

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL
DE HUAMANGA
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS**

**ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE
INGENIERÍA AGRÍCOLA**



**“SIMULACIÓN EN REDES DE RIEGO POR LOS MODELOS DE
CLÉMENT EN LA COMUNIDAD DE CHALLHUAPUQUIO DEL
DISTRITO DE SAN MIGUEL, PROVINCIA DE LA MAR-
AYACUCHO-2013”**

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO AGRÍCOLA**

**PRESENTADO POR:
WILVER CAYO TORRE PÉREZ**

AYACUCHO – PERÚ

2015

Tesis
IAG 54
Tor
Ej. 1

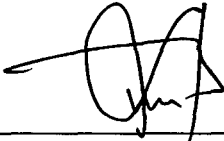
"SIMULACIÓN EN REDES DE RIEGO POR LOS MODELOS DE CLÉMENT EN LA COMUNIDAD DE CHALLHUAPUQUIO DEL DISTRITO DE SAN MIGUEL, PROVINCIA DE LA MAR - AYACUCHO - 2013"


Recomendado : 10 de setiembre de 2015

Aprobado : 22 de octubre de 2015


Dr. JORGE EDMUNDO PASTOR WATANABE
Presidente del Jurado


M. Sc. RUBÉN ALFREDO MENESES ROJAS
Miembro del Jurado


Ing. LEONIDAS ALEJANDRO ARIAS BALTAZAR
Miembro del Jurado


M.Sc. SANDRA DEL AGUILA RIOS
Miembro del Jurado


Dr. ANTONIO JERI CHÁVEZ
Decano de la Facultad de Ciencias Agrarias

DEDICATORIA

Con profundo amor:

*A mis dos amores Raquel Jovana
Arosi Cordero y a mi hermosa hija
Sophia Cayetana Torre Arosi,
que son la razón de mi vida.*

Con profundo aprecio:

*A mi Padre Alberto Torre Ayvar
que a través de su ejemplo fue la
principal motivación para mis
más grandes logros a mi madre
Lidia Antonia Pérez Cervan mi
constante apoyo y fortaleza en
cada batalla de la vida.*

AGRADECIMIENTO

- *En primer lugar a Dios por permitirme llevar a cabo cada uno de mis sueños y permitirme seguir viviendo en compañía de mis seres queridos.*
- *A la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, Alma Máter, por brindarme la oportunidad de desarrollar mi capacidad y competencia.*
- *A mí querida Escuela Profesional de Ingeniería Agrícola y a los profesores, quienes dieron todo de sí para darme una sólida formación académica para desempeñarme en la vida profesional.*
- *A mi asesora Mg. Ing. Sandra Del Águila Ríos quien con sus conocimientos impartidos ha contribuido a la culminación exitosa de este proyecto de investigación.*

RESUMEN

En los años 50 y 60 del siglo XX se produjo en Europa un cambio en la concepción de los sistemas de riego, en los cuales se pasó del riego por gravedad al presurizado y con ello del riego por turnos al riego a la demanda. Las ventajas de este nuevo sistema de riego dieron lugar a una gran expansión de las redes colectivas de riego a presión, especialmente en los países del arco mediterráneo y del Sur de Europa (Francia, España, Italia, Portugal y Grecia). Desde entonces el riego presurizado a la demanda ha tenido una evolución permanente, en la que han mejorado los equipos y las técnicas de aplicación del riego, siempre con una clara orientación hacia el incremento de la productividad.

La fortaleza de la red para atender variaciones en las demandas de agua se convierte por tanto en una premisa del proyecto. En la presente tesis titulado "SIMULACIÓN EN REDES DE RIEGO POR LOS MODELOS DE CLÉMENT EN LA COMUNIDAD DE CHALLHUAPUQUIO DEL DISTRITO DE SAN MIGUEL, PROVINCIA DE LA MAR- AYACUCHO-2013", se efectúa un análisis en el cálculo

de cada uno de los parámetros, se establece un procedimiento de actuación que optimice el dimensionamiento de la red colectiva para que ésta disponga de la demanda necesaria para hacer frente a incrementos potenciales de consumo de agua sobre las previsiones de base del proyecto y se establecen los criterios, rangos y combinaciones de parámetros que permiten dotar a la red de la fortaleza necesaria de la manera más eficiente posible.

Las redes colectivas de riego a la demanda permiten la libre disponibilidad del agua por el agricultor en condiciones de presión y caudal adecuadas, y contribuye a conseguir un uso más eficiente de la misma. Así, cada agricultor puede programar sus riegos de acuerdo con las necesidades concretas de sus cultivos, según el estado fenológico en que se encuentren.

Este trabajo de investigación servirá de referente para otros relacionados con los cursos de ingeniería de riego I y II como parte de la programación curricular de la carrera de Ingeniería Agrícola en la UNSCH y otras universidades del Perú. Sería de mucha importancia aplicar estos modelos de Clément en la formulación de proyectos de riego en el ámbito del SNIP y proyectos privados.

ÍNDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA	
AGRADECIMIENTO	
RESUMEN.....	i
CAPITULO I.....	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	3
1.2.1 OBJETIVO GENERAL.....	3
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
1.3 ANTECEDENTES.....	4
CAPITULO II.....	6
MARCO TEORICO.....	6
2.1 PROCESO DE DISEÑO DE UNA RED DE RIEGO.....	6
2.2 ESTABLECIMIENTO DE LA ALTERNATIVA DE CULTIVOS.....	11
2.2.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL SUELO.....	12
2.3 NECESIDADES HÍDRICAS DE LOS CULTIVOS.....	19
2.4 LOS PARÁMETROS DE RIEGO.....	24
2.4.1 CAUDAL CONTINUO UNITARIO.....	25
2.4.2 GRADO DE LIBERTAD.....	26
2.4.3 RENDIMIENTO DE LA RED.....	28
2.4.4 GARANTÍA DE SUMINISTRO.....	30
2.5 DOTACIÓN EN PARCELA.....	30
2.6 MÉTODOS DE CÁLCULO DE LOS CAUDALES.....	32
2.6.1 CONCEPCIÓN Y DESARROLLO DE LAS FÓRMULAS.....	32
2.6.2 DEFINICIÓN PRIMER MODELO DE CLÉMENT.....	35
2.6.3 PRIMER MODELO GENERALIZADO DE CLÉMENT.....	41
2.6.4 SEGUNDO MODELO GENERALIZADO DE CLÉMENT.....	44
2.6.5 GENERALIZACIÓN DE LA SEGUNDA FÓRMULA DE CLÉMENT.....	54
CAPITULO III.....	57
MATERIALES Y METODOLOGIA.....	57
3.1 UBICACIÓN.....	57
3.1.1 UBICACIÓN POLÍTICA.....	57
3.1.2 UBICACIÓN GEOGRÁFICA.....	57
3.1.3 CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA.....	58
3.1.4 FISIOGRAFÍA.....	59
3.1.5 CARACTERIZACIÓN CLIMATOLÓGICA Y METEOROLÓGICA.....	60
3.1.6 BENEFICIARIOS.....	65
3.1.7 ÁREA DE PROYECTO.....	65

3.1.8 CAPTACIÓN.....	65
3.1.9 TOPOLOGÍA DE LA RED.....	66
3.1.10 ÁREA DE DISEÑO.....	66
3.2 MATERIALES Y EQUIPOS.....	67
3.2.1 MATERIALES DE ESCRITORIO.....	67
3.2.2 EQUIPOS Y HERRAMIENTAS.....	67
3.3 PROCEDIMIENTO Y METODOLOGÍA.....	68
3.3.1 TOPOGRAFÍA.....	68
3.3.2 TOPOLOGÍA DE LA RED.....	69
3.3.3 DISTRIBUCIÓN DE HIDRANTES.....	71
3.3.4 CAUDAL FICTICIO CONTINUÓ.....	72
3.3.5 ACUMULACIÓN DE HIDRANTES POR LÍNEA.....	83
3.3.6 ESTIMACIÓN DE CAUDALES POR LOS MODELOS DE CLÉMENT.....	84
3.3.7 CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LA RED.....	87
4.1 CÁLCULO TIPO DE CAUDALES DE CLÉMENT.....	92
4.1.1 PRIMER MODELO DE CLÉMENT.....	92
4.1.2 SEGUNDO MODELO DE CLÉMENT.....	97
4.2 APLICACIÓN DE SOFTWARE.....	101
4.2.1 CALCULO DE CAUDALES POR LÍNEA CON GESTAR 2014.....	101
4.2.2 PRE DISEÑO DE LA RED DE RIEGO CHALLHUAPUQUIO EN WATERCAD V8I FOR AUTOCAD CIVIL 3D LAND DESKTOP 2009.....	105
4.2.3 DISEÑO DE LA RED DE RIEGO CHALLHUAPUQUIO EN EPANET 2.0.....	106
4.2.4 OPTIMIZACION DE LA RED CHALLHUAPUQUIO WATERNETGEN.....	106
4.2.5 ANÁLISIS DEL PRIMER VS SEGUNDO MODELO DE CLÉMENT.....	137
4.2.6 VOLUMEN DEL RESERVORIO DE CHALLHUAPUQUIO.....	140
CAPITULO V.....	143
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	143
5.1 CONCLUSIONES.....	143
5.2 RECOMENDACIONES.....	148
CAPITULO VI.....	149
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	149
6.1 BIBLIOGRAFIA.....	149
CAPITULO VII.....	152
ANEXO.....	152

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA N° 01. ESQUEMA DEL PROCESO BÁSICO DE DISEÑO DE UNA RED DE RIEGO.....	7
FIGURA N° 02. EVOLUCIÓN DE LA VELOCIDAD DE INFILTRACIÓN DEL AGUA EN EL TERRENO.....	18
FIGURA N° 03. VARIACIÓN DEL COEFICIENTE DEL CULTIVO K_c A LO LARGO DEL CICLO VEGETATIVO DE LA PLANTA.....	22
FIGURA N° 04. FUNCIÓN DE DENSIDAD DE PROBABILIDAD PARA UNA DISTRIBUCIÓN NORMAL $N(0,1)$...	40
FIGURA N° 05. REGISTRO DE PRECIPITACIONES MENSUALES (MM)	61
FIGURA N° 06. REGISTRO DE TEMPERATURAS MÁXIMAS ABSOLUTAS DIARIAS (°C).....	62
FIGURA N° 07. REGISTRO DE TEMPERATURAS MÍNIMAS ABSOLUTAS DIARIAS (°C).....	62
FIGURA N° 08. REGISTRO DE VELOCIDADES DEL VIENTO MENSUAL (M/S)	64
FIGURA N° 09. REGISTRO DE HUMEDAD RELATIVA MENSUAL (%).....	64
FIGURA N° 10: TOPOLOGÍA DE LA RED DE RIEGO CHALLHUAPUQUIO	70
FIGURA N° 11: INGRESO DE DATOS METEOROLÓGICOS EN EL SOFTWARE CROPWAT	75
FIGURA N° 12: INGRESO DE DATOS DE PRECIPITACIÓN EN EL SOFTWARE CROPWAT	75
FIGURA N° 13: INGRESO DE DATOS DEL SUELO EN EL SOFTWARE CROPWAT	78
FIGURA N° 14: PATRÓN DE CULTIVO INGRESADO EN EL SOFTWARE CROPWAT	79
FIGURA N° 15: REQUERIMIENTO GLOBAL DE AGUA PARA TODOS LOS MESES DEL AÑO	79
FIGURA N° 16. RED DE EJEMPLO	84
FIGURA N° 17. DIAGRAMA DE REPRESENTACIÓN U' COMO FUNCIÓN DE $F(U')$	87
FIGURA N° 18. ESQUEMA PARA CÁLCULO TIPO, RED CHALLHUAPUQUIO	93
FIGURA N° 19. CAUDALES DE DISEÑO, GARANTÍA DE SUMINISTRO GENERAL	101
FIGURA N° 20. CÁLCULO DE CAUDALES DE CLÉMENT	102
FIGURA N° 21. CÁLCULO DE CAUDALES DE CLÉMENT	102
FIGURA N° 22. CÁLCULO DE CAUDALES DE CLÉMENT	102
FIGURA N° 23. CÁLCULO DE CAUDALES DE CLÉMENT	102
FIGURA N° 24. CÁLCULO DE CAUDALES DE CLÉMENT	102
FIGURA N° 25. CAUDALES DE CLÉMENT POR LÍNEA DE RIEGO	103
FIGURA N° 26. CAUDALES DE ACUMULADOS POR LÍNEA DE RIEGO	104
FIGURA N° 27. CAUDALES DE ACUMULADOS POR LÍNEA DE RIEGO	107
FIGURA N° 28. INTRODUCCIÓN DE LA PRESIÓN DE CONSIGNA EN UN NODO.....	109
FIGURA N° 29. FÓRMULA DE PRESIONES PARA LOS NODOS	110
FIGURA N° 30. INTRODUCCIÓN DE LAS TUBERÍAS EN WATERNETGEN DE ACUERDO A LAS CLASES ...	112
FIGURA N° 31. INTRODUCCIÓN DE LAS TUBERÍAS CLASE C-5 EN WATERNETGEN	112
FIGURA N° 32. INTRODUCCIÓN DE LAS TUBERÍAS CLASE C-7.5 EN WATERNETGEN.....	113
FIGURA N° 33. INTRODUCCIÓN DE LAS TUBERÍAS CLASE C-10 EN WATERNETGEN	113
FIGURA N° 34. INTRODUCCIÓN DE LAS TUBERÍAS CLASE C-15 EN WATERNETGEN	114
FIGURA N° 35. VISTA DE LA RED A DEMANDA CERO PARA LAS PRESIONES 35, 50, 70 Y 100 M.....	116
FIGURA N° 36. INTRODUCCIÓN DE PRESIONES EN FUNCIÓN DE LOS TIMBRAJES Y EL MARGEN DE PRESIÓN	117
FIGURA N° 37. DETALLE DE LA ASIGNACIÓN DE TIMBRAJE.....	118

FIGURA N° 38. ESTABLECIMIENTO DE RESTRICCIONES	119
FIGURA N° 39. CURVA CARACTERÍSTICA DEL ASPERSOR IBIS- PRECIPITACIÓN HORARIA DE RIEGO (MM/H).....	120
FIGURA N° 40. VALOR DE LA MÁXIMA PRESIÓN	121
FIGURA N° 41. ESTABLECIMIENTO DE RESTRICCIÓN DE MÁXIMA VELOCIDAD.....	122
FIGURA N° 42. ESTABLECIMIENTO DE RESTRICCIÓN DE MÍNIMA VELOCIDAD.....	122
FIGURA N° 43. CÁLCULO ES CONVERGENTE CON ÉXITO.....	124
FIGURA N° 44. DETALLES DE LAS TUBERÍAS UTILIZADAS POR EL PROGRAMA CON MAXIMA VELOCIDAD	125
FIGURA N° 45. VISTA GLOBAL DE RESULTADOS OBTENIDOS CON MAXIMA VELOCIDAD CON EXITO	126
FIGURA N° 46. CÁLCULO ES CONVERGENTE CON ÉXITO.....	127
FIGURA N° 47. . DETALLES DE LAS TUBERÍAS UTILIZADAS POR EL PROGRAMA CON MINIMA PRESION CON ÉXITO	128
FIGURA N° 48. VISTA GLOBAL DE RESULTADOS OBTENIDOS CON MINIMA PRESION CON EXITO	129
FIGURA N° 49. CÁLCULO GLOBAL DEL RESULTADO TRAS EL ANNEALING	130
FIGURA N° 50. DETALLES DE LAS TUBERÍAS UTILIZADAS POR EL PROGRAMA TRAS EL ANNEALING...	131
FIGURA N° 51. VISTA GLOBAL DEL RESULTADO TRAS EL ANNEALING	132
FIGURA N° 52. MAPA DE ISOLÍNEAS DE PRESIONES	134
FIGURA N° 53. PERFIL LONGITUDINAL DE LA LÍNEA PRINCIPAL DE LA RED DE RIEGO	135
FIGURA N° 54. COMPARACIÓN DE LOS CAUDALES DE DISEÑO RESULTANTES PARA LAS FÓRMULAS DE (CLÉMENT)	140

ÍNDICE DE CUADROS

CUADRO N° 01. CLASIFICACIÓN DE LAS PARTÍCULAS DE UN SUELO SEGÚN SU TAMAÑO.....	13
CUADRO N° 02. VELOCIDAD FINAL DE INFILTRACIÓN EN FUNCIÓN DE LA TEXTURA DEL SUELO	19
CUADRO N° 03. CLASES NORMALIZADAS DE HIDRANTES EN EL SUDESTE DE FRANCIA Y EN ITALIA (LAMADDALENA Y AGARDOY 2000).....	31
CUADRO N° 04. VALOR DE U (VARIABLE TIPIFICADA) EN FUNCIÓN DE GS (GARANTÍA DE SUMINISTRO - PROBABILIDAD	40
CUADRO N° 05. RELACIÓN DE LOS VALORES DE U', H (U') Y U'H (U') PARA APLICACIÓN DE LA SEGUNDA FÓRMULA GENERALIZADA (CLÉMENT 1966)	54
CUADRO N° 06. CAUDAL DE AFORO – TENERIA HUAYCCO	66
CUADRO N° 07. DISTRIBUCIÓN DE HIDRANTES	72
CUADRO N° 08. DATOS METEOROLÓGICOS	74
CUADRO N° 09. PORCENTAJES DE SIEMBRA DE CULTIVOS QUE CUBREN EL ÁREA TOTAL DEL SECTOR EN CAMPAÑA CHICA	77
CUADRO N° 10. DEFINICIÓN DEL GRADO DE LIBERTAD EN FUNCIÓN DEL TAMAÑO DE LA PARCELA.....	85
CUADRO N° 11. GARANTÍA DE SUMINISTRO GRADUADO EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE HIDRANTES	86
CUADRO N° 12. CAUDALES DE LÍNEA POR EL PRIMER MÉTODO DE CLÉMENT - RED DE RIEGO CHALLHUAPUQUIO	96
CUADRO N° 13. CAUDALES DE LÍNEA POR EL SEGUNDO MÉTODO DE CLÉMENT - RED DE RIEGO CHALLHUAPUQUIO	100
CUADRO N° 14. VERIFICACIÓN DE PRESIONES PARA LA SOLUCIÓN ENCONTRADA.....	133
CUADRO N° 15. VERIFICACIÓN DE VELOCIDADES PARA LA SOLUCIÓN ENCONTRADA.....	136
CUADRO N° 16. RESUMEN LOS COSTOS OBTENIDOS EN LA OPTIMIZACIÓN DE LA RED CHALLHUAPUQUIO EN EL SOFTWARE WATERNETGEN	137
CUADRO N° 17. RESUMEN DEMANDA DE CAUDALES	137
CUADRO N° 18. RESUMEN DE CAUDALES DE DISEÑO (L/S).....	139
CUADRO N° 19. BALANCE OFERTA DEMANDA – SISTEMA DE RIEGO CHALLHUAPUQUIO	141
CUADRO N° 20. CALCULO VOLUMEN DE RESERVORIO CHALLHUAPUQUIO.....	142

CAPITULO I

1.1 INTRODUCCIÓN

GRANADOS, A. (2013), las grandes redes colectivas de riego presurizado comenzaron a construirse hace algo más de 50 años. El retraso de España con respecto a otros países pioneros fue de unos 10 años, pero desde el inicio de la década de 1970 este sistema de riego se expandió rápidamente por todo el territorio nacional sustituyendo al regadío tradicional. Desde entonces ha tenido una evolución permanente, en la que se ha mejorado el equipamiento y las técnicas de aplicación del agua, siempre con una clara orientación hacia el incremento de la productividad, lo que ha propiciado que las alternativas de cultivos previstas en el inicio hayan sufrido cambios continuados, sujetas a los vaivenes de los mercados y a las subvenciones agrícolas. En todo este periodo de tiempo también han cambiado las técnicas de diseño, acomodándose a los requerimientos de los agricultores.

GRANADOS, A. (2013), los trabajos de investigación realizados desde entonces sobre los caudales de diseño de las redes colectivas de riego a la demanda se han centrado fundamentalmente en el análisis del

algoritmo estadístico (la fórmula matemática que obtiene la distribución de caudales en punta de campaña de riego) que mejor se ajusta al funcionamiento estocástico de la red, para unas condiciones predeterminadas de necesidades hídricas de los cultivos.

CLÉMENT , R. GALAND (1979) y GRANADOS, A. (1990), desarrollaron en base a algunas hipótesis que se detallan a lo largo de esta investigación, una metodología para el dimensionamiento de caudales por línea en base a probabilidades de funcionamiento, que dependen directamente de la apertura de los hidrantes de riego simultáneamente; de esta manera los modelos de Clément permiten demandar para el sistema de riego únicamente el caudal suficiente para el funcionamiento de los hidrantes que se encuentran dentro de la probabilidad de funcionamiento, mas no un caudal continuo e innecesario en el que se consideran que el 100 % de los hidrantes funcionan al mismo tiempo.

CLÉMENT, R. GALAND (1979) y GRANADOS, A. (1990), el diseño de redes de riego a presión permite garantizar el uso del agua, lo cual, muestra una relación inversa entre el costo energético de la energía consumida en la campaña de riego y los diámetros de la red elegidos. Por lo que es esencial establecer a priori los caudales nominalmente circulantes por línea, que en esta investigación se desarrollará a través del primer y segundo modelo de Clément, así también a través de un software basado en programación lineal, traduciéndose en la posibilidad de diseñar el diámetro de la tubería.

