de deformaciones que se pueden presentar en las tuberías por aplastamiento de las mismas.
- Seguir impulsando las investigaciones en relación al abastecimiento de agua en ciudades de mayor complejidad de diseño y modelamiento de estado dinámico.

BIBLIOGRAFÍA

- Agüero R. (1997). *Agua potable para poblaciones rurales*. España: Edición SER.
- Castillo, L. (2004). *Instalaciones sanitarias para edificaciones diseño*. Perú: Edición UNI.
- Corral, I. (2003). *Topografía de obras*. Edición UPC.
- Cruz R. G. (2002). *Modulo Educativo Operación y Mantenimiento de Sistemas de Agua*, Programa Agua y Saneamiento.
- ETERNIT. (2001). *Manual de instalación de tubería presión* – Edición Lima.
- Gallizio, A. (2005). *Instalaciones sanitarias*. Perú: Edición UNI.
- ICG (2008). *Reglamento Nacional de Edificaciones*, Perú. Editorial de la ICG.
- Merritt, F. (2005). *Manual del ingeniero civil*.
- ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD (2004) *Guía de diseño para líneas de conducción e impulsión de sistemas de abastecimiento de agua rural*. Perú. Lima – Perú.
- Rocha S. (2006). *Abastecimientos de agua*. Perú: Edición Vega S.R.L.
- Rocha, A. (2007). *Hidráulica de tuberías y canales*. Edición UNI.
- SALDARRIAGA, J. G. (1998). *Hidráulica de tuberías*. 1era Edición. Editorial Mc Graw Hill.

Te Chow, V. (2003) *Hidráulica de los canales abiertos*. Perú Edición Lima.

Vierendel, (2005) *Abastecimiento de agua y alcantarillado*. 3ra Edición.

ANEXOS

Caudales en los nudos del diseño con proyección censal.