CLÉMENT , R. GALAND (1979) y GRANADOS, A. (1990), a partir de

estos razonamientos, se realizará la comparación del primer y segundo modelo de Clément, y así también del diseño obtenido a partir del software basado en programación lineal vs el primer modelo de Clément, y la posterior simulación en el software Epanet, para determinar finalmente que metodología permite obtener un mayor ahorro en cuanto a costo de tubería y en costo de energía en el caso de los sistemas de riego diseñados con bomba.

LAMADDALENA Y SAGARDOY (2000), declaran que el disponer de agua a la demanda facilita a los usuarios las labores agrícolas del sistema de riego dando mayor flexibilidad.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Diseño óptimo de la red de riego a presión a la demanda utilizando el primer y segundo modelo de Clément en la comunidad de Challhuapuquio del distrito de San Miguel, provincia de La Mar– Ayacucho.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1. Aplicar criterios y parámetros de diseño en redes de riego a la demanda.
2. Realizar la optimización de redes hidráulicas utilizando WATERNETGEN de EPANET.
3. Comparar los costos de instalación de la red de riego Challhuapuquio para el primer y segundo modelo de Clément.

1.3 ANTECEDENTES

GRANADOS, A. (2013), en los años 50 y 60 del siglo XX se produjo en Europa un cambio en la concepción de los sistemas de riego, en los cuales se pasó del regadío por superficie al presurizado y con ello del riego por turnos al riego a la demanda. Las ventajas de este nuevo sistema de riego dieron lugar a una gran expansión de las redes colectivas de riego a presión, especialmente en los países del arco mediterráneo y del Sur de Europa (Francia, España, Italia, Portugal y Grecia).

GRANADOS, A. (2013), desde entonces el riego presurizado a la demanda ha tenido una evolución permanente, en la que han mejorado los equipos y las técnicas de aplicación del riego, siempre con una clara orientación hacia el incremento de la productividad. Esta evolución unida a los vaivenes de los mercados, al abaratamiento de los transportes y la globalización, y a las subvenciones agrícolas, ha propiciado que las alternativas de cultivos previstas hayan sufrido cambios. El cambio de la alternativa de cultivos hacia otros más exigentes desde el punto de vista de las necesidades hídricas tiene como consecuencia el aumento de los consumos, circunstancia para cual debe estar capacitada la red. Otros fenómenos como el cambio climático, de amplio interés a día de hoy, presentan algunos escenarios en lo que se prevé un incremento de las temperaturas que unido a una reducción en las precipitaciones, supondría también que se elevarían las necesidades de riego de los cultivos.

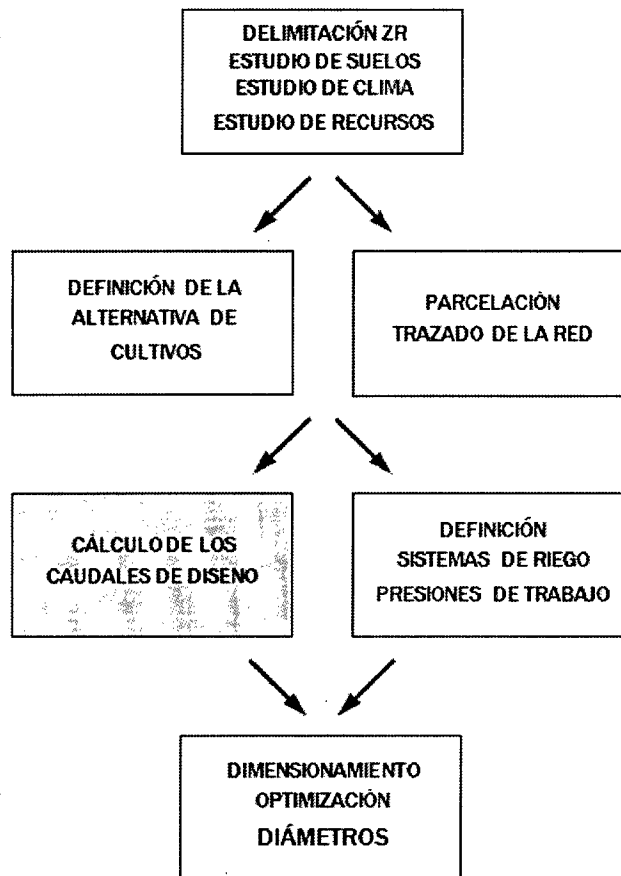
PLANELLS P. Y OTROS (1999), actualmente se tiende a dimensionar las redes colectivas de riego para su funcionamiento a la demanda esta forma de riego permite la libre disponibilidad del agua por el agricultor en condiciones de presión y caudal adecuadas, y contribuye a conseguir un uso más eficiente de la misma. Así, cada agricultor puede programar sus riegos de acuerdo con las necesidades concretas de sus cultivos, según el estado fenológico en que se encuentren, y de la tecnología disponible.

En Europa el principal objetivo es el diseño de redes de riego óptimas, fundamentalmente a través de los modelos formulados por Clément cuyo diseño de caudales a través de probabilidades de funcionamiento, garantiza el uso real del recurso hídrico durante toda la jornada efectiva de riego.

CAPITULO II MARCO TEORICO

2.1 PROCESO DE DISEÑO DE UNA RED DE RIEGO

GRANADOS, A. (2013), el planeamiento, diseño y ejecución de una zona regable es un proceso en el que se emplean numerosos recursos; tanto de tiempo, el que se precisa para llevar a cabo los estudios previos, dimensionamiento, proyecto y construcción; como de dinero, el que se necesita para sufragar los medios humanos y materiales necesarios. El análisis detallado de las etapas que componen el proceso es fundamental para poder optimizar los recursos a emplear. Es por ello que se han ido desarrollando múltiples líneas de investigación en el campo del planeamiento, diseño y construcción de zonas regables.



FUENTE: GRANADOS, A. (2013)

FIGURA N° 01. ESQUEMA DEL PROCESO BÁSICO DE DISEÑO DE UNA RED DE RIEGO

El proceso de diseño y dimensionamiento de una zona regable se compone, en líneas generales, de las siguientes etapas (ver Figura N° 01).

- Comienza con los estudios previos y de planeamiento. En los mismos se analiza la parte del territorio que es apta para el cultivo y se delimita su área. En los estudios previos se analizan las

propiedades del suelo, las características climáticas de la zona y los recursos hídricos disponibles.

- Conocidas las características del suelo, la climatología, y los recursos disponibles, se define la alternativa de cultivo que se considera más adecuada para la zona regable. En la alternativa de cultivos se fija el tipo de cultivo y el orden (rotación) en el que se deben ir sucediendo éstos para obtener los mejores rendimientos posibles.
- A la par que se define la alternativa de cultivos se revisa y, en su caso, se reajusta la parcelación de la zona regable y se proyecta el trazado de la red de riego desde la cabecera hasta cada una de las hojas o parcelas de cultivo.
- Definidas las parcelas y la alternativa de cultivos se establecen los caudales circulantes por la red. Estos caudales se determinan partiendo de las necesidades hídricas de las plantas (función directa de la alternativa de cultivos fijada), de la forma de aplicación del agua (sistema de riego) y de la parcelación y topología de la red proyectada, estableciendo una serie de parámetros que caracterizan el riego y aplicando una serie de fórmulas de cálculo que ajustan a leyes de frecuencia estadísticas el consumo de agua de los regantes (redes de riego a la demanda).

- A partir de la alternativa de cultivos y de la parcelación y topología de la red, y en función de la forma de aplicación del agua a las plantas, se establecen los elementos y sistemas de riego a emplear en cada parcela; con ello se fija la otra variable necesaria para fijar la red, que son las presiones de servicio en los terminales.
- Finalmente se procede al dimensionamiento y optimización de la red, en el cual conocida su geometría, los caudales de diseño de cada uno de los tramos y las presiones mínimas que se precisan en cada punto, se fija el tipo de tubería a emplear y los diámetros y timbrajes en cada uno de los tramos.
- Como hay muchas combinaciones de tuberías que podrían satisfacer los requerimientos de caudal y presión mínimos, en el dimensionamiento de la red se emplean algoritmos de optimización que permiten identificar las soluciones más favorables económicamente.
- El proyectista necesita disponer de una cartografía adecuada para el diseño de la red (los planos 1:50.000 y 1:25.000 se utilizan en los estudios previos y de planeamiento de la infraestructura) y los planos a escala 1:5.000 y 1:2000 para definir las obras de la zona que se va a poner en riego, junto con una buena fotografía aérea. En los planos se deben delimitar todos los condicionantes que puedan afectar al diseño del trazado de la red. Para ello se precisa

que la topología esté detallada y actualizada, es decir debe tener una buena planimetría que incluya todos los elementos existentes, caminos, casas de campo, naves, etc., los límites de las parcelas con la distribución catastral de los terrenos, y zonas con regímenes especiales de planeamiento o con protección medioambiental, etc.

Todos estos pasos del proceso de diseño no siguen una secuencia nítida, sino que están en cierto modo entremezclados y en muchas ocasiones hay que retornar a decisiones precedentes para someterlas a reajuste a fin de completar satisfactoriamente el diseño. Por ello los especialistas experimentados, al señalar el camino a seguir, lo acompañan de recomendaciones y consejos prácticos, resultado de su experiencia en este campo del conocimiento.

RODRIGO, J. Y OTROS (1992), señalando que “el diseño de una instalación de red de riego es el primer eslabón de una cadena, que continúa con la ejecución de la instalación y posteriormente con las prácticas de manejo y conservación. La clave de un buen diseño consiste en establecer de la forma más precisa posible las prestaciones que posteriormente se le exigirán a la instalación. Es evidente que cuanto más se ajuste a la realidad el programa de necesidades y requisitos con el que el diseñador trabaja, más sencillo será el posterior manejo de la instalación y mejores sus resultados. Por otra parte cuanto mayor sea el número de situaciones y posibilidades que esta contemple, mayor será la polivalencia de la instalación, así como su costo. Por esto es tan

importante, para obtener una buena relación calidad-precio, que los objetivos y los llamados parámetros opcionales se fijen tras informar minuciosamente a los usuarios de las posibilidades y discutir detalladamente las ventajas e inconvenientes para las condiciones en que deben operar los equipos”.

Evidentemente lo indicado por los autores citados responde a un tratado de riego localizado, pero la esencia del proceso siempre es la misma, existiendo en el diseño de una red de riego dos grandes bloques interconexiónados de actuación, que son el diseño agronómico del riego y el diseño hidráulico de la instalación.

- El objetivo del diseño agronómico del riego es determinar la cantidad de agua que se debe suministrar para satisfacer las necesidades de los cultivos. Para ello han de evaluarse las necesidades totales de riego, caudal y número de emisores por planta o unidad de superficie y tiempo de aplicación del riego.
- El diseño hidráulico se centra en el dimensionamiento de la instalación para satisfacer las exigencias establecidas en el diseño agronómico.

2.2 ESTABLECIMIENTO DE LA ALTERNATIVA DE CULTIVOS

GRANADOS, A. (2013), establecer la alternativa de cultivos consiste en definir las especies de plantas que se van a cultivar en la zona regable y en fijar un orden en el cultivo de dichas especies y una rotación entre las parcelas que componen la zona, de forma que se optimice la producción

dentro de un análisis real aceptado por los agricultores. El conocimiento y establecimiento de una rotación de cultivos es propio de los países desarrollados, frente a los monocultivos característicos de los países en vías de desarrollo.

La selección de especies se realiza buscando las más adecuadas para la zona, teniendo en cuenta los factores físicos: las propiedades del suelo (textura, estructura, densidad, porosidad, permeabilidad, composición química, etc.), la climatología y la disponibilidad de recursos; y los factores socioeconómicos: costumbres y tradiciones locales, tecnología disponible y evolución del mercado.

2.2.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL SUELO

GRANADOS, A. (2013), el suelo es uno de los condicionantes naturales cuyas características se pueden considerar fijas. Su evolución, sin la intervención humana, es muy lenta, se produce en una escala prácticamente al borde del tiempo geológico, por lo que sus propiedades son cuasi-fijas. Se pueden establecer medidas para la mejora de las mismas si la deficiencia no es generalizada, pero en general estas medidas son costosas y difíciles de implantar.

El suelo constituye el sustrato alimentador de agua y nutrientes para las raíces de las plantas; siendo sus características físicas de gran interés, puesto que van a definir las relaciones entre los elementos que lo conforman: partículas sólidas (minerales y orgánicas), agua y aire.

a) TEXTURA

La textura o composición granulométrica de un suelo es la caracterización del tamaño de las partículas que lo componen. Tiene una influencia fundamental sobre sus peculiaridades hidráulicas: porosidad, permeabilidad, capacidad de almacenamiento de agua, etc. También guarda una relación directa con las restantes características físicas del suelo. La fracción más fina de éste interviene en las reacciones químicas que se producen en relación con la nutrición de las plantas.

Las partículas del suelo, en función de sus dimensiones, se pueden clasificar en los grupos de materiales definidos en el (cuadro N° 01).

CUADRO N° 01. CLASIFICACIÓN DE LAS PARTÍCULAS DE UN SUELO SEGÚN SU TAMAÑO

Partículas	Diámetros medios (mm)
Arcilla	< 0,002
Limo	0,002 - 0,05
Arena fina	0,05 - 0,2
Arena gruesa	0,2 - 2,0
Elementos gruesos (*)	> 2,0

FUENTE: GRANADOS, A. (2013)

De acuerdo con la proporción de arcilla, limo, y arena, en la composición del suelo, la textura admite una clasificación muy precisa. Ésta se suele realizar por medio del triángulo de texturas que es una forma gráfica de representación de empleo universal que fue propuesta en su día por el Servicio de Conservación de Suelos (SCS) de los Estados Unidos.

Los suelos ubicados en la parte intermedia del triángulo, son los que presentan mejores condiciones para el cultivo, se denominan suelos francos. Su composición es una mezcla más o menos proporcionada de arcilla, limo y arena, lo que se traduce en comportamiento equilibrado en lo relativo a infiltración, retención y drenaje del agua.

b) ESTRUCTURA

La estructura de un suelo caracteriza la forma de agregación de sus partículas. Suelos de texturas iguales pueden tener estructuras diferentes, que presentan mayores o menores dificultades a la penetración o circulación del agua, del aire, y de las raíces de las plantas. Así, las micelas arcillosas que conforman los coloides tienden por floculación a disponerse unas sobre otras dando origen a estructuras muy variadas, más o menos compactas, que dejan espacios vacíos y zonas de aglomeración (estructuras granulares, prismáticas, etc.). La presencia moderada de cal en el suelo mejora y estabiliza la estructura de éste, mientras que los elementos dispersantes como el sodio la destruyen. La estructura de los suelos, al contrario de lo que ocurre con la textura, es difícil de cuantificar e incluso de catalogar. Sin embargo, tiene una fuerte influencia sobre la porosidad y la permeabilidad de éstos.

c) DENSIDAD APARENTE

La densidad aparente de un suelo d_a es la relación entre el peso seco del mismo y su volumen aparente (incluyendo el volumen de los poros) en su estructura natural. En términos orientativos la densidad aparente puede variar desde un mínimo de 1,2 g/cm³, para los suelos arcillosos, hasta un máximo de 1,6 g/cm³, para suelos arenosos^(*)

Se suelen denominar, en términos prácticos, los suelos arcillosos como suelos pesados y los suelos arenosos como suelos ligeros. Sin embargo, estas denominaciones no se refieren a las densidades de los suelos sino a la dificultad de laboreo que presentan los mismos. Los suelos arcillosos o pesados tienen siempre mayores dificultades de laboreo que los suelos arenosos o ligeros.

d) POROSIDAD

La porosidad de un suelo es la relación entre el volumen de huecos o poros existentes entre las partículas sólidas (ocupados por aire y agua) y el volumen total del suelo. La porosidad del suelo, que habitualmente se expresa en porcentaje, depende de su textura y de su estructura, y su valor suele oscilar desde un

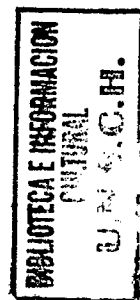
^(*) Algunos suelos poco frecuentes sobrepasan estos umbrales, como las turbas y las cenizas volcánicas cuya densidad aparente baja hasta 0,7 g/cm³, o como algunos terrenos arenosos que sobrepasan la densidad señalada de 1,6 g/cm³, llegando hasta 1,8 g/cm³.

35% para un suelo arenoso hasta un 55% para un suelo arcilloso^(*)

En los suelos pesados (de textura fina) predominan los poros pequeños o micro poros (reellenos de agua capilar) sobre los grandes o macro poros (reellenos de aire), por lo que retienen más agua que los suelos de textura gruesa. En estos últimos el agua se drena con mayor facilidad, ya que el espacio poroso es muy abierto, y por consiguiente almacenan menor cantidad de agua que los suelos arcillosos. Como consecuencia de ello los suelos de texturas gruesas requieren riegos más frecuentes, aunque como contrapartida su aireación es muy buena. Los suelos de texturas medias (francos), que poseen proporciones equilibradas de arena, limo, y arcilla, disponen de las condiciones más adecuadas para el desarrollo de las raíces de las plantas, ya que presentan condiciones muy satisfactorias de drenaje, aireación y retención de agua.

e) PERMEABILIDAD VELOCIDAD DE INFILTRACIÓN

La permeabilidad, o característica del suelo de permitir la circulación de agua por su interior, tiene una influencia fundamental en la práctica del riego, ya que con ella se cuantifica la capacidad que tiene el suelo para absorber una determinada aportación de agua en un tiempo dado.



^(*)En suelos con alto contenido de materia orgánica se pueden superar los porcentajes de porosidad señalados, alcanzando en algunos casos valores superiores al 80%.

La permeabilidad (dada generalmente en mm/h) representa la altura de columna de agua (mm) que pasa a través de un suelo saturado, en la unidad de tiempo que se considere (h) y con gradiente hidráulico igual a la unidad. En laboratorio se mide con el permeámetro, que es un recipiente en el que se deposita la muestra del suelo a ensayar y una vez saturada se somete al paso del agua, obteniéndose el valor de la permeabilidad K mediante la expresión de Darcy:

$$K = \frac{q / A}{H / L} \dots\dots\dots(2.1)$$

Dónde:

K es la conductividad hidráulica o permeabilidad del suelo

q es el caudal que pasa a través del suelo saturado

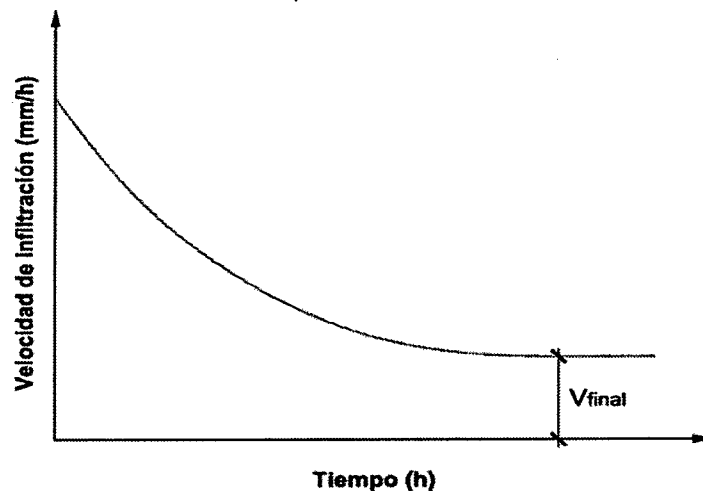
A es la sección de la muestra del suelo

H/L es el gradiente hidráulico

Sin embargo, la permeabilidad de los suelos agrícolas está muy influenciada por la estructura de estos, por lo que es práctica habitual que el ensayo se realice in situ. Es clásico el método de Muntz para determinar la permeabilidad en el campo, utilizando dos cilindros concéntricos, ligeramente clavados en el suelo, que se mantienen a una carga constante de agua de aproximadamente 3 cm de espesor. Las alturas de agua infiltradas por la base del cilindro interior, medidas en determinados intervalos de tiempo, permiten obtener la permeabilidad del

terreno. El cilindro externo solo tiene como misión evitar la difusión lateral del agua que percola por el cilindro interior.

En función de la textura y estructura del suelo, el agua proveniente de la lluvia o del riego se infiltra con velocidades distintas. Al estar el suelo seco cuando se aplica el riego, el agua se infiltra inicialmente a más velocidad, pero ésta disminuye gradualmente a medida que el aire contenido en los poros va siendo sustituido por agua. Cuando todos los poros se llenan completamente de agua el suelo está saturado y en ese estado la velocidad de infiltración se estabiliza en un límite inferior (ver Figura N° 02). En tal límite el suelo alcanza su velocidad final o constante de infiltración.



FUENTE: GRANADOS, A. (2013)

FIGURA N° 02. EVOLUCIÓN DE LA VELOCIDAD DE INFILTRACIÓN DEL AGUA EN EL TERRENO

El cuadro N° 02 recoge los rangos de variación de las velocidades de infiltración para suelos agrícolas de diferentes texturas.

**CUADRO N° 02. VELOCIDAD FINAL DE INFILTRACIÓN EN
FUNCIÓN DE LA TEXTURA DEL SUELO**

Textura del suelo	Velocidad de infiltración (mm/h)		
	Intervalo	Valor medio	Catalogación
Arcillo-limoso	1 – 5	2.5	---
Arcilloso	1 – 10	5	Muy baja
Franco-arcilloso	3 – 15	8	Baja
Franco	8 – 20	12	Media
Franco-arenoso	15 – 75	25	Alta
Arenoso	25 – 250	50	Muy alta

FUENTE: GRANADOS, A. (2013)

2.3 NECESIDADES HÍDRICAS DE LOS CULTIVOS

El consumo de agua del conjunto suelo-planta, conocido como uso consuntivo de la planta o necesidad hídrica del cultivo, corresponde a la cantidad de agua que pasa a la atmósfera en forma de vapor, por la evaporación del suelo y la transpiración de las plantas, más la cantidad de agua que se incorpora a la masa del cultivo. La cantidad que se incorpora a la masa del cultivo, que se denomina agua de constitución, es muy pequeña con relación a la que se evapora y transpira (agua vegetativa), y por ello se considera que la necesidad de agua del conjunto suelo-planta es igual a la que pasa a la atmósfera por la evaporación del suelo y la transpiración de las plantas. Al conjunto de los dos fenómenos (evaporación más transpiración) se le denomina evapotranspiración del cultivo.

En la práctica se utilizan tres definiciones diferentes para expresar la evapotranspiración del cultivo, las cuales son conceptualmente distintas ya que expresan facetas diferentes del fenómeno. Son las siguientes:

- a) Evapotranspiración real del cultivo (*ET*): Cantidad de agua realmente consumida por un cultivo determinado (conjunto suelo-cultivo) en un intervalo de tiempo considerado. La tasa de evapotranspiración real depende, entre otros factores, del contenido de humedad existente en el suelo.
- b) Evapotranspiración máxima del cultivo (*ETC*): Cantidad de agua consumida, en un determinado intervalo de tiempo, por el cultivo en su plena actividad vegetativa, libre de enfermedades, en un suelo cuyo contenido de humedad se encuentra próximo a la capacidad de campo.
- c) Evapotranspiración potencial (*ETP*): Es la tasa de evapotranspiración de una superficie de hierba verde uniforme, de crecimiento activo, de 8 a 15 centímetros de altura, que sombrea totalmente el terreno cultivado, en un suelo provisto de suficiente cantidad de agua. La evapotranspiración potencial representa la demanda de evaporación o el poder evaporador del aire con relación a las plantas.

Para obtener el máximo rendimiento del cultivo regado es necesario que la cantidad de agua realmente consumida por las plantas (evapotranspiración real) se aproxime a la cantidad que consumiría el cultivo considerado en sus condiciones más favorables (evapotranspiración máxima). Por ello, la obtención de las necesidades hídricas de los cultivos se basa en la determinación de la

evapotranspiración máxima del cultivo (ETC), que se suele llamar solamente evapotranspiración del cultivo.

Las necesidades hídricas de los cultivos o las tasas de evapotranspiración máximas (ETC) dependen principalmente del clima y del cultivo, con predominio del primero sobre el segundo:

- Clima: El aumento de la insolación, de la temperatura, o de la velocidad del viento contribuye para que haya una mayor ETC, mientras que el aumento de la humedad atmosférica atenúa la tasa de la evapotranspiración del cultivo.
- Tipo de cultivo y su estado de desarrollo: Cuanto mayor sea la densidad de las partes aéreas (número y forma de las hojas) y de la zona radicular de las plantas, mayor será la tasa de evapotranspiración máxima del cultivo. Durante el ciclo vegetativo la planta aumenta su consumo progresivamente desde el inicio del mismo hasta la floración y fructificación, punto a partir del cual empieza a bajar, estabilizándose a su término. Para cada periodo vegetativo del cultivo se cumple la siguiente relación:

$$K_c = \frac{ETC}{ETP} \dots\dots\dots(2.2)$$

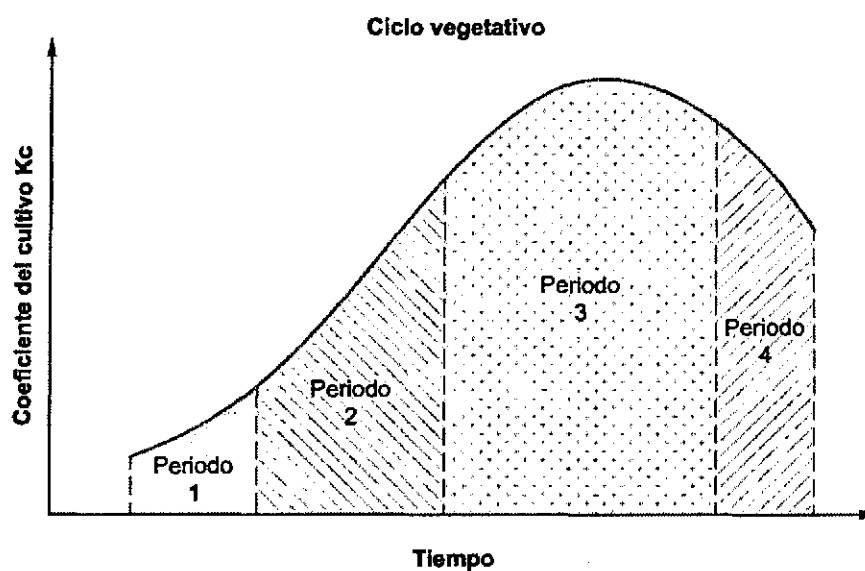
Dónde:

Kc es el coeficiente del cultivo

ETC es la evapotranspiración máxima del cultivo

ETP es la evapotranspiración potencial, medida en el lugar que se considera

El coeficiente K_c , para cada tipo de cultivo, asume valores distintos según el periodo de su crecimiento vegetativo (ver Figura N° 03).



FUENTE: GRANADOS, A. (2013)

FIGURA N° 03. VARIACIÓN DEL COEFICIENTE DEL CULTIVO K_c A LO LARGO DEL CICLO VEGETATIVO DE LA PLANTA

- Periodo 1: Desde la siembra hasta que el cultivo ocupe aproximadamente un 15% de la superficie del suelo.
- Periodo 2: Fase que comprende desde el final del periodo 1 hasta el momento inmediatamente antes de la floración.
- Periodo 3: Fase de floración y formación del fruto.
- Periodo 4: Fase de maduración, que comprende desde el final del periodo 3 hasta la recolección.

Las necesidades netas de riego, para cada intervalo de tiempo del ciclo vegetativo del cultivo, dependerá de la demanda de agua del cultivo o evapotranspiración máxima del cultivo ETC y de las posibles aportaciones naturales de agua al suelo. Para cada intervalo de tiempo (se suele considerar de una semana, diez días, o un mes) las necesidades netas de riego N_n se determinan a partir del balance hídrico de las reservas de agua del suelo regable:

$$N_n = ETC - P_e - G - W \dots\dots\dots(2.3)$$

Dónde:

- N_n son las necesidades netas de riego, en mm o m³/ha por unidad de tiempo
- ETC es la evapotranspiración del cultivo, en mm o m³/ha por unidad de tiempo
- P_e es la precipitación o lluvia efectiva, en mm o m³/ha por unidad de tiempo
- G es la aportación de agua por capilaridad a la zona radicular del cultivo, en mm o m³/ha por unidad de tiempo
- W es la reserva de agua del suelo existente al principio del intervalo de tiempo considerado, en mm o m³/ha por unidad de tiempo.

La precipitación efectiva P_e es la fracción de lluvia que efectivamente queda a disposición de las raíces de las plantas. Se obtiene descontando, de la precipitación total caída, el agua que escurre sobre la superficie del

terreno y la que se pierde por percolación profunda. La evaluación de P_e se suele hacer de forma aproximada, basada en el análisis estadístico de las precipitaciones registradas en la zona y en la capacidad de almacenamiento del terreno.

La aportación de agua por capilaridad G sólo se debe considerar en el cálculo cuando el nivel freático queda muy próximo a la zona radicular del cultivo. La reserva W se estima en función de la capacidad de almacenamiento de agua del suelo.

El dimensionamiento de las instalaciones del sistema se hace en función de la necesidad de riego en el intervalo de máximo déficit hídrico de la campaña de riego. En ese intervalo punta, que suele ser de una semana, diez días, o un mes, no se consideran eventuales aportaciones de agua al suelo regable (precipitación, capilaridad, etc.). Por lo tanto, la necesidad de riego en ese periodo punta, que se denomina necesidad neta punta de riego N_{np} (también se llama consumo punta) coincide con la evapotranspiración máxima del cultivo ETC para el periodo punta:

$$N_{np} = ETC \dots\dots\dots(2.4)$$

2.4 LOS PARÁMETROS DE RIEGO

Los parámetros de riego son los coeficientes básicos, fijados por el proyectista, a partir de los cuales se dimensionan las redes colectivas de distribución a la demanda. Dichos coeficientes definen las características en que se ha de producir el suministro de agua a los regantes. Son las cuatro siguientes:

2.4.1 CAUDAL CONTINUO UNITARIO

GRANADOS, A. (2013), el caudal continuo unitario (q) es el caudal estricto que habría que suministrar para hacer frente a las necesidades de agua de las plantas, si se regase de manera continua durante la totalidad del tiempo disponible. Este valor está siempre referido al periodo de punta de consumo de la campaña de riegos y a los valores medios de la alternativa de cultivos prevista. Se da habitualmente en l/s y ha .

Para su determinación se parte del volumen de agua (V) preciso para cubrir, durante el periodo punta de consumo, las necesidades de la alternativa de cultivos prevista en la zona regable teniendo en cuenta la eficiencia del riego^(*), el cual se habrá obtenido previamente a partir de los estudios agronómicos realizados al efecto. Conocido el volumen (V) preciso de agua por hectárea en el mes, quincena o semana punta de la campaña de riegos, se determina la parte de tiempo (T), disponible para el riego, del total del periodo anteriormente señalado. A estos efectos la posición más rígida es aquella en la que se hace coincidir el tiempo (T) con el total del periodo de punta, lo que implica que se riegue todos los días de la semana. Otra postura en la determinación del valor de q es la que excluye, del tiempo disponible para el riego, a los días festivos. Sin embargo, este criterio conduce a un sobredimensionamiento de la red

^(*) Este criterio coincide con lo indicado por otros autores y especialistas que señalan que el caudal continuo depende de los datos climáticos el tipo de cultivo y la eficiencia del sistema de riego (FAO 1977) (Montserrat et al. 2004)

posiblemente no justificable en las condiciones actuales, en las que la automatización del regadío no impide en modo alguno regar en festivos (la adopción de criterios de este tipo incrementa las holguras de diseño de la red, puesto que tienden a mayorar los caudales de cálculo).

El caudal continuo viene dado por la expresión:

$$q = \frac{V}{T} \dots\dots\dots(2.5)$$

2.4.2 GRADO DE LIBERTAD

El grado de libertad (*GL*) se define como el cociente entre el caudal que se da realmente en la toma al agricultor (caudal de tarado del limitador) y el caudal continuo. También se puede definir como el cociente entre (*t*) el número de horas diarias disponibles para el riego (lo habitual en las redes colectivas de riego a presión es que el agua esté a disposición del usuario las 24 horas del día) y (*t'*) el número de horas que el agricultor tendría que tener abierta su toma, en el periodo de máximo consumo, para atender la dotación diaria que precisan, es decir:

$$G L = \frac{t}{t'} \dots\dots\dots(2.6)$$

GRANADOS, A. (1986), este parámetro representa el nivel de confort dado al regante para pueda organizar sus riegos durante el periodo de punta de campaña, referido siempre a las 24 horas del día. Se puede decir que es el coeficiente de seguridad del caudal concedido al agricultor para que pueda regar su parcela.

LABYE, Y. (1988), es un parámetro que establece el proyectista en función del tamaño de las explotaciones (conforme va aumentando la superficie va disminuyendo el grado de libertad), la tecnología de riego disponible (las parcelas mejor equipadas y automatizadas requieren un menor grado de libertad) y las condiciones y costumbres locales de la zona

GRANADOS, A. (1986), su valor mínimo no debe ser inferior a 1,5 (riego en 16 horas sobre las 24 de referencia) y el máximo está entre 4 y 6 (riego entre 6 y 4 horas respectivamente).

LABYE, Y. (1988), LAMADDALENA, N y SAGARDOY, J. (2000). El valor de 8 (riego en 3 horas) se considera un valor límite superior por encima del cual se distorsionan los resultados del modelo estadístico.

LAMADDALENA, N. y CIOLLARO, G. (1993), MONSERRAT, J. (2004), RODRÍGUEZ, J. (2007), sin embargo, una de las ventajas del riego presurizado a la demanda es precisamente esa, que el agua está disponible las 24 horas y permite al agricultor usarla cuando le interese. Cada vez hay más agricultores que eligen el horario nocturno por diversas razones: porque sea más barata la energía, o porque tenga más presión, o porque la evaporación sea menor o porque mejora la eficiencia. En los trabajos de contraste con redes en explotación se ha comprobado que conforme se van automatizando las instalaciones los agricultores tienden a regar durante las horas nocturnas, si bien todavía hay muchos usuarios que riegan de forma mayoritaria por las mañanas. En resumen, aunque este es un aspecto discutido, en general los

especialistas coinciden en que de cara al futuro lo adecuado es mantener como periodo de riego aquel en el cual la red está disponible en punta de campaña para su uso, es decir las 24 horas del día.

2.4.3 RENDIMIENTO DE LA RED

Este parámetro es el coeficiente de seguridad que se adopta en el cálculo de caudales de la red colectiva, conocido bajo la denominación de rendimiento de la red (r), el cual fue propuesto por Clément (1966) en el desarrollo de su primera fórmula de cálculo de caudales, definiéndose como el cociente entre el número de horas (t'') en el que la red está capacitada para transportar la dotación diaria en el periodo punta de consumo y el número de horas (t) disponibles para el riego en el periodo punta de consumo, es decir:

$$r = \frac{t''}{t} \dots\dots\dots(2.7)$$

El rendimiento de la red (r) supone que, por la causa que fuese, hay unas horas del día en que la red no funciona, lo cual en la práctica equivale a suponer que el agua no puede ser utilizada por el regante las 24 horas, sino t'' horas (que en su momento se denominó, como se ha dicho, jornada de riego). En definitiva, y a efectos prácticos, es como si el día tuviese sólo t'' horas y en este número virtual de horas del día la red ha de estar capacitada para atender el riego. Como en la realidad la red está capacitada para regar en cualquier momento del día, las horas detraídas

($t-t''$) suponen un margen de seguridad para cubrir necesidades superiores a las previstas.

CLÉMENT, R. Y GALAND, A. (1979), definen también el rendimiento como el cociente entre el tiempo de funcionamiento de la red durante el periodo de punta y el tiempo del periodo de punta, e indican que un valor habitual empleado en el cálculo es 0,75 (lo que referenciado a las 24 horas del día equivaldría a regar en 18 horas).

GRANADOS, A. (1986), CAMACHO, R. (1998), recomiendan que cuando el rendimiento se especifica en función de las horas en las que está disponible la red se puede tomar un valor:

$$r = \frac{t'' - 2}{t} \dots\dots\dots(2.8)$$

Actualmente, se acepta que el valor de t'' no debe ser superior a 22 horas, lo que supone mayorar aproximadamente los caudales en un 10%, siendo la tendencia a tomar valores más altos de este parámetro de riego sin rebasar el umbral de 18 horas, equivalente a mayorar los caudales en un 25%.

LABYE, Y. (1988), LAMADDALENA, N y SAGARDOY, J. (2000), se indica que los valores habituales del coeficiente r varían entre 0,67 (16/24) y 0,93 (22/24), y que para establecerlo es conveniente tener en cuenta el estudio del funcionamiento de redes existentes, atendiendo principalmente a las características y evolución en el tiempo de la explotación y los cultivos.

2.4.4 GARANTÍA DE SUMINISTRO

La garantía de suministro o calidad operacional (GS) es el valor en tanto por ciento de la probabilidad estática de que los caudales demandados por los usuarios de la red, durante el periodo punta de consumo, no superen a los de diseño. La garantía de suministro la fija siempre el proyectista por encima del 95% y es variable en función del nivel de calidad que se quiera dar al dimensionamiento de la red (generalmente los valores más frecuentemente adoptados están en torno al 97-99%).

La garantía de suministro es un parámetro de riesgo fundamental, ya que con él se regula la posibilidad de coincidencia de los usuarios, aumentando el caudal de los ramales en mayor proporción que el de las grandes arterias de distribución. Por ello esta operación es de bajo costo y sin embargo mejora notablemente la seguridad de la red para hacer frente a mayores dotaciones de los cultivos. Hoy en día se tiende a adoptar valores de la garantía de suministro muy altos, como más adelante se justifica.

2.5 DOTACIÓN EN PARCELA

Se entiende por dotación asignada al usuario al caudal de tarado del limitador del hidrante dispuesto a la entrada de cada parcela de riego.

Viene dada por la expresión:

$$d = q * S * G L \dots\dots\dots(2.9)$$

Dónde:

- d es la dotación (dada habitualmente en l/s)

- q es el caudal continuo unitario (en l/s y ha)
- S es la superficie (en ha)
- GL es el grado de libertad

El valor de la dotación se redondea siempre (generalmente por exceso) a l/s completos. A veces, para reducir la gama a emplear de limitadores de caudal este redondeo se efectúa escalonando las dotaciones a múltiplos de 2 l/s, de 5 l/s, o de más, con lo que se establece una especie de modulación de los caudales servidos en las tomas que guarda una cierta semejanza con los módulos de riego habituales en los sistemas de turno.

El redondeo de la dotación implica la modificación sistemática del grado de libertad teórico concedido a cada usuario. Como normalmente se redondea por exceso el grado de libertad real dado a cada agricultor es mayor que el inicialmente previsto.

Algunos países o grandes explotadores tienen normalizados por clases los hidrantes a emplear, como por ejemplo los indicados en el Cuadro N° 03.

CUADRO N° 03. CLASES NORMALIZADAS DE HIDRANTES EN EL SUDESTE DE FRANCIA Y EN ITALIA (LAMADDALENA Y AGARDOY 2000)

Clase del hidrante	0	1	2	3	4	5
Francia (Sudeste) Caudal (l/s)	2.10	4.20	8.30	13.90	20.80	27.80
Italia Caudal (l/s)	2.50	5.00	10.00	15.00	20.00	25.00

FUENTE: GRANADOS, A. (2013)

2.6 MÉTODOS DE CÁLCULO DE LOS CAUDALES

2.6.1 CONCEPCIÓN Y DESARROLLO DE LAS FÓRMULAS

GRANADOS, A. (2013), Los sistemas de riego a presión empiezan a desarrollarse a finales del siglo XIX, con la aparición de los primeros modelos de aspersores. En los años treinta del siglo XX esta técnica adquiere un primer impulso y comienza a generalizarse debido a las mejoras en el diseño y funcionamiento de los componentes y al abaratamiento de su producción; y es en la segunda mitad del siglo cuando se producen los grandes saltos tecnológicos (sistemas de tuberías ligeras con uniones simples en primer lugar y sistemas de riego autopropulsados en segundo lugar) y empieza el gran desarrollo y la implantación de este tipo de regadíos.

En este contexto de fuerte expansión de las técnicas de riego a presión se comienza a analizar en detalle todos los procesos y elementos con el objeto de diseñar sistemas más funcionales, seguros y económicos. Las teorías, que en un primer momento se basaban en el bagaje de los diseñadores y en aproximaciones empíricas, pasan a apoyarse en el conocimiento de los procesos físicos, los modelos matemáticos y los datos reales de explotación.

La determinación de los caudales circulantes es una fase muy importante del proceso de diseño de una red de riego. Si se asumen demandas inferiores a la reales no se podrán satisfacer las demandas adecuadamente, lo cual dará lugar a mermas en la producción y a conflictos entre los usuarios. Mientras que si se adoptan demandas

superiores se tendrá que construir un sistema sobredimensionado, lo que implica el despilfarro de recursos y la puesta en peligro de la viabilidad del proyecto.

En una red de riego a la demanda cada usuario puede abrir su toma cuando estime conveniente, si bien con unos ciertos condicionantes derivados del cultivo (necesidades de riego) y del hidrante de que disponga (umbral máximo de caudal y presión). El caudal circulante por un tramo de la red será una función aleatoria, dependiente directamente del número de toma abierta y del caudal que se derive por cada una de ellas. Evidentemente el valor que aseguraría el suministro de agua en cualquier circunstancia sería el correspondiente a la suma de todas las demandas, lo que supondría que todas las tomas de la red deberían estar abiertas al mismo tiempo. Ésta es una situación altamente improbable, que conduciría a una red muy cara por estar sobredimensionada. Por ello, el enfoque tradicional de las fórmulas de cálculo de caudales de punta en redes de riego a la demanda ha consistido en caracterizar el comportamiento de los agricultores ajustándolo a un método o distribución estadística, mediante el cual se estima con una determinada probabilidad el número de agricultores que pueden tener abiertas sus tomas simultáneamente.

Entre los distintos métodos de cálculo propuestos por los especialistas destaca la primera fórmula establecida por René Clément en el año 1955, y perfeccionada y generalizada en 1966, en el artículo *Calcul des débits*

dans les réseaux d'irrigation fonctionnant a la demande de La Houille Blanche.