NUDO	Q (l/s)						
J-1	0.0985	J-110	0.0763	J-173	0.0393	J-228	0.0556
J-2	0.0630	J-111	0.0768	J-174	0.1555	J-229	0.0734
J-4	0.0791	J-112	0.0941	J-175	0.1552	J-230	0.0539
J-5	0.0781	J-113	0.0771	J-176	0.0498	J-231	0.0670
J-7	0.0701	J-114	0.1283	J-177	0.0755	J-232	0.0544
J-10	0.0456	J-115	0.1003	J-178	0.0680	J-233	0.0866
J-11	0.0791	J-116	0.0692	J-179	0.0760	J-234	0.0712
J-13	0.1017	J-117	0.0744	J-180	0.0753	J-235	0.0979
J-16	0.0850	J-118	0.1015	J-181	0.1282	J-236	0.0357
J-19	0.1047	J-119	0.0711	J-182	0.0919	J-237	0.0541
J-20	0.1315	J-120	0.0358	J-183	0.1426	J-238	0.0825
J-22	0.0558	J-121	0.0957	J-184	0.1149	J-239	0.0906
J-24	0.1225	J-122	0.0532	J-185	0.0263	J-240	0.0683
J-26	0.0599	J-123	0.0684	J-186	0.1006	J-241	0.0540
J-27	0.0590	J-124	0.0871	J-187	0.0592	J-242	0.0543
J-29	0.0906	J-125	0.1032	J-188	0.0119	J-243	0.0486
J-31	0.0987	J-126	0.0745	J-189	0.0824	J-244	0.0542
J-32	0.0691	J-127	0.1044	J-190	0.0676	J-245	0.0307
J-34	0.0559	J-128	0.1194	J-191	0.0974	J-246	0.0526
J-38	0.1202	J-132	0.0445	J-192	0.0363	J-247	0.0661
J-43	0.0736	J-133	0.0500	J-194	0.0696	J-248	0.1067
J-44	0.0463	J-135	0.0695	J-195	0.0133	J-249	0.0842
J-45	0.0858	J-136	0.0755	J-196	0.0575	J-250	0.0566
J-47	0.0577	J-137	0.1147	J-197	0.0733	J-251	0.1611
J-48	0.0710	J-139	0.0950	J-198	0.0539	J-252	0.0657
J-49	0.0894	J-140	0.1315	J-199	0.0572	J-253	0.1094
J-73	0.0717	J-142	0.0568	J-200	0.0692	J-254	0.1094
J-74	0.0770	J-143	0.0987	J-201	0.0533	J-255	0.0818
J-75	0.0469	J-144	0.0516	J-203	0.0686	J-256	0.0544
J-76	0.0748	J-145	0.0455	J-204	0.0646	J-257	0.0694
J-81	0.0483	J-146	0.0395	J-205	0.0680	J-258	0.1013
J-82	0.0404	J-148	0.0492	J-206	0.0514	J-259	0.0854
J-83	0.1268	J-149	0.0509	J-207	0.0664	J-260	0.0461
J-85	0.0292	J-150	0.0649	J-208	0.0863	J-261	0.0956
J-86	0.0757	J-151	0.0666	J-209	0.0365	J-262	0.0547
J-87	0.0369	J-152	0.0673	J-210	0.0721	J-263	0.0631
J-88	0.0519	J-153	0.0846	J-211	0.0905	J-264	0.0935
J-90	0.0427	J-154	0.0675	J-212	0.0899	J-265	0.0864
J-91	0.0528	J-155	0.0685	J-213	0.0541	J-266	0.0665
J-93	0.0358	J-156	0.0669	J-214	0.0540	J-267	0.0681
J-95	0.0592	J-157	0.0679	J-215	0.0823	J-268	0.0648
J-96	0.0285	J-158	0.066	J-216	0.0999	J-269	0.0531
J-99	0.0380	J-159	0.0523	J-217	0.0901	J-270	0.0700
J-100	0.0240	J-160	0.0185	J-218	0.0815	J-271	0.1000
J-101	0.0946	J-161	0.0211	J-219	0.0626	J-272	0.0527
J-102	0.1059	J-162	0.0421	J-220	0.0722	J-273	0.0536
J-103	0.0824	J-163	0.0581	J-221	0.0835	J-274	0.0978
J-104	0.1021	J-164	0.0667	J-222	0.0539	J-275	0.0678
J-105	0.1025	J-165	0.0563	J-223	0.0624	J-276	0.0802
J-106	0.1221	J-166	0.0529	J-224	0.1089	J-277	0.0548
J-107	0.0702	J-167	0.021	J-225	0.0668	J-278	0.0519
J-108	0.0546	J-170	0.1089	J-226	0.0893	J-279	0.1020
J-109	0.0536	J-172	0.1087	J-227	0.0905	J-280	0.0626

NUDO	Q (l/s)
J-281	0.0619
J-282	0.0633
J-283	0.0835
J-284	0.0637
J-285	0.0674
J-286	0.0857
J-287	0.0585
J-288	0.0637
J-289	0.1264
J-290	0.1098
J-291	0.0936
J-292	0.0545
J-293	0.0680
J-294	0.0671
J-295	0.1219
J-296	0.1038
J-297	0.0595
J-298	0.0628
J-299	0.0633
J-300	0.0628
J-301	0.1063
J-302	0.0570
J-303	0.0593
J-304	0.0578
J-305	0.0976
J-306	0.0781
J-307	0.0628
J-308	0.0681
J-309	0.0553
J-310	0.0789
J-311	0.0956
J-312	0.0656
J-313	0.1317
J-314	0.0786
J-315	0.0551
J-316	0.0699
J-317	0.0718
J-318	0.0722
J-319	0.0747
J-320	0.0727
J-321	0.1183
J-322	0.1187
J-323	0.0786
J-324	0.0790
J-325	0.0815
J-326	0.7950
J-327	0.1211
J-328	0.1191
J-329	0.0595
J-330	0.0589
J-331	0.0638
J-332	0.0587
J-333	0.0643

NUDO	Q (l/s)
J-334	0.0679
J-335	0.0810
J-336	0.0859
J-337	0.0813
J-338	0.079
J-339	0.0605
J-340	0.0862
J-341	0.0848
J-342	0.0552
J-343	0.0923
J-344	0.1194
J-345	0.0872
J-346	0.0552
J-347	0.1222
J-348	0.0344
J-349	0.1385
J-350	0.1039
J-351	0.0777
J-352	0.0554
J-353	0.0947
J-354	0.0746
J-355	0.0641
J-356	0.0699
J-357	0.0534
J-358	0.0534
J-359	0.0685
J-360	0.0867
J-361	0.1235
J-362	0.0946
J-363	0.0555
J-364	0.0694
J-365	0.0756
J-366	0.1027
J-367	0.0750
J-368	0.0736
J-369	0.1137
J-370	0.0952
J-371	0.0560
J-372	0.0752
J-373	0.0871
J-374	0.0565
J-375	0.0534
J-376	0.0563
J-377	0.2403
J-378	0.0952
J-379	0.0578
J-380	0.057
J-381	0.0542
J-382	0.0578
J-383	0.0490
J-384	0.0883
J-385	0.0883
J-386	0.0527

NUDO	Q (l/s)
J-387	0.8480
J-388	0.1019
J-389	0.0569
J-391	0.0982
J-392	0.1043
J-393	0.0904
J-394	0.0707
J-395	0.0572
J-396	0.0680
J-397	0.0649
J-398	0.1293
J-399	0.0419
J-400	0.0182
J-401	0.0823
J-402	0.1152
J-403	0.0622
J-404	0.0557
J-405	0.0914
J-406	0.0553
J-407	0.1068
J-408	0.1041
J-409	0.0798
J-410	0.0780
J-411	0.1202
J-412	0.0681
J-413	0.0721
J-415	0.0761
J-416	0.1043
J-417	0.0597
J-418	0.0762
J-419	0.0683
J-420	0.1003
J-421	0.0281
J-422	0.0775
J-423	0.0922
J-424	0.1391
J-425	0.0213
J-426	0.0957
J-428	0.2238
J-429	0.0712
J-430	0.0946
J-431	0.0691
J-432	0.0975
J-433	0.1076
J-434	0.0942
J-435	0.0799
J-436	0.1291
J-437	0.0473
J-438	0.0940
J-439	0.1133
J-440	0.0367
J-441	0.1177
J-442	0.1206

NUDO	Q (l/s)
J-443	0.0914
J-444	0.0987
J-445	0.0878
J-446	0.0931
J-447	0.1115
J-448	0.0528
J-449	0.1227
J-450	0.0848
J-451	0.1446
J-452	0.1087
J-453	0.0704
J-454	0.0831
J-455	0.0653
J-456	0.1101
J-457	0.1232
J-458	0.0272
J-459	0.1077
J-460	0.0629
J-461	0.1098
J-462	0.0661
J-463	0.0650
J-464	0.0758
J-465	0.8730
J-466	0.0869
J-467	0.0679
J-468	0.0796
J-469	0.0668
J-470	0.0685
J-471	0.0692
J-472	0.0736
J-473	0.0601
J-474	0.0848
J-475	0.0678
J-476	0.0699
J-477	0.0679
J-478	0.0701
J-479	0.0779
J-480	0.0375
J-481	0.0515
J-482	0.0687
J-483	0.0747
J-484	0.1094
J-485	0.0675
J-486	0.0600
J-487	0.1037
J-488	0.0736
J-490	0.1949
J-491	0.1556
J-492	0.1059
J-493	0.1074