En el auge de la transformación del regadío en Francia, en los años sesenta, otros especialistas (Boissezon y Haït en 1965) y el propio Clément (segunda fórmula generalizada en 1966) propusieron otros métodos introduciendo modificaciones en las bases estadísticas de cálculo, que perseguían un ajuste más preciso al comportamiento de los usuarios, pero no supusieron un gran avance ni fueron adoptados en la práctica general.

La publicación de la primera fórmula de Clément (básica y generalizada) se puede considerar como un salto definitivo en la definición del procedimiento de cálculo de caudales que ha permanecido vigente hasta la actualidad. Con esta fórmula se dimensionaron la mayor parte de las zonas regables construidas en los años sesenta, setenta y ochenta, en los que se produjo la gran expansión de los sistemas del riego a presión (especialmente en los países del arco mediterráneo: Francia, España, Italia y Grecia), así como las modernizaciones realizadas posteriormente. En adelante, no hubo grandes investigaciones hasta bien entrados los años noventa en los que se retoma el tema con zonas regables maduras y datos reales de explotación, que permiten el análisis y ajuste a nuevas leyes estadísticas como la fórmula de Mavropoulos, de 1997. Se efectúan análisis comparativos sobre los resultados de la fórmula de Clément y se proponen variaciones con objeto de tener en cuenta cambios en la conducta de los regantes, como los debidos a la discriminación horaria

de las tarifas eléctricas (Pulido et al. 1998) o a la aplicación del riego en cultivos intensivos (Reca et al. 1999).

Varios autores GRANADOS, A. (1986), LABYE, Y. (1988), LAMADDALENA, N y SAGARDOY, J. (2000), MONSERRAT, J. (2004), MARTÍNEZ. R. (2004), RODRÍGUEZ, J. (2007), indican las razones de que el escaso avance que se ha tenido en este tema se deba posiblemente a que el algoritmo de cálculo ideado por Clément era muy bueno, fácil de manejar y con buen ajuste a la realidad.

Para facilitar el entendimiento y alcance de las fórmulas de cálculo de caudales y los parámetros que intervienen en cada una de ellas se procede a continuación a la descripción detallada de las principales por orden cronológico: primera fórmula de Clément (1955), fórmula de Boissezon y Haït (1965), primera fórmula generalizada de Clément (1966), segunda fórmula generalizada de Clément (1966) y fórmula de Mavropoulos (1997).

2.6.2 DEFINICIÓN PRIMER MODELO DE CLÉMENT

GRANADOS, A. (1913), En el año 1955 Clément presentó el artículo *Le calcul des débits dans les canalisations d'irrigation*, en el cual establecía la primera fórmula para el cálculo de los caudales circulantes en una red de riego a la demanda. Esta fórmula, en origen simplificada porque asume que las tomas a abastecer son iguales y tienen la misma probabilidad de funcionamiento, es la base de la mayor parte los métodos de cálculo propuestos y empleados hasta la actualidad.

Clément establece la fórmula en dos etapas. En la primera se analiza comportamiento de un usuario, que se caracteriza como un ensayo de Bernoulli. Un usuario puede tener su toma abierta o cerrada. La probabilidad de que esté en uno u otro estado está directamente relacionada con las características del hidrante de que disponga. En la segunda se estudia el comportamiento conjunto de todos los usuarios, que se caracteriza como una suma estadística de ensayos de Bernoulli. En una red de riego a la demanda cada usuario puede realizar el riego cuando le convenga, es decir, cada una de las tomas puede estar abierta o cerrada de forma independiente a las otras. Clément supone que el comportamiento conjunto todos los usuarios se pueden aproximar mediante una variable aleatoria de distribución binomial y extenderse, cuando el número de usuarios es suficientemente grande, a una distribución normal.

a) ENSAYO DE BERNOULLI

El hecho de que una toma esté abierta o cerrada se puede aproximar estadísticamente mediante el ensayo o distribución de Bernoulli. Esta distribución caracteriza los sucesos o experimentos que pueden tener dos resultados, como por ejemplo: éxito o fracaso, defectuoso o correcto, o en el caso de una toma de riego, abierta o cerrada.

Que una toma de riego se encuentre abierta o cerrada se puede representar mediante un ensayo de Bernoulli de probabilidad p . Lo cual, matemáticamente se caracteriza como una variable aleatoria discreta X con una función de masa de probabilidad:

- $X=1$ (toma abierta) con una probabilidad p
- $X=0$ (toma cerrada) con una probabilidad $o=1-p$.

La media y la varianza de una variable aleatoria de Bernoulli, son:

$$\begin{aligned} m_x &= p \\ \sigma_x^2 &= p o = p(1-p) \dots\dots\dots(2.10) \end{aligned}$$

La probabilidad p de que la toma este abierta se puede calcular como el cociente entre el número de horas/día (t') que el agricultor tendría que tener abierta su toma en el periodo de máximo consumo para dar a las plantas la dotación diaria precisa y el número de horas/día (t'') en que la red está capacitada para transportar la dotación diaria.

$$p = \frac{t'}{t''} \dots\dots\dots(2.11)$$

b) DISTRIBUCIÓN BINOMIAL

La distribución de probabilidad de una variable aleatoria X que represente el número de éxitos, en una secuencia de n ensayos de Bernoulli independientes entre sí, se denomina distribución binomial, $Bin(n,p)$, y tiene la siguiente función de masa de probabilidad:

$$p(x)=p(X=x)=\binom{n}{x} p^x o^{(n-x)}, x=0,1,2,\dots,n \dots\dots\dots(2.12)$$

En donde p es la probabilidad de éxito en el ensayo, $o=1-p$ es la de fracaso, y

$$\binom{n}{x} = \frac{n!}{x!(n-x)!} \dots\dots\dots(2.13)$$

El número de combinaciones de x elementos tomados de un conjunto n . Aplicado al caso de una red de riego de n usuarios, con tomas iguales e independientes (cada toma puede estar abierta o cerrada de manera independiente al estado en que se encuentren el resto de tomas) y teniendo en cuenta que las tomas se maniobran para dar el caudal establecido por el hidrante, es decir, que el fenómeno aleatorio del riego sólo admite que la toma esté totalmente abierta (probabilidad p) o totalmente cerrada (probabilidad $o=1-p$); entonces la probabilidad de que en un instante determinado haya un número x de tomas abiertas vendrá dado por la expresión:

$$p(x) = \binom{n}{x} p^x o^{(n-x)} \dots\dots\dots(2.14)$$

Que es la función de masa de probabilidad de una función de distribución binomial dada por:

$$F(x) = \sum_{i \leq x} \binom{n}{i} p^i o^{(n-i)} \dots\dots\dots(2.15)$$

Cuya media y varianza son:

$$m_x = n p$$

$$\sigma_x^2 = n p o = n p (1 - p) \dots\dots\dots(2.16)$$

El valor $F(x)$ representa la probabilidad acumulada de ocurrencia de que en una muestra de n tomas no estén nunca abiertas más de x . Así pues, si un tramo debe abastecer a n tomas y se calcula para que circule el caudal correspondiente a x tomas, el valor $F(x)$ estará representando la garantía que tiene dicho tramo para cubrir la demanda.

c) DISTRIBUCIÓN NORMAL O DE GAUSS

Cuando el número de sucesos n que conforman la distribución binomial es suficientemente grande se puede aplicar el teorema del límite central y tipificar la variable X en otra variable U , que converge en una distribución normal o de Gauss de media cero y varianza unidad, $N(0, 1)$:

$$U = \frac{x - m_x}{\sqrt{\sigma_x^2}} = \frac{x - np}{\sqrt{np(1-p)}} \dots\dots\dots(2.17)$$

De tal forma que la función de distribución de probabilidad de U será:

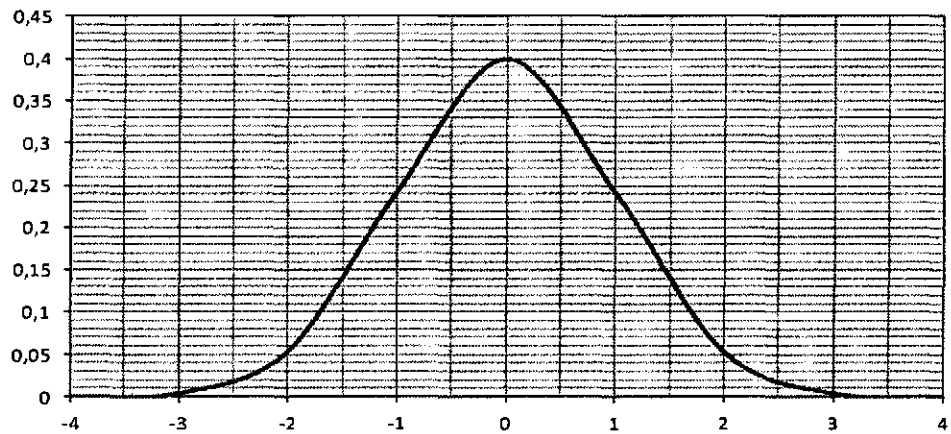
$$F(U) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^U e^{-\frac{(z^2-m)}{2\sigma^2}} dz = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^U e^{-\frac{z^2}{2}} dz \dots\dots\dots(2.18)$$

$F(U)$ representa la probabilidad de que la variable U sea igual o menor a un valor dado. Si $F(U)$ se expresa en tanto por ciento:

$$F(U) = \frac{100}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^U e^{-\frac{z^2}{2}} dz \dots\dots\dots(2.19)$$

Siendo U la variable tipificada de X (que representa el número de tomas que pueden estar abiertas en un momento dado) el valor de $F(U)$ en

tanto por ciento será la probabilidad de que un número igual o menor de tomas esté abierto en un momento dado, que es en definitiva la garantía de suministro (GS).



FUENTE: GRANADOS, A. (2013)

FIGURA N° 04. FUNCIÓN DE DENSIDAD DE PROBABILIDAD PARA UNA DISTRIBUCIÓN NORMAL $N(0,1)$

A partir de los datos tabulados (Navidi 2006) de una distribución normal estándar $N(0,1)$ se puede preparar una tabla (ver cuadro N° 04) que relacione la garantía de suministro con la variable U :

Cuadro N° 04. VALOR DE U (VARIABLE TIPIFICADA) EN FUNCIÓN DE GS (GARANTÍA DE SUMINISTRO - PROBABILIDAD)

GS (%)	U
90	1.285
91	1.345
92	1.405
93	1.475
94	1.555
95	1.645
96	1.755
97	1.885
98	2.055
99	2.324
99.5	2.580

FUENTE: GRANADOS, A. (2013)

Así pues, a una garantía de suministro GS dada le corresponde un valor de U y un número máximo de tomas abiertas X :

$$X = np + U \sqrt{np(1-p)} \dots\dots\dots(2.20)$$

Dónde:

X : Número de hidrantes que funcionan simultáneamente.

n : Numero de hidrantes acumulados

P : Probabilidad de funcionamiento

U : Percentiles de la función de distribución binomial.

El caudal circulante por el tramo será igual al número de tomas abierta por la dotación:

$$Q = Xd = ndp + U \sqrt{npd^2(1-p)} \dots\dots\dots(2.21)$$

Que es la primera fórmula de Clément.

2.6.3 PRIMER MODELO GENERALIZADO DE CLÉMENT

En 1966 Clément presenta en el artículo *Calcul des débits dans les réseaux d'irrigation fonctionnant a la demande* una generalización de la fórmula básica de 1955. Esta generalización se conoce como la primera fórmula generalizada de Clément y es el procedimiento de cálculo de caudales para el diseño de redes de riego más utilizado y estudiado hasta la actualidad. Tal y como se ha indicado anteriormente la fórmula primigenia estaba desarrollada bajo la hipótesis de que todas las tomas servidas eran iguales, lo cual no se ajusta a la realidad ya que las

parcelas no son iguales y tienen dotaciones y grados de libertad diferentes.

Para generalizar la fórmula Clément utiliza la misma idea de separación por clases, aplicación independiente y suma de resultados que un año antes habían publicado Boissezon y Haït, si bien la separación que establece es mucho más simple y directa radicando ahí gran parte de su éxito posterior.

La fórmula para determinar el caudal Q necesario para atender las necesidades de un conjunto de n tomas iguales es:

$$Q = ndp + U \sqrt{npd^2(1-p)} \dots\dots\dots(2.22)$$

Para su aplicación a un conjunto de tomas heterogéneas Clément propone aplicar la fórmula de manera individual a cada una de las tomas y luego agregar los resultados obtenidos. De forma que la primera fórmula generalizada se puede escribir como:

$$Q = \sum p_i d_i + U \sqrt{\sum p_i d_i^2 (1-p)} \dots\dots\dots(2.23)$$

Dónde:

Q es el caudal del tramo en estudio.

- P_i es la probabilidad de que el hidrante esté funcionando. Se define como el cociente entre el número de horas/día (t') que el agricultor tendría que tener abierta su toma en el periodo de máximo consumo para dar a las plantas la dotación diaria precisa y el número de

horas/día (t'') en que la red está capacitada para transportar la dotación diaria.

$$P_i = \frac{t'}{t''} \dots\dots\dots(2.24)$$

- d_i es la dotación de cada uno de los hidrantes situados aguas abajo de este tramo. Se calcula para cada hidrante, de la forma expuesta en el epígrafe 2.5 y se redondea a la modulación de los limitadores de caudal que se establezca.
- U es la variable tipificada de una distribución normal $N(0,1)$, su valor es variable en función de la garantía de suministro seleccionada (probabilidad de que un número máximo determinado de tomas estén funcionando en un momento dado).

GRANADOS, A. (1986), la expresión de Clément, como todo ajuste estadístico, no es válida para muestras reducidas. Si se aplica en tramos terminales de la red que sirven a un número pequeño de tomas se pueden obtener valores superiores a los que resultarían de la acumulación directa de las dotaciones de cada toma. Como esta suma directa implica ya una garantía de suministro del 100%, adoptar valores superiores supone sobredimensionar la red. Por ello, en el cálculo se adopta el criterio de fijar como caudal de diseño de cada tramo el correspondiente al menor absoluto entre el valor Q obtenido por aplicación de la fórmula y el valor $\sum d_i$, quedando

además cubierta de esta forma la posibilidad de coincidencia total de la demanda en los terminales.

2.6.4 SEGUNDO MODELO GENERALIZADO DE CLÉMENT

La segunda fórmula generalizada de Clément fue también publicada en 1966, en el mismo artículo en el que se recoge la generalización de la primera. Con esta segunda fórmula Clément pretende conseguir un mejor ajuste estadístico, para lo que basa la concepción del problema en un modelo matemático distinto. Considera que el funcionamiento de la red se asimila a una sucesión de demandas en el tiempo: aparecen (apertura de la toma), tienen una duración determinada (tiempo de riego) y desaparecen (cierre de la toma); que se puede caracterizar como un proceso estocástico de Markov de nacimiento y muerte.

a) PROCESOS DE NACIMIENTO Y MUERTE

Los procesos estocásticos son aquellos en los que un conjunto de variables evolucionan de forma aleatoria con respecto a otra variable de referencia, que suele ser el tiempo. Existen numerosos fenómenos representativos de este tipo de procesos, como por ejemplo la evolución de las variables meteorológicas, de la demografía de una población o de los índices bursátiles.

Los procesos estocásticos se clasifican en función de si el cambio de un estado a otro se puede producir en cualquier instante de tiempo, denominándose procesos continuos; o de si el cambio solo puede producirse en instantes determinados, denominándose procesos discretos.

PUIGJANER, R. (2001), los procesos en los cuales la evolución solo depende del estado en el que se encuentra el sistema y no de la historia previa se conocen como procesos de Markov. En un proceso de Markov la evaluación del comportamiento futuro se realiza únicamente a partir de su situación actual. Un caso particular de los procesos de Markov son los procesos de nacimiento y muerte, en los cuales se hace un balance probabilístico de los nacimientos (entradas o llegadas) y las muertes (salidas) que se producen en un sistema con objeto de dimensionar su capacidad. Son procesos que sirven para modelar multitud de fenómenos cotidianos, si bien han sido ampliamente estudiados dentro de la teoría de colas y utilizados en el análisis de sistemas informáticos y de telecomunicaciones.

Las ecuaciones de un proceso de nacimiento y muerte se determinan a partir de la suma de las probabilidades de los eventos que se pueden producir para que un sistema cuente con un número j de elementos en un instante t determinado. Si se denomina $P(j, t)$ a la probabilidad de que haya j elementos en el instante t y se considera un intervalo de cambio Δt suficientemente pequeño, el sistema solo puede variar en un elemento más (nacimiento) o un elemento menos (muerte) o quedarse como está. Por tanto, para que en el instante $t+\Delta t$ haya j elementos en el sistema solo pueden producirse tres eventos distintos, posibles e incompatibles entre sí:

- **Evento 1.** En un instante t determinado el sistema contiene $j-1$ elementos y se produce un nacimiento:

$$p_1 = p(j-1, t) \lambda_{j-1} \Delta t \dots\dots\dots(2.25)$$

Siendo λ_j la tasa de nacimientos.

- **Evento 2.** En un instante t determinado el sistema contiene $j+1$ elementos y se produce una muerte:

$$p_2 = p(j+1, t) \mu_{j+1} \Delta t \dots\dots\dots(2.26)$$

Siendo μ_j la tasa de muertes.

- **Evento 3.** En un instante t determinado el sistema contiene j elementos y no se produce ni un nacimiento ni una muerte:

$$p_3 = p(j, t) (1 - \lambda_j \Delta t - \mu_j \Delta t) \dots\dots\dots(2.27)$$

La suma de estas probabilidades es igual a:

$$p = p_1 + p_2 + p_3 = p(j, t + \Delta t/i) \dots\dots\dots(2.28)$$

Para una variable aleatoria discreta $X(t)$ que pueda tomar valores de 0 a N . Las ecuaciones de estado de un proceso de nacimiento y muerte se obtienen cuando Δt tiende a cero:

$$p = p_1 + p_2 + p_3 = p(j, t + \Delta t/i) \dots\dots\dots(2.29)$$

Para una variable aleatoria discreta $X(t)$ que pueda tomar valores de 0 a N . Las ecuaciones de estado de un proceso de nacimiento y muerte se obtienen cuando Δt tiende a cero:

$$\frac{dP(0,t)}{dt} = -\lambda_0 p(0,t) + \mu_1 p(1,t) \dots\dots\dots(2.30)$$

$$\frac{dP(j,t)}{dt} = \lambda_{j-1} p(j-1,t) - (\lambda_j + \mu_j) p(j,t) + \mu_{j+1} p(j+1,t) \dots(2.31)$$

$$\frac{dP(n,t)}{dt} = \lambda_{N-1} p(N-1,t) + \mu_N p(N,t) \dots\dots\dots(2.32)$$

Si el proceso de nacimiento y muerte se produce en un sistema ergódico evoluciona en el tiempo hacia un equilibrio estadístico de manera que las ecuaciones de estado se pueden representar como:

$$P_j = P_0 \frac{\lambda_0 \lambda_1 \lambda_2 \dots \lambda_{j-1}}{\mu_1 \mu_2 \dots \mu_j} \dots\dots\dots(2.33)$$

$$\sum_{j=1}^n P_j = 1 \dots\dots\dots(2.34)$$

O lo que es lo mismo:

$$P_j = P_0 \frac{\lambda_0 \lambda_1 \lambda_2 \dots \lambda_{j-1} / \mu_1 \mu_2 \dots \mu_j}{1 + (\lambda_0 / \mu_1) + (\lambda_0 \lambda_1 / \mu_1 \mu_2) + \dots + (\lambda_0 \lambda_1 \lambda_2 \dots \lambda_{N-1} / \mu_1 \mu_2 \dots \mu_{jN})} \dots(2.35)$$

Que se ajusta a una distribución de Erlang (caso particular de la función de distribución Gamma $\Gamma(r, \lambda)$ cuando el parámetro r es un entero positivo).

b) PROBABILIDAD DE SATURACIÓN EN REDES DE RIEGO

Clément aplicó este proceso para modelar el funcionamiento de apertura (nacimiento) y cierre (muerte) de la toma servida por una red de riego,

establecer el número de tomas que puede estar funcionando simultáneamente y determinar así los caudales de diseño de la misma.

Como punto de partida se considera una red de riego que alimenta a un número R de tomas iguales. La red, por otra parte, no puede satisfacer simultáneamente toda la demanda, pues no está dimensionada nada más que para abastecer a un número menor N de tomas.

La duración media del riego de la parcela, o uso de la red por parte de una toma, se supone igual a:

$$\theta = \frac{1}{\mu} \dots\dots\dots(2.36)$$

Si en un instante dado la red se encuentra en un estado j, es decir que j tomas están en funcionamiento, la probabilidad de pasar al estado j + 1 en el intervalo de tiempo (t, t + dt) es de la forma $\lambda_j dt$, y la de pasar al estado j - 1 de la forma $\mu_j dt$.

Por otro lado es razonable pensar que la probabilidad de que se produzca una nueva demanda es tanto más grande en cuanto el número de tomas cerrada sea mayor. Una buena aproximación puede consistir en suponer que esta probabilidad sea proporcional a R - j. Por tanto:

$$\lambda_j = \lambda(R - j) \text{ Siendo } \lambda_N = 0 \dots\dots\dots(2.37)$$

Se puede considerar igualmente que todas las duraciones del riego obedecen a la misma función de distribución, por lo que:

$$\mu_j = j\mu \text{ Siendo } \mu = \frac{1}{\theta} \dots\dots\dots(2.38)$$

Se definen las siguientes variables en situación de equilibrio estadístico:

- Sea A el número medio de aperturas que se producen en el sistema durante un periodo medio de riego θ y $a=A/R$ el número medio de Aperturas por toma.
- Sea A1 el número medio de tomas abiertas durante un instante t y $a1= A1/R$ el ratio de tomas abiertas en dicho instante.
- Sea q el caudal ficticio continuo correspondiente a las necesidades de agua de la zona atendida por la red.
- Sea T la duración de un periodo cualquiera elegido durante el mes punta de la campaña de riego.
- Sea r el rendimiento de la red, que en tiempo viene dado por $T'=rT$

Cada toma debe abastecer durante el periodo T un volumen medio:

$$V = \frac{q T}{R} \dots\dots\dots(2.39)$$

El número medio de aperturas por toma durante el periodo T' es:

$$a = \frac{q T}{R d \theta} \dots\dots\dots(2.40)$$

Siendo d el caudal medio de una toma.

El número medio de aperturas durante el tiempo θ será:

$$a = \frac{q T}{R d \theta} \cdot \frac{\theta}{r T} = \frac{q}{R d r} \dots\dots\dots(2.41)$$

La probabilidad de saturación de entradas o llamadas (P_a), es decir la probabilidad de que para una nueva demanda la red se encuentre saturada, es:

$$P_a = \frac{a - a_1}{a} \dots\dots\dots(2.42)$$

$$a_j = a(1 - P_a) \dots\dots\dots(2.43)$$

La saturación indica también el número relativo medio de demandas rechazadas

Operando en las ecuaciones de estado del proceso y sustituyendo λ_j por $\lambda(R-j)$ se μ_j por $j\mu$ obtiene que la probabilidad de saturación:

$$P_j = \frac{\frac{\lambda_j}{\mu_j} \frac{R(R-1)\dots(R-j+1)}{1,2\dots j}}{\sum_{k=0}^n \frac{\lambda_k}{\mu_k} \frac{R(R-1)\dots(R-k+1)}{1,2\dots k}} \dots\dots\dots(2.44)$$

Seguidamente, si se introducen los términos p y o:

$$p = \frac{\lambda}{\lambda + \mu} \quad o = 1 - p = \frac{\mu}{\lambda + \mu} \dots\dots\dots(2.45)$$

Donde p es la probabilidad de que se produzca un nacimiento durante el intervalo y o la de que se produzca una muerte, y dividiendo el numerador y el denominador por:

$$\frac{\mu^R}{(\lambda + \mu)^R} \dots\dots\dots(2.46)$$

Se obtiene:

$$P_j = \frac{\binom{R}{j} p^j o^{R-j}}{\sum_{k=0}^N \binom{R}{k} p^k o^{R-k}} \dots\dots\dots(2.47)$$

De donde se deduce la expresión de la probabilidad de saturación en el tiempo, es decir la proporción de tiempo durante la cual la red está saturada, que es:

$$P_N = \frac{\binom{R}{N} p^N 0_{R-N}}{\sum_{k=0}^N \binom{R}{k} p^k 0_{R-k}} \dots\dots\dots(2.48)$$

Por otro lado, la probabilidad de saturación de aperturas P_a se deduce a partir de P_N sustituyendo $R-1$ en R , ya que es igual a la saturación en el tiempo para una red que alimenta a $R-1$ tomas:

$$P_a = \frac{\binom{R-1}{N} p^N 0_{R-1-N}}{\sum_{k=0}^N \binom{R-1}{k} p^k 0_{R-1-k}} \dots\dots\dots(2.49)$$

La tasa media de apertura de tomas será:

$$\Lambda_a = \sum_{j=0}^N \lambda (R-j) p_j = \lambda (R - A_1) \dots\dots\dots(2.50)$$

La tasa media de riegos atendidos será:

$$\Lambda_m = \Lambda_a (1 - P_a) \dots\dots\dots(2.51)$$

La tasa media de cierre de tomas será:

$$\Lambda_c = \sum_{j=0}^N \mu_j p_j = \mu A_1 \dots\dots\dots(2.52)$$

En situación de equilibrio estadístico $\Lambda_m = \Lambda_c$, por lo que:

$$\lambda (R - A_1) (1 - P_a) = \mu A_1 \dots\dots\dots(2.53)$$

$$\frac{\lambda}{\mu} = \frac{A_1}{(R - A_1) (1 - P_a)} \dots\dots\dots(2.54)$$

Que puesto en función del número medio de aperturas a y del ratio de toma abierta a_1 , da:

$$\frac{\lambda}{\mu} = \frac{a_1}{(1-a_1)\left(\frac{a_1}{a}\right)} = \frac{a}{(1-a_1)} \dots\dots\dots(2.55)$$

De donde:

$$\lambda \theta = \frac{a_1}{1-a_1(1-P_a)} \dots\dots\dots(2.56)$$

y:

$$p = \frac{\lambda}{\lambda + \mu} = \frac{a}{1 + a p_a} \dots\dots\dots(2.57)$$

De manera que una vez que establecida la saturación de la demanda (o el número medio de demandas rechazadas) se pueden determinar las probabilidades p y o de funcionamiento y cierre de una toma.

c) DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE TOMAS QUE PUEDE FUNCIONAR SIMULTÁNEAMENTE

En la expresión que define la probabilidad de saturación el numerador representa la función de densidad de la distribución binomial y el denominador la función de distribución de probabilidad de dicha distribución. De igual manera que en el desarrollo de la primera fórmula, si se aplica el teorema del límite central, cuando R es suficientemente grande, la distribución binomial converge hacia una distribución normal o de Gauss

Si se denomina $\Psi(U')$ a la función de densidad de la ley normal y $\Pi(U')$ a la función de distribución de dicha ley, se tiene que:

$$\binom{R-1}{N} p N o_{R-1-N} = \frac{1}{\sqrt{(R-1)p_o}} \psi(U') \dots\dots\dots(2.58)$$

$$\sum_{k=1}^N \binom{R-1}{k} p k o_{R-1-k} = \Pi(U') \dots\dots\dots(2.59)$$

$$U' = \frac{N - (R-1)p}{\sqrt{(R-1)p_o}} \dots\dots\dots(2.60)$$

Siendo U' la variable tipificada de la distribución normal:

De manera que la probabilidad de saturación se puede definir como:

$$p_a = \frac{1}{\sqrt{(R-1)p_o}} \frac{\psi(U')}{\Pi(U')} = \frac{1}{\sqrt{(R-1)p_o}} H(U') \dots\dots\dots(2.61)$$

Estas dos últimas expresiones se pueden reescribir de la forma siguiente:

$$N = (R-1)p + (U')\sqrt{(R-1)p_o} \dots\dots\dots(2.62)$$

$$H(U') = p_a \sqrt{(R-1)p_o} \dots\dots\dots(2.63)$$

Y combinarlas para obtener:

$$N = (R-1)p + \frac{U' H(U')}{p_a} \dots\dots\dots(2.64)$$

Que es la segunda fórmula de Clément, e indica el número de tomas que puede funcionar simultáneamente para una determinada probabilidad de saturación de la red.

La fórmula adopta una expresión similar a la de la primera, si bien en este caso la variable tipificada de la distribución normal (U') ya no es un parámetro dependiente de la garantía de suministro (GS) sino que es función de los valores de $H(U')$. Para la aplicación práctica de la fórmula Clément facilita en su artículo un gráfico y una tabla (ver Cuadro N° 05) en la que se relacionan los valores de $H(U')$ con los de U' y con los productos $U'H(U')$.

Cuadro N° 05. RELACIÓN DE LOS VALORES DE U' , $H(U')$ Y $U'H(U')$ PARA APLICACIÓN DE LA SEGUNDA FÓRMULA GENERALIZADA (CLÉMENT 1966)

$H(U')$	U'	$U'H(U')$
0.798	0.00	0.000
0.735	0.10	0.740
0.675	0.20	1.350
0.562	0.40	2.250
0.459	0.60	2.750
0.367	0.80	2.940
0.287	1.00	2.870
0.219	1.20	2.630
0.163	1.40	2.280
0.117	1.60	1.880
0.082	1.80	1.470
0.054	2.00	1.080
0.018	2.50	0.044
0.004	3.00	0.013

FUENTE: GRANADOS, A. (2013)

2.6.5 GENERALIZACIÓN DE LA SEGUNDA FÓRMULA DE CLÉMENT

Como los valores de la probabilidad de saturación que se fijan suelen ser muy bajos (Clément indica que suelen ser del 1%). El valor de la probabilidad de funcionamiento se puede aproximar a:

$$p = \frac{a}{1 + ap_a} \approx a = \frac{q}{R \, dr} \dots\dots\dots(2.65)$$

Por otra parte si la red es suficientemente grande:

$$R - 1 \approx R \dots\dots\dots(2.66)$$

$$P_a \approx P_N \dots\dots\dots(2.67)$$

De lo que resulta que:

$$\lambda \theta \approx \frac{a}{1-a} = \frac{p}{1-p} = \frac{p}{o} \dots\dots\dots(2.68)$$

Como:

$$\mu = \frac{1}{\theta} \dots\dots\dots(2.69)$$

$$\lambda = \frac{1}{\theta} \frac{p}{o} \dots\dots\dots(2.70)$$

Entonces:

$$\lambda + \mu = \frac{1}{\theta} \left(1 + \frac{p}{o}\right) \dots\dots\dots(2.71)$$

Conocido que $p+o=1$, la expresión se puede escribir como:

$$\lambda + \mu = \frac{1}{\theta o} \dots\dots\dots(2.72)$$

Sustituyendo estos valores en las expresiones de la fórmula inicial se obtiene:

$$H(U') = P_a \sqrt{R p o} \dots\dots\dots(2.73)$$

$$N = R p + U' \sqrt{R p o} \dots\dots\dots(2.74)$$

Que es la expresión aproximada de la segunda fórmula de Clément.

MARTÍNEZ, A. (2004), esta segunda fórmula de la demanda es susceptible de la misma generalización que la primera. La razón está en que el proceso descrito que conduce al establecimiento de la fórmula puede ser descompuesto en una suma de procesos independientes regidos todos ellos por leyes semejantes. Con este criterio se llega a una función similar a la de la primera fórmula de Clément, en donde el coeficiente U' es un parámetro que depende de la probabilidad de saturación de la demanda.

La expresión que resulta tras la generalización es:

$$H(H') = p_a \sqrt{\sum p_i o_i} \dots\dots\dots(2.75)$$

$$Q = \sum p_i d_i + U' \sqrt{\sum p_i o_i d_i^2} \dots\dots\dots(2.76)$$

CAPITULO III
MATERIALES Y METODOLOGIA

3.1 UBICACIÓN

3.1.1 UBICACIÓN POLÍTICA

Lugar	: Challhuapuquio - Cochas
Distrito	: San Miguel.
Provincia	: La Mar.
Departamento	: Ayacucho.

3.1.2 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

En Coordenadas UTM WGS84:

Este	: 620191.00
Norte	: 8557915.00
Altitud	: 3100.00 msnm

3.1.3 CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA

El área de estudio se encuentra en la comunidad de Challhuapuquio perteneciente al Distrito de San Miguel de la Provincia de La Mar departamento de Ayacucho; el clima de dicha zona es templado propio de las zonas de sierra, siendo las temperaturas más frías en los meses de Mayo a Julio, y lluvias en los meses de Setiembre a Marzo, con respecto a la altitud van desde los 2,826.00 hasta los 3,061.00 m.s.n.m. La población de referencia en el Distrito de San Miguel es de 20,239.00 habitantes obtenida para el año 2013 con una tasa de crecimiento de 1.32%^(*) obtenido según el Censo de población y Vivienda del año 2005 y la población objetivo es la comunidad de Challhuapuquio con 146 habitantes.

El servicio de salud, para la Comunidad Campesina de Challhuapuquio – Cochabamba; lo brinda el Puesto de Salud de Cochabamba. Este Puesto atiende a las Comunidades que están a su alrededor como Matara, Cochabamba alta, entre otros. Para el cual, cuenta con cinco ambientes: tóxico, enfermería, gineco-obstetricia, hospitalización y área administrativa; tres equipos profesionales. Según la información obtenida, la mayoría de los pacientes acuden por problemas de infecciones respiratorias, diarreicas y enfermedades dermatológicas.

El servicio de agua potable, En la Comunidad de Challhuapuquio, casi el 90% de la población cuenta con el Servicio Básico de Agua; mientras que

^(*) Fuente: Elaboración Propia en base a INEI Censo Nacional 2007, XI de Población y VI de Vivienda. Tasa de Crecimiento Poblacional: 1.32%

el 10% de la población lo obtienen de una acequia o manantial, por lo que es de necesidad prioritaria cubrir este porcentaje de la población con dicho servicio.

Educación, las condiciones de extrema pobreza que existe en la comunidad de Challhuapuquio y a nivel distrital, obliga a los niños a iniciar labores de campo y del pastoreo desde muy temprana edad de entre los 8 a 9 años y a los 15 años se están desempeñando ya como peones y viéndose obligados en muchos casos a abandonar los estudios.

La actividad económica se caracteriza por tener una economía de subsistencia dedicada principalmente a la agricultura y ganadería en un 98%, siendo los principales cultivos: El maíz de grano, trigo, arveja, papa, hortalizas y frutales. De acuerdo a la pequeña encuesta realizada en la Zona del Proyecto, el ingreso promedio familiar mensual es de S/. 200.00 Nuevos Soles.

En cuanto a recursos hídricos, la comunidad de Challhuapuquio, tiene como fuente de agua para riego la quebrada llamada Tenería Huayqo formado por manantiales donde el caudal de aforo para la fecha 12/08/2014 es de 31.80 l/s cuyas aguas son utilizadas para el riego de los cultivos en forma tradicional riego por gravedad y consumo de animales.

3.1.4 FISIOGRAFÍA

La fisiografía de la zona está constituida por sistemas y unidades fisiográficas complejas. Se distingue la distribución del relieve o forma

que han tomado los terrenos debido a la acción de procesos de erosión hídrica y deslizamientos de masas de tierra hasta lograr su estabilización. Los sistemas claramente definidos son identificados como sistemas montañosos con alta predominancia de abras con pendientes fuertemente pronunciadas, extensiones medianas de terreno constituyen el sistema llanura aluvial en la cual se hallan las áreas a donde se llevó a cabo los estudios.

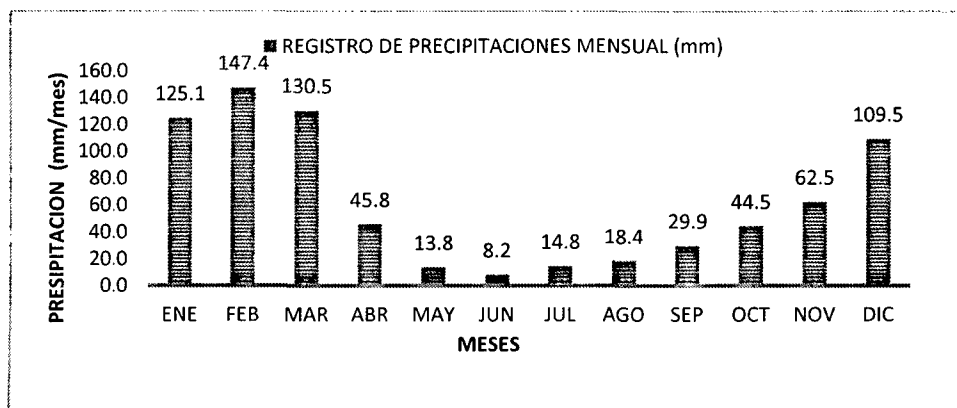
3.1.5 CARACTERIZACIÓN CLIMATOLÓGICA Y METEOROLÓGICA

a) ESTACIÓN METEOROLÓGICA

La estación meteorológica cercana a la zona del proyecto es la estación meteorológica de Tambillo del Gobierno Regional de Ayacucho cuya altitud es de 3250 msnm, Latitud 13°12'54"S y Longitud 74°06'19"W. Se eligió esta estación meteorológica, debido a que posee la mayor cantidad de datos con condiciones climáticas y altitud respecto al nivel del mar similar a la zona del proyecto para, obtener una buena aproximación de la intensidad de los fenómenos naturales de interés para el diseño del sistema de riego, como son: temperaturas, humedad relativa, precipitación mensual, velocidad del viento, horas de sol, etc.

b) PRECIPITACIONES

En cuanto a los registros de precipitación en la estación meteorológica Tambillo, los meses lluviosos son: enero febrero y marzo con un valor medio mensual máximo de 147.4 mm y con un valor promedio anual de 758.9 mm/año.



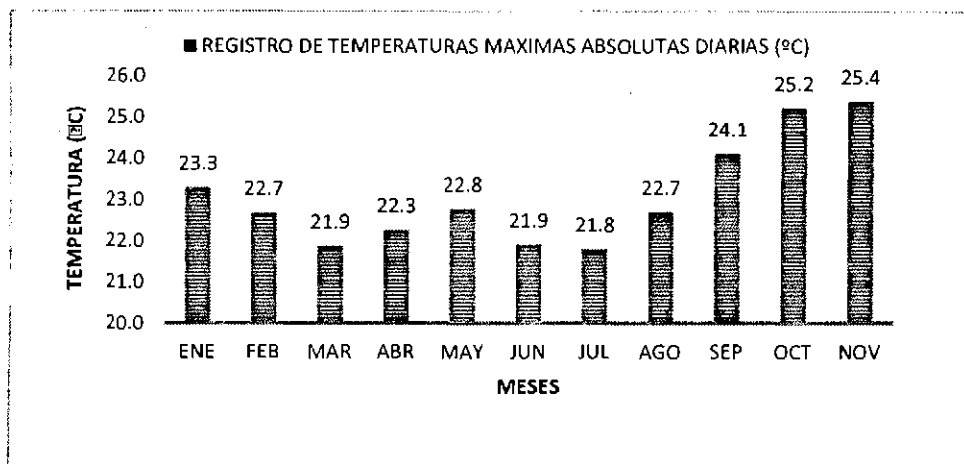
FUENTE: ESTACIÓN METEOROLÓGICAS DE TAMBILLO

FIGURA N° 05. REGISTRO DE PRECIPITACIONES MENSUALES (MM)

En los meses de abril a diciembre la cantidad de precipitación decrece con un valor mínimo mensual registrado de 8.2 mm para el mes de junio. En el gráfico de histograma de precipitación media mensual registrada en la estación meteorológica de Tambillo en el periodo 1992 -2005.

c) TEMPERATURA MÁXIMA Y MÍNIMAS DIARIAS °C

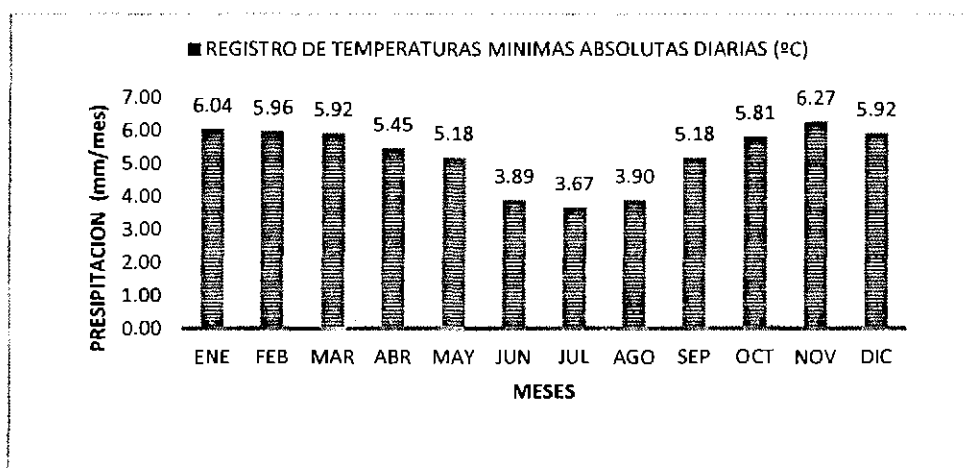
La zona presenta temperaturas máximas que varían entre 11.7 °C y 27.60 °C, siendo la temperatura media anual del aire 23.10 °C, en el gráfico se presenta valores promedios de temperatura máxima mensual registrados en la estación meteorológica de Tambillo en el periodo 1993 -2005.



FUENTE: ESTACIÓN METEOROLÓGICAS DE TAMBILLO

FIGURA N° 06. REGISTRO DE TEMPERATURAS MÁXIMAS ABSOLUTAS DIARIAS (°C)

La zona presenta temperaturas mínimas que varían entre -1°C y 7.90°C , siendo la temperatura media anual del aire 5.30°C , en el grafico se presenta valores promedios de temperatura máxima mensual registrados en la estación meteorológica de Tambillo en el periodo 1993 -2005.