Números de viviendas por cuadras

Cuadra	N° de lotes						
A	34	Y	24	20	20	72	23
B	34	A'	26	21	20	73	8
C	34	Z	24	22	16	1	9
D	334	C'	16	23	10	2	10
E	16	D'	19	24	20	3	20
F	13	B'	22	25	16	4	27
G	17	X	24	26	37	5	20
H	16	W	30	27	25	6	20
I	21	M	18	28	21	7	20
J	20	O	10	29	14	8	16
K	23	R	18	30	20	9	30
L	22	T	24	31	25	10	15
LL	14	S	26	32	20	11	9
M	42	U	24	33	16	12	14
N	45	17	16	34	10	13	14
Ñ	27	18	12	35	16	14	24
O	3	21	14	36	22	15	24
P	20	15	14	37	20	16	14
Q	12	E	16	38	16	17	16
R	8	P	18	39	10	18	11
S	33	N	16	40	16	19	26
T	20	L	12	41	20	20	14
U	34	I	16	42	9	21	14
V	20	H	21	43	16	22	14
W	20	G	19	44	15	23	14
X	34	F	18	45	26	24	14
Y	34	D	22	46	19	25	15
Z	34	E	16	47	23	26	26
A'	2	10	18	48	9	27	16
J	14	9	18	49	18	28	24
K	9	7	16	50	16	29	16
V	16	A'	17	51	13	30	24
E'	21	C'	21	52	18	31	16
F'	3	1	16	53	14	32	24
G'	14	2	20	54	26	33	24
H'	18	3	10	55	13	34	26
I'	18	4	20	56	26	35	24
V'	13	5	16	57	12	36	24
W'	8	6	20	58	18	37	24
X'	12	7	16	59	10	38	26
T'	19	8	10	60	18	39	24
U'	12	9	16	61	16	40	18
S'	22	10	20	62	10	41	26
R'	12	11	20	63	16	42	20
Q'	16	12	16	64	34	43	18
M'	28	13	10	65	32	44	18
N'	12	14	20	66	32	45	16
O'	30	15	18	67	30	46	20
L'	22	16	20	68	29	47	18
K'	38	17	16	69	28		
P'	30	18	10	70	26		
J'	22	19	16	71	25		

Áreas de usos de comunes, parques, recreacionales

DESCRIPCIÓN	ÁREA (m ²)
SERPAR	15,078.00
Área Comunal	15,687.00
Recreación Pública	80,758.00
Total	111,523.00