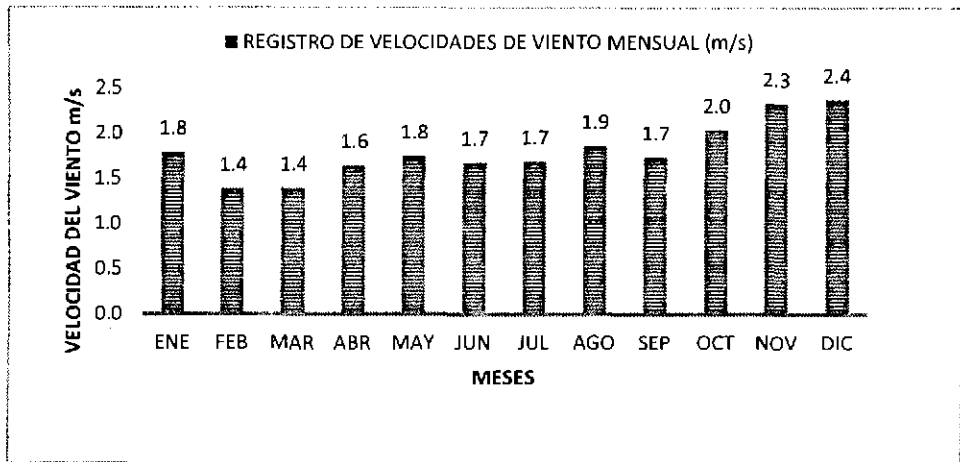
FUENTE: ESTACIÓN METEOROLÓGICAS DE TAMBILLO

FIGURA N° 07. REGISTRO DE TEMPERATURAS MÍNIMAS ABSOLUTAS DIARIAS (°C)

d) VIENTO

El viento es uno de los factores muy importantes en el diseño de un sistema por aspersión ya que de él dependen las posturas de los aspersores a instalarse en las parcelas de riego. Este elemento ayuda a transportar y pulverizar las gotas de agua que emite el aspersor, es decir que se utiliza su fuerza para poder distribuir la cantidad de agua de forma uniforme y a mayores distancias. Sin embargo se debe tener en cuenta que la aspersión no se debe ser aplicada en lugares donde la velocidad del viento sea mayor a 8m/s debido a que a velocidades mayores de viento es imposible manejar el rego con fines de lograr una buena eficiencia en la aplicación del agua sobre el suelo.

En la estación meteorológica de Tambillo, los vientos de mayor magnitud se presentan en los meses de octubre, noviembre y diciembre con valores inferiores a los 4 m/s, encontrándose en la categoría de vientos moderados según la clasificación de la FAO. En el resto del año, los vientos tienen valores próximos a 2 m/s, es decir son vientos ligeros ver gráfico.

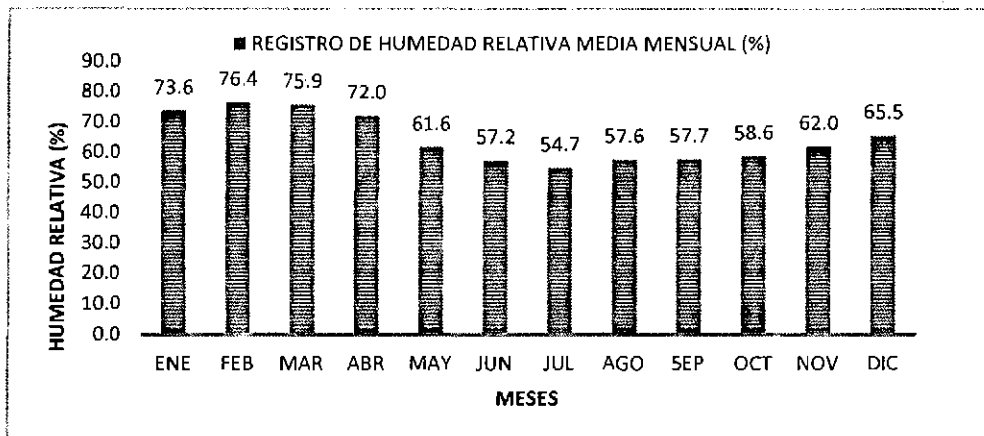


FUENTE: ESTACIÓN METEOROLÓGICAS DE TAMBILLO

FIGURA N° 08. REGISTRO DE VELOCIDADES DEL VIENTO MENSUAL (M/S)

e) HUMEDAD RELATIVA

La zona presenta humedad relativa que varían entre 54.7% y 76.40%, siendo la humedad relativa media anual del ambiente de 64.40 %, en el grafico se presenta valores promedios de humedad relativa registrados en la estación meteorológica de Tambillo en el periodo 1992 -1998.



FUENTE: ESTACIÓN METEOROLÓGICAS DE TAMBILLO

FIGURA N° 09. REGISTRO DE HUMEDAD RELATIVA MENSUAL (%)

3.1.6 BENEFICIARIOS

El proyecto comprende a la comunidad de Challhuapuquio del Distrito de San Miguel de la provincia de la Mar, Región Ayacucho. Donde este sistema de riego fue diseñado para el servicio de 35 usuarios aproximadamente.

3.1.7 ÁREA DE PROYECTO

El área del proyecto está alrededor de 21.50 ha., en la cual están incluidos los cuatro sectores que integran la comunidad de Challhuapuquio.

3.1.8 CAPTACIÓN

El recurso hídrico disponible para el proyecto será captado de la quebrada denominado Teneria Huaycco que se encuentra ubicado en la comunidad de Challhuapuquio del centro poblado Cochas, distrito de San Miguel, provincia de La Mar, región Ayacucho, siendo el punto de captación la quebrada Teneria Huaycco ubicada en la coordenadas UTM WGS84 E620583.79, N8556689.45 a una altitud de 3,087.00 m.s.n.m. Cuyo caudal de aforo se realizó por el método de VELOCIDAD-ÁREA para el 12 de agosto del 2014 fue de 39.75 l/s, cuando la profundidad del agua es menor a 1m; La velocidad promedio del flujo se considera el 80% de la velocidad superficial. Viene a ser el caudal de estiaje el producto de 31.80×0.80 es 31.80 l/s, cuyo caudal de diseño para la línea de conducción de la red de riego Challhuapuquio es el caudal crítico de

23.68 l/s. obtenido por un factor de criterio de reducción en época de estiaje de 0.74.

CUADRO N° 06. CAUDAL DE AFORO – TENERIA HUAYCCO

CAUDAL DE AFORO - OFERTA ANUAL DE RECURSO HÍDRICO																																																							
PROYECTO	SIMULACIÓN EN REDES DE RIEGO POR LOS MODELOS DE CLÉMENT EN LA COMUNIDAD DE CHALLHUAPUQUIO DEL DISTRITO DE SAN MIGUEL, PROVINCIA DE LA MAR- AYACUCHO -2013																																																						
QUEBRADA O RIACHUELO	: TENERIA HUAYCCO	PROVINCIA	: LA MAR																																																				
LOCALIDAD	: CHALLHUAPUQUIO	REGIÓN	: AYACUCHO																																																				
DISTRITO	: SAN MIGUEL	FECHA	: 12/08/2014																																																				
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">AFORO QUEBRADA TENERIA HUAYCCO</th> </tr> <tr> <th>Tiempos</th> <th colspan="3">DIMENSIONES EN METROS</th> </tr> <tr> <th>t_{10}</th> <th>T</th> <th>h</th> <th>W</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>3.50</td> <td>2</td> <td>0.1</td> <td>0.7</td> </tr> <tr> <td>3.51</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>3.52</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>3.54</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>3.56</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>3.50</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>AFORO</td> <td>3.57</td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table> <table border="1"> <tbody> <tr> <td></td> <td>0.07</td> <td>m²</td> <td>(O1 Estiaje: 39.75 l/s estiaje)</td> </tr> <tr> <td></td> <td>0.57</td> <td>m³/s</td> <td>(O1 Estiaje * 0.80 = O2 31.80 l/s estiaje)</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td>(O2 * 0.74 = O3, criterio) 23.68 l/s estiaje</td> </tr> </tbody> </table>				AFORO QUEBRADA TENERIA HUAYCCO				Tiempos	DIMENSIONES EN METROS			t_{10}	T	h	W	3.50	2	0.1	0.7	3.51				3.52				3.54				3.56				3.50				AFORO	3.57				0.07	m ²	(O1 Estiaje: 39.75 l/s estiaje)		0.57	m ³ /s	(O1 Estiaje * 0.80 = O2 31.80 l/s estiaje)				(O2 * 0.74 = O3, criterio) 23.68 l/s estiaje
AFORO QUEBRADA TENERIA HUAYCCO																																																							
Tiempos	DIMENSIONES EN METROS																																																						
t_{10}	T	h	W																																																				
3.50	2	0.1	0.7																																																				
3.51																																																							
3.52																																																							
3.54																																																							
3.56																																																							
3.50																																																							
AFORO	3.57																																																						
	0.07	m ²	(O1 Estiaje: 39.75 l/s estiaje)																																																				
	0.57	m ³ /s	(O1 Estiaje * 0.80 = O2 31.80 l/s estiaje)																																																				
			(O2 * 0.74 = O3, criterio) 23.68 l/s estiaje																																																				

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

3.1.9 TOPOLOGÍA DE LA RED

Se presentan un ramal principal para el sistema de distribución; cuyo ramal principal abastecerá a cuatro sectores de la comunidad de Challhuapuquio.

3.1.10 ÁREA DE DISEÑO

De la encuesta realizada, con motivo de la preparación del presente estudio, se determinó que la comunidad, está conformada por alrededor de 35 usuarios, al momento se tiene aproximadamente 21.50 ha; Tomando en cuenta que se trata de 35 parcelas.

3.2 MATERIALES Y EQUIPOS

3.2.1 MATERIALES DE ESCRITORIO

- Equipo de computo
 - 01 Computadora portátil Corel i7
 - Impresora Epson L210.
 - 01 Plotter HP 1100 Plus
- software
 - Software AutoCAD Civil 3D 2014 Metric
 - Software Google Earth
 - Software WaterCAD V8i for AutoCAD Civil 3D Land Desktop 2009
 - GESTAR 2014 (version professional)
 - EPANET 2.0 Español
 - WaterNetGen
- Hojas de cálculo.
- Libreta de campo.
- Material bibliográfico propio y de la Biblioteca de la UNSCH.
- Datos meteorológicos de la estación Tambillo del periodo 1992-2005.

3.2.2 EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

- GPS GARMIN MAP 76 CSx
- Estación total y prisma
- Wincha de lona de 50m.

- Flexometro de 5m.
- Cilindro infiltrometro.
- Cronometro
- Estacas, pinturas, libretas de campo y otros.
- Cámara fotográfica.

3.3 PROCEDIMIENTO Y METODOLOGÍA

Para llevar a cabo cualquier investigación es necesario seguir una secuencia de pasos que conducirán a la culminación exitosa del proyecto; en esta investigación dichos pasos han sido distribuidos de la siguiente manera y descritos cada uno de los procedimientos:

1. Topografía.
2. Topología de la red.
3. Distribución del número de hidrantes en todas las parcelas.
4. Determinación del caudal ficticio continuo método analítico y a través del software Cropwat (desarrollado por la FAO, Food and Agriculture Organization of the United States).
5. Acumulación de hidrantes por línea.
6. Estimación de caudales por los modelos de Clément.
7. Cálculo hidráulico de la red

3.3.1 TOPOGRAFÍA

Se realizó el levantamiento topográfico basándose en una poligonal de apoyo electrónica abierta con medida directa utilizando la estación total y nivel de ingeniero como equipo de precisión, cuyos puntos de vértices

han sido ubicados y monumentados, cuyos valores fueron dados con el elipsoide WGS84.

En el levantamiento topográfico se ha procurado obtener toda la información y características necesarias del terreno para el mejor trazo de las obras a proyectarse. El levantamiento topográfico comprende las siguientes actividades.

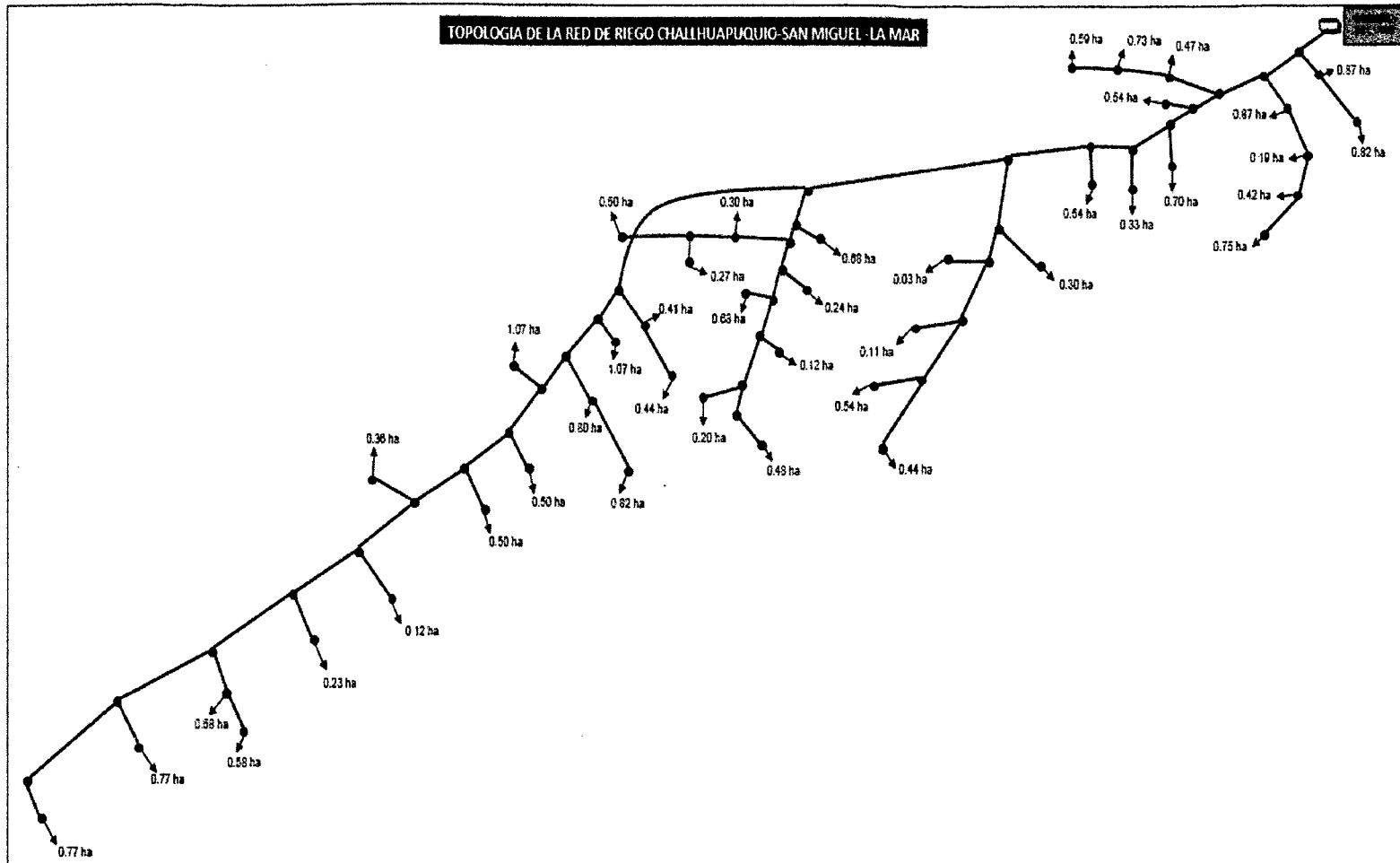
LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS

Estos trabajos comprenden el levantamiento topográfico de las obras líneas, no lineales del área del proyecto, apoyados en los vértices de las Poligonales de Control, se levantaron en campo todos los detalles planimétricos compatibles con la escala de presentación de los servicios, tales como: línea de conducción, área proyectada para el reservorio, red de distribución, parcelación de áreas de cultivo. Para ello se hizo uso de una Estación Total y un nivel de ingeniero; los cuales se apoyaron en una red de poligonal abierta ajustada y calculada previamente con un equipo de Estación Total.

Toda la información obtenida se ha procesado empleando programas, con un Software AutoCAD Civil 3D 2014 Metric, se procedieron a modelar las superficies topográficas para finalmente obtener las curvas de nivel.

3.3.2 TOPOLOGÍA DE LA RED

Se estableció la red de distribución desde el reservorio para abarcar todos los terrenos de la comunidad, se utilizó un ramal de distribución que parten desde el reservorio a partir de estos ramales principales se derivan los ramales secundarios (ver Figura N°10).



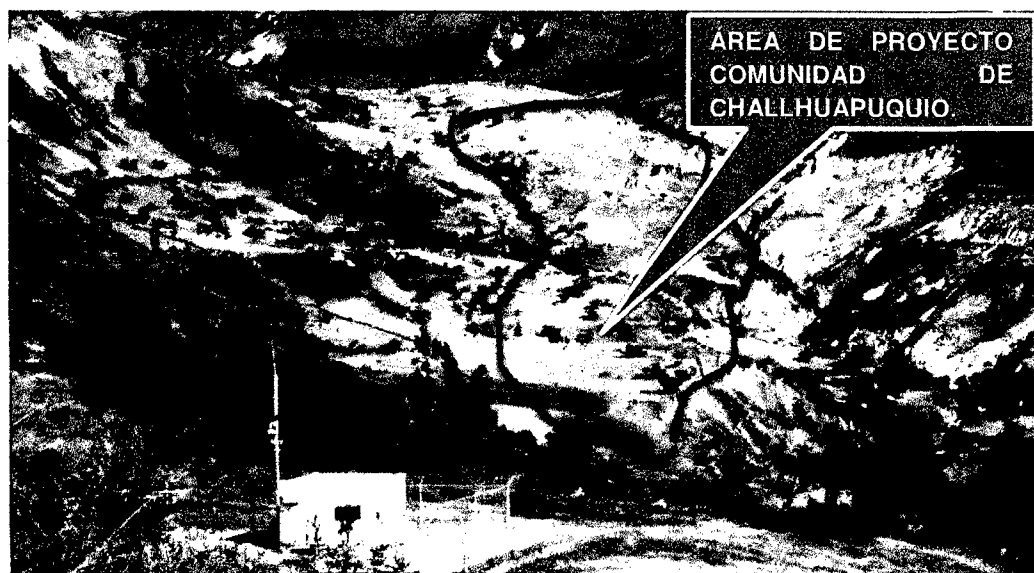
FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

FIGURA N° 10: TOPOLOGÍA DE LA RED DE RIEGO CHALLHUAPUQUIO

3.3.3 DISTRIBUCIÓN DE HIDRANTES

Para la distribución de los hidrantes; se tomaron en cuenta algunos aspectos como el área de las parcelas y el área efectiva de riego definida tras analizar si el sector es únicamente de uso agrícola o comparte su producción con ganadería.

La comunidad de Challhuapuquio (Imagen N° 01), el porcentaje de área no regable se encuentra entre 10 y 50%, es decir que mientras más extensa sea el área de la parcela, menos probabilidad existe que el 100% de la misma sea cultivada, ya que la agricultura en este sector aún se realiza a través de métodos tradicionales.



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

IMAGEN N° 01. PANORÁMICA CHALLHUAPUQUIO

Por lo tanto el número de hidrantes por área de riego va a estar determinado por un intervalo de superficie (Cuadro N° 07).

CUADRO N° 07. DISTRIBUCIÓN DE HIDRANTES

Tipo de toma	Intervalo de superficie (ha) (S=superficie)	N° de hidrantes por parcela
A	$S < 1$	1
B	$1 \leq S \leq 3$	2

FUENTE: PLANELL, P. (1999).

PLANELLS P. Y OTROS (1999), es así que entonces para una superficie menor o igual a una hectárea se proporcionará un hidrante y para superficies entre 1 y 3 hectáreas se dispondrá de 2 hidrantes, superior a esto hasta un límite de 4 hectáreas se proporcionará máximo hasta 3 hidrantes.

3.3.4 CAUDAL FICTICIO CONTINUÓ

Los parámetros de riego a la demanda son (Caudal ficticio continuo, grado de libertad, garantía de suministro y coeficiente de seguridad de la red). Por ello determinaremos el caudal ficticio continuo a través de dos métodos, el primero a través del software Cropwat que es de uso libre (desarrollado por la FAO, Food and Agriculture Organization of the United) y el segundo de manera analítica al final de su cálculo se escogerá el mayor, por considerarse el más crítico para la estimación de caudales por Clément.

A. DETERMINACIÓN DEL CAUDAL FICTICIO CONTINUÓ POR EL SOFTWARE CROPWAT

El caudal ficticio continuo se define como el caudal que debería ser suministrado durante las 24 horas del día todos los días del mes y

en el mes de máxima demanda en unidades de litros por segundo por hectárea. Este valor puede ser obtenido gracias al programa Cropwat, un software de acceso libre que utiliza el método de la FAO Penman-Monteith para determinar la evapotranspiración de los cultivos (ET_c), y es recomendado como el único método estándar para la definición y el cálculo de la evapotranspiración de referencia. La ecuación de FAO Penman Monteith es una representación clara, precisa y simple de los factores físicos y fisiológicos que gobiernan el proceso de la evapotranspiración.

Los valores de entrada para la utilización del software Cropwat son los siguientes:

1. Meteorología del sector.
2. Datos generales del suelo.
3. Tipos de cultivo.

Los datos meteorológicos de la estación Tambillo cuya altitud es de 3250 msnm, Latitud 13°12'54"S y Longitud 74°06'19"W del Gobierno Regional de Ayacucho, se muestra en el siguiente (ver cuadro N° 08). Se eligió esta estación meteorológica, debido a que posee la mayor cantidad de datos con condiciones climáticas y altitud respecto al nivel del mar similar a la zona del proyecto para, obtener una buena aproximación de la intensidad de los fenómenos naturales de interés para el diseño del

sistema de riego, como son: temperaturas, humedad relativa, precipitación mensual, velocidad del viento, horas de sol, etc.

CUADRO N° 08. DATOS METEOROLÓGICOS

MES	Temperatura (°C)		Humedad relativa (%)	Precip. mensual (mm)	Velocidad media del viento (m/s)	Horas de sol promedio al día
	Mín.	Máx.				
Enero	6,2	23,3	73,5	129,5	1,7	4,7
Febrero	6,1	22,8	76,5	144,5	1,5	4,4
Marzo	6,3	21,9	73,4	130,0	1,4	4,4
abril	5,9	22,2	71,8	46,2	1,5	6,0
Mayo	5,3	22,7	61,4	11,6	1,7	8,0
Junio	4,1	21,9	56,8	7,3	1,7	7,7
Julio	3,8	21,9	54,4	16,2	1,7	8,1
Agosto	4,3	22,9	57,6	14,8	1,8	7,7
Septiembre	5,4	24,0	57,7	27,3	1,7	6,5
Octubre	6,0	25,3	57,4	49,1	1,9	6,4
Noviembre	6,3	25,3	61,2	71,6	2,0	6,5
Diciembre	6,0	24,2	65,0	109,6	2,0	5,0
Valor anual	5,5	23,2	63,9	63,1	1,7	6,3

FUENTE: EX PROYECTO ESPECIAL RIO CACHI

Los datos fueron ingresados al programa y luego se obtuvieron los valores de radiación solar, evapotranspiración (ver Figura N° 11), y los valores de precipitación efectiva utilizando el método del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (USDA, Soil Conservation Service Method) para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta (ver Figura N° 12).

ETo Penman-Monteith Mensual - C:\ProgramData\CROPWAT\data\climate\ETo TAMBILLO.P...

País: PERU Estación: TAMBILLO- GRA-PERU
 Altitud: 3250 m. Latitud: 13.22 'S Longitud: 74.11 'W

Mes	Temp Min °C	Temp Max °C	Humedad %	Viento m/s	Insolación horas	Rad MJ/m ² /día	ETo mm/día
Enero		23.3	73	1.7	4.7	17.6	3.72
Febrero	6.1	22.8	77	1.5	4.4	16.9	3.48
Marzo	6.3	21.9	73	1.4	4.4	16.2	3.28
Abril	5.9	22.2	72	1.5	6.0	17.0	3.30
Mayo	5.3	22.7	61	1.7	8.0	17.8	3.47
Junio	4.1	21.9	57	1.7	7.7	16.4	3.21
Julio	3.8	21.9	54	1.7	8.1	17.3	3.36
Agosto	4.3	22.9	58	1.8	7.7	18.5	3.70
Septiembre	5.4	24.0	58	1.7	6.5	18.7	3.96
Octubre	6.0	25.3	57	1.9	6.4	19.7	4.44
Noviembre	6.3	25.3	61	2.0	6.5	20.3	4.55
Diciembre	6.0	24.2	65	2.0	5.0	18.0	4.09
Promedio	5.5	23.2	64	1.7	6.3	17.9	3.71

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

FIGURA N° 11: INGRESO DE DATOS METEOROLÓGICOS EN EL SOFTWARE CROPWAT

Precipitación mensual - C:\ProgramData\CROPWAT\data\rain\TAMBILLO-PP.CRM

Estación: TAMBILLO- GRA-PERU Método Prec. Ef: Método USDA S.C.

	Precipit. mm	Prec. efec mm
Enero		102.7
Febrero	144.5	111.1
Marzo	130.0	103.0
Abril	46.2	42.8
Mayo	11.6	11.4
Junio	7.3	7.2
Julio	16.2	15.8
Agosto	14.8	14.4
Septiembre	27.3	26.1
Octubre	49.1	45.2
Noviembre	71.6	63.4
Diciembre	109.6	90.4
Total	757.7	633.5

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

FIGURA N° 12: INGRESO DE DATOS DE PRECIPITACIÓN EN EL SOFTWARE CROPWAT

Para el cálculo del caudal ficticio además de los datos hidrológicos del sector, es necesario considerar las características de los cultivos tales

como: Arveja verde, papa, maíz choclo, cebolla y zanahoria. Una de las ventajas del software Cropwat es que cuenta con una base de datos extensa de cultivos que incluyen:

1. Valores de coeficiente del cultivo (K_c) que describen las variaciones de la cantidad de agua que las plantas extraen del suelo a medida que se van desarrollando desde la siembra hasta la recolección.
2. Etapas o fases anuales del cultivo: inicial, desarrollo, mediados de temporada y fin de temporada.
3. Profundidad radicular que hace referencia a la profundidad en la que se encuentran las raíces de los cultivos.
4. Agotamiento crítico que representa el nivel crítico de humedad en el suelo a partir del cual ocurre estrés por falta de agua.
5. Factor de respuesta del rendimiento (K_y) que se refiere a la reducción del rendimiento relativo al déficit de evapotranspiración relativa.
6. Altura de cultivo como dato opcional y en caso de que no se ingrese, no se hará ningún ajuste.

Todos los valores antes mencionados pueden ser o no modificados, en este caso de estudio se tomaron los valores de acuerdo a nuestra realidad en campo en el programa para cada tipo de cultivo y se colocó las fechas de siembra y cosecha según lo requerido (VER ANEXO 1 ENTORNO DEL SOFTWARE CROPWAT). Los porcentajes de siembra para cada cultivo cubren el área total del sector en campaña chica con un 30.23% de arveja verde, 18.60% papa, 27.91% maíz choclo, 11.63%

cebolla y 11.63% de zanahoria como se muestra en el siguiente (ver cuadro N° 09).

CUADRO N° 09. PORCENTAJES DE SIEMBRA DE CULTIVOS QUE CUBREN EL ÁREA TOTAL DEL SECTOR EN CAMPAÑA CHICA

Cédula De Cultivo
Ingreso para cada mes Kc y modalidad de cultivo (base "B", de rotación "R") correspondientes.

CULTIVOS BASE	AREA		Modalidad de Cultivo												CULTIVOS DE ROTACIÓN		AREA Ha	%
	Ha	%	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Ha	%		
1 Avena verde	8.00	24.24%	B	B			R	R	R	R	R	R	B	B	B	Avena Verde	6.50	30.23%
2 Maiz Chodo	9.00	27.27%	B	B	B		R	R	R	R	R			B	B	Papa	4.00	18.60%
3 Papa	8.00	24.24%	B	B	B		R	R	R	R	R			B	B	Maiz Chodo	6.00	27.91%
4 Habas grano	4.00	12.12%	B	B	B		R	R	R	R	R		B	B	B	Cebolla	2.50	11.63%
5 Avena grano	4.00	12.12%	B	B	B		R	R	R	R	R		B	B	B	Zanahoria	2.50	11.63%
6																		
7																		
8																		
9																		
10																		
11																		
12																		
Cultivado (ha)	33.00	100.00%	33.0	33.0	25.0		21.5	21.5	21.5	21.5	21.5	16.0	33.0	33.0		21.50		

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

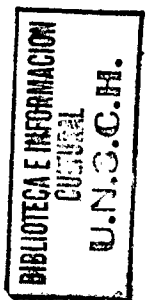
El software requiere de los siguientes datos del suelo:

1. Humedad de suelo disponible total (CC-PMP) que es la lámina almacenable (La) en mm por metro de profundidad calculada con valores de capacidad de campo CC (%), punto de marchitez permanente PMP (%) y densidad aparente Da (gr/cm3). Calculada con la siguiente ecuación:

$$L_a = \frac{CC-PMP}{100} * D_a * 100 \dots\dots\dots(3.1)$$

$$L_a = \frac{31.85-17.30}{100} * 1.40 * 1000 = 203.70 \text{mm}$$

2. en el trabajo de campo se realizó la prueba de infiltración por el método de cilindros infiltrómetro cuyo resultados de la velocidad de infiltración básica de infiltración de 19.335 mm/día.



3. Profundidad radicular máxima del cultivo con un valor de 63.00 cm establecido con anterioridad.

4. Agotamiento inicial de humedad de suelo, si el suelo se encuentra a capacidad de campo, el agotamiento es de 0 %; mientras que si el suelo está medianamente seco el agotamiento es de 50% y si el suelo está seco el agotamiento es de 100%.

5. Humedad de suelo inicialmente disponible, mantenemos el valor de 203.70 mm/m calculado anteriormente.

El sector de estudio tiene un tipo de suelo arcilloso y los datos generales antes mencionados fueron tomados del proyecto original e ingresados en el software (ver Figura N° 13).

Nombre del suelo		
Nombre del suelo: ARCILLOSO		
-Datos generales de suelo-		
Humedad de suelo disponible total (CC-PMP)	200.0	mm/metro
Tasa máxima de infiltración de la precipitación	19	mm/día
Profundidad radicular máxima	63	centímetros
Agotamiento inicial de hum. de suelo (como % de ADT)	50	%
Humedad de suelo inicialmente disponible	100.0	mm/metro

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

FIGURA N° 13: INGRESO DE DATOS DEL SUELO EN EL SOFTWARE CROPWAT

Luego de ingresar los datos generales de clima, tipos de cultivo y suelo se procede al cálculo de los requerimientos de agua para cada cultivo y así obtenemos los valores de evapotranspiración (Etc) que son utilizados posteriormente para estimar la programación de riego para cada cultivo, (ver ANEXO 1 ENTORNO DEL SOFTWARE CROPWAT).

Seguidamente definimos el patrón de cultivo cargando todos los datos de cultivo calculados anteriormente, las fechas de siembra y cosecha, y el porcentaje del área utilizada para cada tipo de cultivo (ver Figura N° 14).

Patrón de cultivo - C:\ProgramData\CROPWAT\data\sessions\PATRÓN - FINAL CAYO.PAT

Nombre de patrón de cultivo: CHALLHUAPUQUID

No.	Archivo de cultivo	Nombre del cult.	Siembra fecha	Cosecha fecha	Área %
1.	ARVEJA VERDE-TAMBILLO.CRO	ARVEJA VERDE	01/05	27/09	30
2.	PAPA-TAMBILLO.CRO	PAPA	01/05	27/09	18
3.	MAIZ CHOCLO-TAMBILLO.CRO	MAIZ CHOCLO	01/05	27/09	28
4.	CEBOLLA-TAMBILLO.CRO	CEBOLLA	01/05	27/09	12
5.	ZANAHORIA-TAMBILLO.CRO	ZANAHORIA	01/05	27/09	12
6.			21/11		

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

FIGURA N° 14: PATRÓN DE CULTIVO INGRESADO EN EL SOFTWARE CROPWAT

Finalmente haciendo clic en la última opción "Sistema" del programa se obtiene una tabla de resultados con los requerimientos globales de agua para todos los meses del año, donde podremos establecer el valor del caudal ficticio continuo necesario en el mes de mayor demanda, como se puede apreciar (ver Figura N° 15).

17 a estación: TAMBILLO CASPERO

Nombre de patrón de cultivo: CHALLHUAPUQUID

	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Requerimiento de Precipitación												
1. ARVEJA VERDE	0.0	0.0	0.8	8.9	25.7	52.9	87.1	20.9	9.5	0.9	0.0	0.0
2. PAPA	0.0	0.0	0.9	8.8	14.5	43.5	94.8	190.2	30.2	0.0	0.0	0.0
3. MAIZ CHOCLO	0.0	0.0	0.0	0.0	28.4	44.4	97.9	190.9	73.9	0.0	0.0	0.0
4. CEBOLLA	0.0	0.0	0.9	8.9	29.7	65.1	76.4	53.9	64.2	0.0	0.0	0.0
5. ZANAHORIA	0.0	0.0	0.9	8.9	33.1	59.9	93.1	113.0	78.4	0.0	0.0	0.0
Req. Riego Global												
en mm/día	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	1.7	2.8	3.4	2.1	0.0	0.0	0.0
en mm/mes	0.0	0.0	0.0	0.0	23.0	50.0	87.0	106.1	67.0	0.0	0.0	0.0
en l/s	0.00	0.00	0.00	0.00	0.39	0.79	1.32	1.29	0.86	0.00	0.00	0.00
Área irrigada (en Ha por día)												
Req. de riego (en mm/día)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.39	0.83	1.30	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

FIGURA N° 15: REQUERIMIENTO GLOBAL DE AGUA PARA TODOS LOS MESES DEL AÑO

Según la tabla de resultados obtenidos en el (ANEXO 1 ENTORNO DEL SOFTWARE CROPWAT), se pudo estimar que se requiere mayor caudal

en el mes de agosto, por lo tanto el caudal ficticio continuo que se utilizará para el diseño de la red es de 0.39 l/s/ha.

B. DETERMINACIÓN DEL CAUDAL FICTICIO CONTINUO ANALÍTICAMENTE

Otra forma de obtener el caudal ficticio continuo es a través del método propuesto por MONSERRAT ET AL. (1997), para lo que es necesario contar con datos de:

INTERVALO DE RIEGO (Ir): Días de riego a la semana, considerando un día libre.

TIEMPO DE RIEGO (Tr): Número de horas de riego en el día, considerando las necesidades hídricas de los cultivos y el área efectiva de riego.

NECESIDADES NETAS DE RIEGO (Nn): Cantidad de agua suficiente para el crecimiento de los cultivos en mm/día.

$$N_n = ETC - P_e - G - W \dots\dots\dots(3.2)$$

Dónde:

Nn, son las necesidades netas de riego, en mm o m3/ha

ETC, es la evapotranspiración del cultivo, en mm o m3/ha

Pe, es la precipitación o lluvia efectiva, en mm o m3/ha

G, es la aportación de agua por capilaridad a la zona radicular del cultivo, en mm o m3/ha

W, es la reserva de agua del suelo existente al principio del intervalo de tiempo considerado, en mm o m3/ha.

NECESIDADES NETAS DE RIEGO: Cantidad de agua que es aprovechada por la planta en mm/día.

$$\text{Nec.}_\text{netas}_\text{de}_\text{riego} = \text{Ir} * \text{Nn} \dots\dots\dots(3.3)$$

Dónde:

Ir, Intervalo de riego días

Nn, son las necesidades netas de riego, en mm o m3/ha

NECESIDADES BRUTA DE RIEGO: Cantidad de agua de riego en mm/día

$$\text{Nec.}_\text{brutas}_\text{de}_\text{riego} = \frac{\text{Nec.}_\text{netas}_\text{de}_\text{riego}}{\text{Er}} \dots\dots\dots(3.4)$$

Dónde:

Er, eficiencia de riego

Una vez fijados estos datos indispensables, para la determinación del caudal ficticio, se procede con el cálculo, de la siguiente manera:

NECESIDADES BRUTAS DE RIEGO: Es la cantidad de agua utilizada para riego en mm/día, en base a la necesidades brutas de riego y eficiencia de riego.

$$\text{Nr} = \frac{\text{Nec.}_\text{brutas}_\text{de}_\text{riego}}{\text{Er}} \dots\dots\dots(3.5)$$

Dónde:

Nr, son las necesidades brutas de riego, en mm/día o m3/ha

Er, intervalo de riego

PLUVIOSIDAD DEL SISTEMA (Pms): Este factor es utilizado para zonas de riego por aspersión, está determinado por la necesidad bruta

de riego y el tiempo de riego (T_r), ésta deberá ser constante dentro de la zona regable aunque dentro de las parcelas se utilicen diferentes escenarios de riego.

$$P_{ms} = \frac{\text{Nec. brutas de riego}}{T_r} \dots\dots\dots(3.6)$$

Dónde:

P_{ms} , pluviosidad del sistema mm/h

T_r , tiempo de riego en horas.

CAUDAL FICTICIO CONTINUO: Es el caudal circulante por las líneas de riego que necesitará el cultivo para su efectivo crecimiento en l/s.ha.

$$q = N_r * \frac{10000}{24 * 3600} = 0.116 * N_r \dots\dots\dots(3.7)$$

Dónde:

q , caudal ficticio continuo (l /s. ha.)

N_r , necesidades brutas de riego

RENDIMIENTO DE LA RED:

LABYE Y (1988), LAMADDALENA Y SAGARDOY (2000), se indica que los valores habituales del coeficiente r varían entre 0,67 (16/24) y 0,93 (22/24), y que para establecerlo es conveniente tener en cuenta el estudio del funcionamiento de redes existentes, atendiendo principalmente a las características y evolución en el tiempo de la explotación y los cultivos.

$$r = \frac{\text{JER}}{24 \text{ horas}} \dots\dots\dots(3.8)$$

Dónde:

JER, jornada efectiva de riego (horas)

r, rendimiento de la red

CAUDAL FICTICIO CONTINUÓ DE DISEÑO

Finalmente el caudal ficticio continuo que se utiliza en el diseño.

$$q_s = \frac{q}{r} \dots\dots\dots(3.9)$$

Dónde:

qs, caudal ficticio continuo de diseño (l /s.ha.)

r, rendimiento de la red

A través de este método el valor del caudal ficticio continuo es de 0.53 l/s.ha, cuyo cálculo se detalla en el ANEXO 2 CAUDAL FICTICIO EN REDES DE RIEGO A LA DEMANDA, ya que inicialmente se obtuvo a través del software Cropwat el valor de 0.39 l/s.ha se escogió por seguridad el valor mayor para el diseño de la red.

3.3.5 ACUMULACIÓN DE HIDRANTES POR LÍNEA

Un principio básico de los dos modelos de Clément es la acumulación de hidrantes, ya que de ella depende el caudal circulante por línea.

Esta acumulación se realizara empezando desde el primer punto de distribución, de esta manera el número de hidrantes de la primera línea, será igual al número de hidrantes que se encuentran aguas abajo de esta línea; y siguiendo el mismo principio el número de hidrantes de la segunda línea dispuesta a continuación de la primera será igual al

número de hidrantes aguas abajo de la segunda línea menos el número de hidrantes de la primera. Concepto que se aclara a continuación con el siguiente ejemplo (ver Figura N° 16).

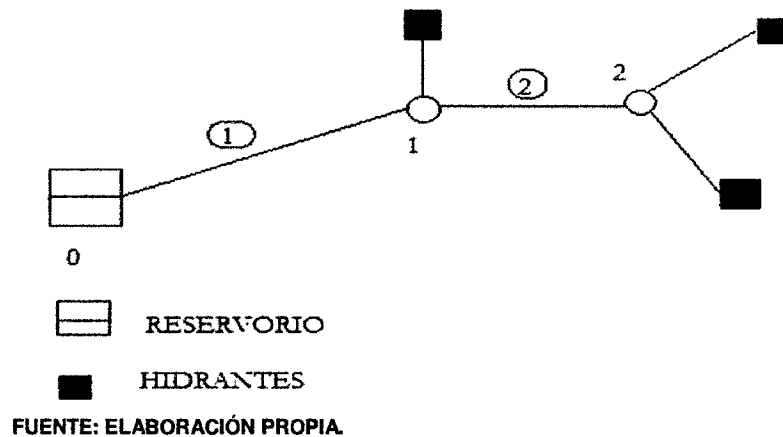


FIGURA N° 16. RED DE EJEMPLO

3.3.6 ESTIMACIÓN DE CAUDALES POR LOS MODELOS DE CLÉMENT

a) PRIMER MODELO DE CLÉMENT

- Una vez efectuados los estudios agronómicos cuyo cálculo se detalla en el ANEXO 2 CAUDAL FICTICIO EN REDES DE RIEGO A LA DEMANDA, se sabe que el periodo de punta de la campaña de riegos coincide con el mes de agosto y que el consumo en este mes para la alternativa de cultivos prevista, teniendo en cuenta la eficacia del riego en la parcela, es de 3.63 mm/día.
- El caudal ficticio continuo se establece suponiendo que se va a regar todos los días de la semana excepto los domingos y que el

agua va a estar a disposición del usuario permanentemente, es decir las 24 horas del día.

- El grado de libertad se fija conforme a lo indicado en el Cuadro N° 10, que relaciona el grado de libertad teórico mínimo con la superficie alimentada por cada hidrante. Para establecer las relaciones se considera que las parcelas grandes (aquellas con una superficie igual o superior a 20 ha) deben tener una jornada mínima de riego de 16 h diarias, y que ésta se va reduciendo de forma progresiva hasta las 12 h diarias que precisan las parcelas pequeñas (superficie inferior a 8 ha

CUADRO N° 10. DEFINICIÓN DEL GRADO DE LIBERTAD EN FUNCIÓN DEL TAMAÑO DE LA PARCELA

GL teórico	Superficie (ha)
1,5	S ≥ 20
1,6	20 >S ≥ 17
1,7	17 >S ≥ 14
1,8	14 >S ≥ 11
1,9	11 >S ≥ 8
2	S < 8

FUENTE: GRANADOS, A. (2013)

- La garantía de suministro es un parámetro de riego fundamental, ya que con él se regula la posibilidad de coincidencia de los usuarios aumentando el caudal de los ramales en mayor proporción que el de las grandes arterias de distribución. Para todos los sistemas de riego se establece el escenario con garantía general desde el 90%-99%.

1. Las líneas que alimentan hasta 10 hidrantes, se aplica una GS (garantía de suministro)=100%
2. Las líneas que alimentan entre 11 hidrantes hasta 50 hidrantes, se aplica una GS (garantía de suministro)=99%
3. Las líneas que alimentan más de 50 hidrantes, se aplica una GS (garantía de suministro)=96%

CUADRO N° 11. GARANTÍA DE SUMINISTRO GRADUADO EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE HIDRANTES

NUMERO DE HIDRANTES	GARANTÍA SUMINISTRO (GS)	U(GS)
< 10	100.0%	-
11-50	99.0%	2.324
> 50	96.0%	1.755

FUENTE: GRANADA, I. (2015)

El caudal de diseño se determina con la ecuación generalizada de Clément para n hidrantes diferentes.