Área de uso educacional

DESCRIPCIÓN	ÁREA (m ²)
EDUCACIONAL	23,331.50
Total	23,331.50

Caudales en los nudos del diseño con proyección por zonificación

NUDO	Q (l/s)						
J-1	0.2924	J-110	0.2264	J-173	0.1167	J-228	0.1651
J-2	0.1870	J-111	0.2281	J-174	0.3428	J-229	0.2180
J-4	0.2348	J-112	0.2794	J-175	0.4608	J-230	0.1599
J-5	0.2320	J-113	0.2288	J-176	0.1478	J-231	0.1990
J-7	0.2082	J-114	0.3808	J-177	0.2242	J-232	0.1615
J-10	0.1354	J-115	0.2978	J-178	0.2018	J-233	0.2570
J-11	0.2349	J-116	0.2054	J-179	0.2258	J-234	0.2112
J-13	0.3018	J-117	0.2208	J-180	0.2236	J-235	0.2908
J-16	0.2523	J-118	0.3013	J-181	0.3805	J-236	0.1059
J-19	0.3109	J-119	0.2111	J-182	0.2728	J-237	0.1608
J-20	0.3905	J-120	0.1064	J-183	0.4232	J-238	0.2450
J-22	0.1658	J-121	0.2842	J-184	0.3410	J-239	0.2690
J-24	0.3638	J-122	0.158	J-185	0.0782	J-240	0.2026
J-26	0.1777	J-123	0.2029	J-186	0.2986	J-241	0.1602
J-27	0.1751	J-124	0.2587	J-187	0.1759	J-242	0.1612
J-29	0.2689	J-125	0.3065	J-188	0.0354	J-243	0.1443
J-31	0.2931	J-126	0.2212	J-189	0.2446	J-244	0.1609
J-32	0.2050	J-127	0.3099	J-190	0.2008	J-245	0.0911
J-34	0.1658	J-128	0.3543	J-191	0.2893	J-246	0.1562
J-38	0.3567	J-132	0.1321	J-192	0.1078	J-247	0.1963
J-43	0.2185	J-133	0.1484	J-194	0.2066	J-248	0.3169
J-44	0.1374	J-135	0.2063	J-195	0.0394	J-249	0.2530
J-45	0.2546	J-136	0.2243	J-196	0.1709	J-250	0.1681
J-47	0.1714	J-137	0.3406	J-197	0.2177	J-251	0.4783
J-48	0.2109	J-139	0.2820	J-198	0.1602	J-252	0.1950
J-49	0.2653	J-140	0.3004	J-199	0.1699	J-253	0.3247
J-73	0.2128	J-142	0.1686	J-200	0.2053	J-254	0.3470
J-74	0.2287	J-143	0.293	J-201	0.1584	J-255	0.2428
J-75	0.1391	J-144	0.1533	J-203	0.2036	J-256	0.1615
J-76	0.2220	J-145	0.1351	J-204	0.1917	J-257	0.2060
J-81	0.1434	J-146	0.1174	J-205	0.2019	J-258	0.3007
J-82	0.1199	J-148	0.146	J-206	0.1526	J-259	0.2536
J-83	0.3765	J-149	0.1511	J-207	0.1971	J-260	0.1369
J-85	0.0866	J-150	0.1927	J-208	0.2561	J-261	0.2837
J-86	0.2247	J-151	0.1979	J-209	0.1084	J-262	0.1624
J-87	0.1097	J-152	0.1997	J-210	0.2142	J-263	0.1872
J-88	0.1541	J-153	0.2511	J-211	0.2686	J-264	0.2777
J-90	0.1269	J-154	0.2003	J-212	0.2670	J-265	0.2534
J-91	0.1567	J-155	0.2032	J-213	0.1606	J-266	0.1975
J-93	0.1063	J-156	0.1986	J-214	0.1603	J-267	0.2022
J-95	0.1700	J-157	0.2016	J-215	0.2444	J-268	0.1626
J-96	0.0846	J-158	0.1961	J-216	0.2966	J-269	0.1576
J-99	0.1127	J-159	0.1553	J-217	0.2676	J-270	0.2079
J-100	0.0714	J-160	0.0548	J-218	0.2418	J-271	0.2969
J-101	0.2809	J-161	0.0626	J-219	0.1858	J-272	0.1566
J-102	0.3143	J-162	0.125	J-220	0.2144	J-273	0.1593
J-103	0.2446	J-163	0.1726	J-221	0.2480	J-274	0.2905
J-104	0.3031	J-164	0.1982	J-222	0.1599	J-275	0.2007
J-105	0.3043	J-165	0.1672	J-223	0.1852	J-276	0.2382
J-106	0.3624	J-166	0.1569	J-224	0.3233	J-277	0.1626
J-107	0.2083	J-167	0.0623	J-225	0.1982	J-278	0.1540
J-108	0.1621	J-170	0.3234	J-226	0.2652	J-279	0.3028
J-109	0.1593	J-172	0.3228	J-227	0.2687	J-280	0.1858

NUDO	Q (l/s)
J-281	0.1839
J-282	0.1880
J-283	0.2479
J-284	0.1890
J-285	0.2000
J-286	0.2543
J-287	0.1737
J-288	0.1890
J-289	0.3753
J-290	0.3261
J-291	0.2779
J-292	0.1619
J-293	0.2018
J-294	0.1993
J-295	0.3620
J-296	0.3081
J-297	0.1766
J-298	0.1866
J-299	0.1880
J-300	0.1866
J-301	0.3156
J-302	0.1691
J-303	0.1761
J-304	0.1715
J-305	0.2899
J-306	0.2317
J-307	0.1866
J-308	0.2021
J-309	0.1643
J-310	0.2344
J-311	0.2839
J-312	0.1949
J-313	0.3910
J-314	0.2334
J-315	0.1636
J-316	0.2075
J-317	0.2132
J-318	0.2145
J-319	0.2217
J-320	0.2158
J-321	0.3511
J-322	0.3523
J-323	0.2333
J-324	0.2346
J-325	0.2419
J-326	0.2359
J-327	0.3596
J-328	0.3537
J-329	0.1766
J-330	0.1749
J-331	0.1893
J-332	0.1742
J-333	0.1910

NUDO	Q (l/s)
J-334	0.2016
J-335	0.2405
J-336	0.2549
J-337	0.2414
J-338	0.2344
J-339	0.1796
J-340	0.2560
J-341	0.2519
J-342	0.1638
J-343	0.2739
J-344	0.3545
J-345	0.2590
J-346	0.1638
J-347	0.3629
J-348	0.1022
J-349	0.4111
J-350	0.3084
J-351	0.2098
J-352	0.1646
J-353	0.2811
J-354	0.2215
J-355	0.1903
J-356	0.2075
J-357	0.1586
J-358	0.1586
J-359	0.2033
J-360	0.2574
J-361	0.3668
J-362	0.2810
J-363	0.1648
J-364	0.2061
J-365	0.2244
J-366	0.3050
J-367	0.2227
J-368	0.2185
J-369	0.3375
J-370	0.2826
J-371	0.1663
J-372	0.2234
J-373	0.2586
J-374	0.1678
J-375	0.1587
J-376	0.1672
J-377	0.7133
J-378	0.2825
J-379	0.1715
J-380	0.1692
J-381	0.1608
J-382	0.1716
J-383	0.1454
J-384	0.2622
J-385	0.2622
J-386	0.1565

NUDO	Q (l/s)
J-387	0.2518
J-388	0.3026
J-389	0.1691
J-391	0.2916
J-392	0.3097
J-393	0.2684
J-394	0.2098
J-395	0.1699
J-396	0.2018
J-397	0.1928
J-398	0.3840
J-399	0.1244
J-400	0.0539
J-401	0.2443
J-402	0.3419
J-403	0.1845
J-404	0.1653
J-405	0.2713
J-406	0.1641
J-407	0.3171
J-408	0.3090
J-409	0.2370
J-410	0.2310
J-411	0.3569
J-412	0.2021
J-413	0.2140
J-415	0.2260
J-416	0.3097
J-417	0.1774
J-418	0.2262
J-419	0.2029
J-420	0.2978
J-421	0.0835
J-422	0.2302
J-423	0.2737
J-424	0.4129
J-425	0.0633
J-426	0.2842
J-428	0.6643
J-429	0.2113
J-430	0.2808
J-431	0.2052
J-432	0.2894
J-433	0.3194
J-434	0.2798
J-435	0.2371
J-436	0.3833
J-437	0.1406
J-438	0.2792
J-439	0.3364
J-440	0.1090
J-441	0.3493
J-442	0.3581

NUDO	Q (l/s)
J-443	0.2713
J-444	0.2931
J-445	0.2606
J-446	0.2764
J-447	0.3312
J-448	0.1567
J-449	0.3642
J-450	0.2517
J-451	0.4293
J-452	0.3227
J-453	0.2090
J-454	0.2466
J-455	0.1939
J-456	0.3269
J-457	0.3658
J-458	0.0806
J-459	0.3197
J-460	0.1868
J-461	0.3261
J-462	0.1963
J-463	0.1929
J-464	0.2250
J-465	0.2591
J-466	0.2581
J-467	0.2017
J-468	0.2365
J-469	0.1983
J-470	0.2034
J-471	0.2056
J-472	0.2185
J-473	0.1784
J-474	0.2518
J-475	0.2014
J-476	0.2075
J-477	0.2016
J-478	0.2081
J-479	0.2312
J-480	0.1112
J-481	0.1529
J-482	0.2041
J-483	0.2217
J-484	0.3248
J-485	0.2003
J-486	0.1781
J-487	0.3078
J-488	0.2185
J-490	0.5787
J-491	0.4619
J-492	0.3143
J-493	0.3188

ANEXOS PLANOS

- P-01: DISEÑO DE REDES POR OPTIMIZACION POR ZONIFICACION
- P-02: DISEÑO DE REDES POR OPTIMIZACION POR CENSO
- P-03: DISEÑO DE REDES SIN OPTIMIZAR