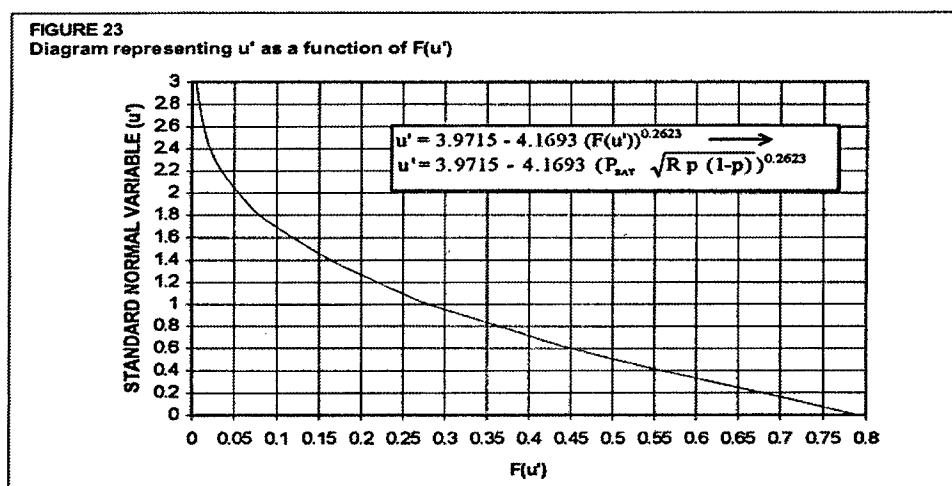
$$Q = \sum p_i d_i + U \sqrt{\sum p_i d_i^2 (1-p)} \dots\dots\dots(3.10)$$

b) SEGUNDO MODELO DE CLÉMENT

La segunda fórmula de Clément, e indica el número de tomas que pueden funcionar simultáneamente para una determinada probabilidad de saturación de la red.

La fórmula adopta una expresión similar a la de la primera, si bien en este caso la variable tipificada de la distribución normal (U') ya no es un parámetro dependiente de la garantía de suministro (GS) sino que es función de los valores de H (U'). Para la aplicación práctica de la fórmula

Clément facilita en su artículo un gráfico y una tabla (ver Cuadro N° 05) en la que se relacionan los valores de H (U') con los de U' y con los productos U'H (U').



FUENTE: LAMADDALENA, N. SAGARDOS, (2000). J. PERFORMANCE ANALYSIS OF ON-DEMAND PRESSURIZED IRRIGATION SYSTEMS. Pág. 34

FIGURA N° 17. DIAGRAMA DE REPRESENTACIÓN U' COMO FUNCIÓN DE F (U')

Con este criterio se llega a una función similar a la de la primera fórmula de Clément, en donde el coeficiente U' es un parámetro que depende de la probabilidad de saturación de la demanda.

La expresión que resulta tras la generalización es:

$$H (U') = p_a \sqrt{\sum p_i o_i} \dots\dots\dots(3.11)$$

$$Q = \sum p_i d_i + U' \sqrt{\sum p_i o_i d_i^2} \dots\dots\dots(3.12)$$

3.3.7 CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LA RED

Determinado los caudales en línea de cada escenario de garantía de suministro se realizó el cálculo hidráulico con el uso de software de

diseño de redes de riego a presión para modelar, simular y validar los resultados, se utilizó: Software WaterCAD V8i for AutoCAD Civil 3D Land Desktop 2009, GESTAR 2014 (versión profesional), EPANET 2.0 y WaterNetGen.

Éste componente es la parte más importante dentro del diseño de una red de riego, ya que si el diseño hidráulico de la red es el adecuado, el dimensionamiento de la tubería y accesorios será el más óptimo. Para lo cual se han tomado en consideración los siguientes criterios.

- Presión dinámica mínima 40 – 70 m.c.a para el óptimo funcionamiento de los aspersores.
- Velocidades entre 0.3 m/s y 3 m/s.
- Presión estática máxima, es la mayor que pueda soportar la tubería seleccionada.
- Cálculo de sobrepresión, por la intervención de fenómenos transitorios como el golpe de ariete.
- Se considera pérdidas menores por uniones.
- Pérdidas por Darcy –Weisbach.

GESTAR 2014

GESTAR, (2014), según definición en su página web, es un paquete informático para la ingeniería hidráulica de sistemas de riego a presión (redes de distribución colectivas y sistemas de aplicación del riego en parcela), enfocada a mejorar el diseño, ejecución y gestión de grandes y pequeños sistemas

GESTAR es un software especializado en sistemas de riego a presión, posee diversos módulos cuyas características más relevantes son: los módulos de optimización, análisis hidráulico y energético en un mismo entorno. Además posee herramientas como generación de escenarios, alarmas, filtros, evoluciones temporales, entre otras varias. GESTAR posee tres tipos de licencia (Educativa, profesional, Premium). La versión que se utilizó es la PROFESIONAL y para su uso se debe registrarse en su sitio web www.acquanalyst.com.

SOFTWARE WATERCAD V8i FOR AUTOCAD CIVIL 3D LAND DESKTOP 2009

El análisis y simulación de redes se realiza para investigar la relación compleja que existe entre las características de la red, la demanda de los hidrantes de riego, los caudales y cargas en un momento determinado. Básicamente se calcula caudales, presiones y valores asociados en un momento determinado, mediante un cálculo hidráulico (al modelo matemático). Aplicaciones del análisis y simulación de redes:

Análisis de flujo permanente – análisis estático

En este tipo de análisis de flujo permanente se conocen los diámetros de todos los tramos de la red, los niveles en los tanques y las demandas en los nudos, y se busca la distribución de caudales y presiones en la red, en condiciones de demanda y niveles constantes.

Análisis de flujo no permanente – análisis dinámico – simulación de periodo extendidos – simulación continua – simulación en el tiempo.

En una red de agua potable la demanda varía durante el día, y con ello los niveles en los tanques y la operación de la bomba y se busca la distribución de caudales y presiones en la red para diferentes instantes del día (Ejemplo cada hora). Se puede decir que un análisis de flujo no permanente es una secuencia de estados de flujo permanente con diferentes demandas en cada estado.

EPANET 2.0

Es un programa de ordenador, desarrollado por la U.S. EPA, que realiza simulaciones en período estático y extendido del comportamiento hidráulico y de la calidad del agua en redes de tuberías a presión. El programa permite realizar análisis hidráulicos de redes de tuberías a partir de las características físicas de las tuberías y dinámicas de los nudos (consumos) para obtener la presión y los caudales en nodos y tuberías respectivamente. Entre los elementos que puede simular el programa se encuentran fundamentalmente tubos, nodos, depósitos y embalses (referencias de carga constante) y adicionalmente permite utilizar elementos más complejos como bombas y válvulas.

WATERNETGEN.

Los Algoritmos se pueden definir como listas de instrucciones para resolver un problema abstracto, es decir, que un número finito de pasos convierten los datos de un problema (entrada) en una solución (salida). Sin embargo cabe notar que algunos algoritmos no necesariamente resuelven un problema en particular. Hoy en día se utilizan algoritmos

generales en diversos aspectos científicos como técnicos dando excelentes resultados en ramas como la Inteligencia Artificial, la Medicina, la Economía, la Industria y la Ingeniería en general, por tanto para los Ingenieros Civiles es necesario conocer y estudiar Algoritmos que son utilizados ampliamente para resolver problemas de ingeniería tales como los Algoritmos Genéticos y de Recocido Simulado.

Dentro del tema que nos concierne, la hidráulica de redes a presión se encuentran diversos problemas altamente NO lineales con múltiples restricciones y con múltiples soluciones locales que diversifican y hacen compleja una solución óptima mediante métodos convencionales. Hoy en día se han incorporado Algoritmos generales a programas de distribución libre.

Tal es el caso del WATERNETGEN que incorpora el de Recocido Simulado (Simulated Annealing) para la optimización de redes en el EPANET; Esta herramienta desarrollada se convierte en una ayuda importante para el pre dimensionamiento y optimización de redes “encontrar la configuración de tuberías que del menor costo de la red satisfaciendo las restricciones o necesidades para la cual se plantea la red”.

El costo resulta de tubería empleada para redes de distribución y conducción, así como laterales estarán en función de los diámetros de tuberías, para los cual se adoptó de la publicación mensual del grupo S10 denominado “Costos construcción, arquitectura e ingeniería del 2015”.

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

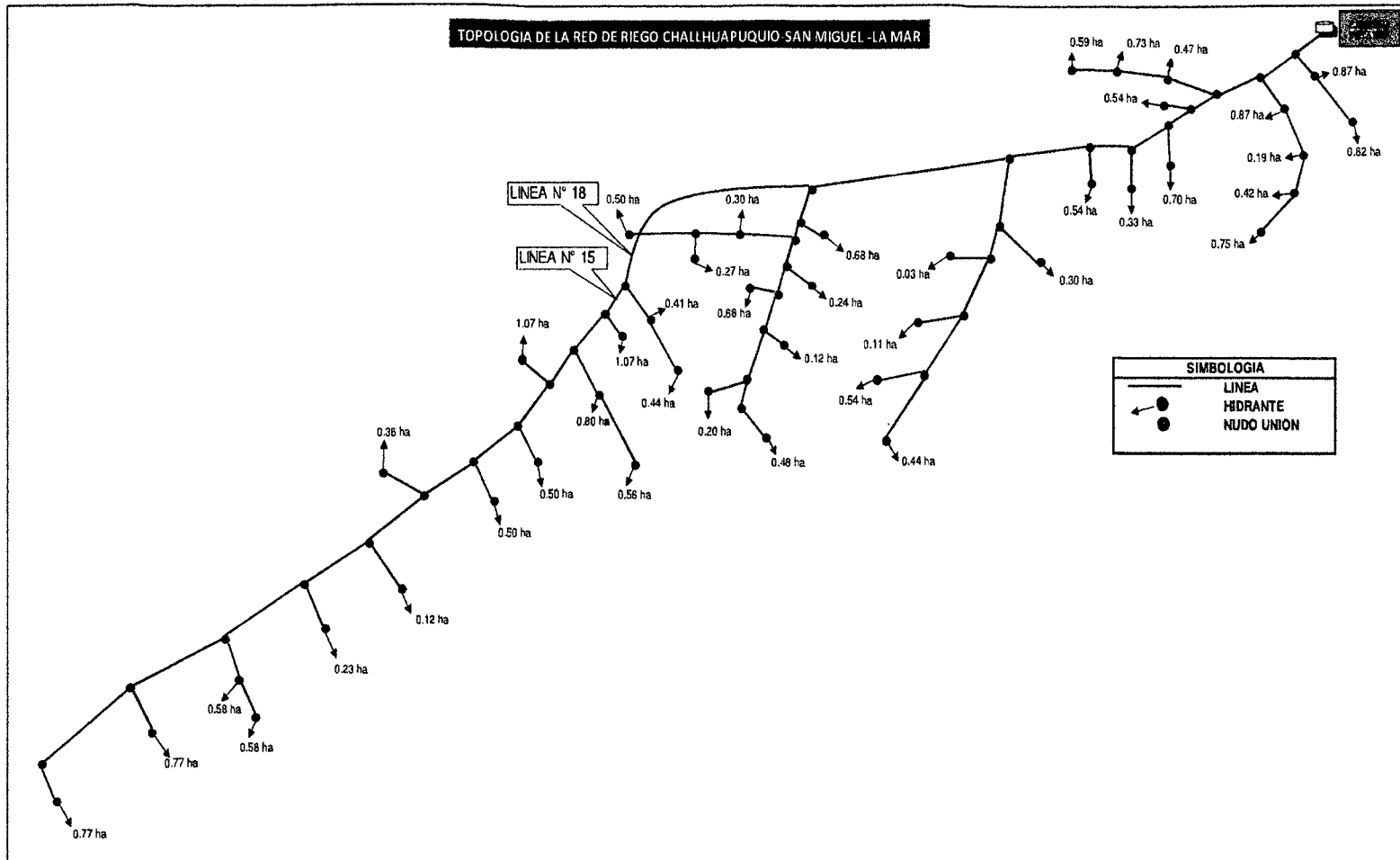
De acuerdo con los objetivos establecidos para el presente trabajo de tesis los resultados se detallan a continuación.

4.1 CÁLCULO TIPO DE CAUDALES DE CLÉMENT

En el cálculo tipo se detalla numéricamente la aplicación de las fórmulas definidas en el apartado del numeral 3.3 procedimientos y metodología de la página 77, aplicadas a toda la red de riego. Cuyo cálculo completo se detalla en ANEXO 3 CÁLCULO TIPO DE CAUDALES DE CLÉMENT.

4.1.1 PRIMER MODELO DE CLÉMENT

Brevemente se describe los cálculos tipo de la red de riego Challhuapuquio. Para este cálculo tipo del primer modelo de Clément se ha considerado la línea 15 para el hidrante H30, para mejor apreciación (ver Figura N° 18).



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA Nº 18. ESQUEMA PARA CÁLCULO TIPO, RED CHALLHUAPUQUIO

Para llevar a cabo el desarrollo de este método es necesario contar con los siguientes datos que se utilizaron en la hoja de cálculo (ver Cuadro N° 12)

[1] Número total de hidrantes (R)

El número total de hidrantes es de 42

[2] Superficie de riego Total (S)

S=1.07 ha

[3] Caudal ficticio continuo (q)

q= 0.53 l/s/ha

[4] Horas de riego efectivo (JER)

JER = 22 horas

[5] Tiempo disponible de riego (t)

t = 24 horas

[6] Tiempo apertura hidrante (t')

t'=11 horas

[7] Rendimiento de la red (r)

$$r = \frac{t''}{t} = \frac{JER}{t} = \frac{22}{24} = 0.92$$

[8] grado de libertad (GL)

$$GL = \frac{t}{t'} = \frac{24}{11} = 2.10$$

[9] Dotación de riego (d)

$$d = \frac{q * S}{r} * GL = \frac{0.53 * 1.07}{0.92} * 2.10 = 1.29$$

[10] Caudal Medio

$$\sum_{i=1}^n p_i d_i = \frac{q * S}{d * r} * d = \frac{0.53 * 1.07}{1.29 * 0.92} * 1.29 = 0.61$$

[11] Varianza de caudal

$$\sum_{i=1}^n p_i (1-p_i) d_i^2 = \sum_{i=1}^n (d_i * p_i) * d_i \left[1 - \frac{d_i * p_i}{d_i} \right] = 0.61 * 1.29 * \left(1 - \frac{0.61}{1.29} \right) = 0.41$$

[12] Caudal acumulado

Garantía de suministro (GS), En la línea 15 el número de hidrantes acumulados es 15, la garantía de suministro según los valores Cuadro N° 11 de la página 86, es del 99% y que corresponde a un valor de 2.324.

$$Q = \sum_{i=1}^n p_i d_i + U(p_q) * \sqrt{\sum_{i=1}^n p_i (1-p_i) d_i^2}$$

$$Q = 4.54 + 2.324 * \sqrt{2.09} = 7.91$$

Para comprobar el cálculo de caudales para cada escenario de garantía de suministro de cada línea se utilizó GESTAR se muestra en el NEXO 4 CAUDALES PARA CADA LÍNEA SE UTILIZÓ GESTAR.

CUADRO N° 12. CAUDALES DE LÍNEA POR EL PRIMER MÉTODO DE CLÉMENT - RED DE RIEGO CHALLHUAPUQUIO

TRAMO	DATOS DE LOS NUDOS		CALCULO DE DOTACION			CALCULO DE CAUDALES DE CLEMENT EN LINEA					
	Si (ha)	Σ Si (ha)	GL	d	Σ d	d ⁵ /pi	Σ d ⁵ /pi	d ² ·pi ^{1-p}	Σ d ² ·pi ^{1-p}	Q Clement (%)	Caudal de
1	0.77	0.77	2.10	0.93	0.93	0.44	0.44	0.21	0.21	1.52	0.93
2	0.77	1.54	2.10	0.93	1.85	0.44	0.88	0.21	0.43	2.41	1.85
3	0.58	0.58	2.10	0.70	0.70	0.33	0.33	0.12	0.12	1.14	0.70
4	0.58	1.16	2.10	0.70	1.40	0.33	0.67	0.12	0.24	1.81	1.40
5	0.60	2.70	2.10	0.60	3.25	0.00	1.55	0.00	0.67	3.45	3.25
6	0.23	2.93	2.10	0.26	3.53	0.13	1.68	0.02	0.69	3.61	3.53
7	0.12	3.05	2.10	0.14	3.67	0.07	1.75	0.01	0.70	3.69	3.67
8	0.26	3.41	2.10	0.43	4.10	0.21	1.96	0.05	0.74	3.96	3.96
9	0.50	3.91	2.10	0.60	4.70	0.29	2.25	0.09	0.83	4.37	4.37
10	0.50	4.41	2.10	0.60	5.31	0.29	2.53	0.09	0.92	4.77	4.77
11	1.07	5.48	2.10	1.29	6.59	0.61	3.15	0.41	1.34	5.83	5.83
12	0.56	0.56	2.10	0.67	0.67	0.32	0.32	0.11	0.11	1.10	0.67
13	0.80	1.36	2.10	0.96	1.64	0.46	0.76	0.23	0.34	2.15	1.64
14	0.00	6.84	2.10	0.00	8.23	0.00	3.93	0.00	1.68	6.94	6.94
15	1.07	7.91	2.10	1.29	9.52	0.61	4.54	0.41	2.09	7.91	7.91
16	0.44	0.44	2.10	0.53	0.53	0.25	0.25	0.07	0.07	0.87	0.53
17	0.41	0.85	2.10	0.49	1.02	0.24	0.49	0.06	0.13	1.33	1.02
18	0	8.76	2.10	0.00	10.54	0.00	5.03	0.00	2.23	8.50	6.50
19	0.49	0.48	2.10	0.58	0.58	0.28	0.28	0.08	0.08	0.95	0.58
20	0.00	0.48	2.10	0.00	0.58	0.00	0.28	0.00	0.08	0.95	0.58
21	0.20	0.68	2.10	0.24	0.82	0.11	0.39	0.01	0.10	1.12	0.82
22	0.12	0.80	2.10	0.14	0.96	0.07	0.46	0.01	0.10	1.20	0.96
23	0.68	1.48	2.10	0.82	1.78	0.39	0.85	0.17	0.27	2.06	1.78
24	0.24	1.72	2.10	0.29	2.07	0.14	0.99	0.02	0.29	2.24	2.07
25	0.50	0.50	2.10	0.60	0.60	0.29	0.29	0.09	0.09	0.89	0.60
26	0.27	0.77	2.10	0.32	0.93	0.16	0.44	0.03	0.12	1.24	0.93
27	0.20	1.07	2.10	0.36	1.29	0.17	0.61	0.03	0.15	1.51	1.29
28	0.00	2.79	2.10	0.00	3.36	0.00	1.60	0.00	0.44	3.14	3.14
29	0.68	3.47	2.10	0.82	4.18	0.39	1.99	0.17	0.61	3.80	3.80
30	0.00	12.23	2.10	0.00	14.72	0.00	7.02	0.00	2.83	10.93	10.93
31	0.44	0.44	2.10	0.53	0.53	0.25	0.25	0.07	0.07	0.87	0.53
32	0.54	0.98	2.10	0.65	1.18	0.31	0.56	0.11	0.18	1.54	1.18
33	0.11	1.09	2.10	0.13	1.31	0.06	0.63	0.00	0.18	1.61	1.31
34	0.03	1.12	2.10	0.04	1.35	0.02	0.64	0.00	0.18	1.63	1.35
35	0.30	1.42	2.10	0.36	1.71	0.17	0.82	0.03	0.21	1.89	1.71
36	0.00	13.65	2.10	0.00	16.43	0.00	7.84	0.00	3.04	11.89	11.89
37	0.54	14.19	2.10	0.65	17.07	0.31	8.15	0.11	3.15	12.27	12.27
38	0.23	14.52	2.10	0.40	17.47	0.19	8.34	0.04	3.19	12.40	12.49
39	0.70	15.22	2.10	0.84	18.31	0.40	8.74	0.18	3.37	13.00	13.00
40	0.54	15.76	2.10	0.65	18.96	0.31	9.05	0.11	3.47	13.38	13.38
41	0.59	0.59	2.10	0.71	0.71	0.34	0.34	0.13	0.13	1.16	0.71
42	0.73	1.32	2.10	0.88	1.59	0.42	0.76	0.19	0.32	2.07	1.59
43	0.47	1.79	2.10	0.57	2.15	0.27	1.03	0.08	0.40	2.49	2.15
44	0.00	17.55	2.10	0.00	21.12	0.00	10.08	0.00	3.87	14.65	14.65
45	0.75	0.75	2.10	0.80	0.80	0.43	0.43	0.20	0.20	1.48	0.80
46	0.42	1.17	2.10	0.51	1.41	0.24	0.67	0.06	0.27	1.67	1.41
47	0.19	1.36	2.10	0.23	1.64	0.11	0.78	0.01	0.28	2.01	1.64
48	0.87	2.23	2.10	1.05	2.68	0.50	1.26	0.27	0.55	3.01	2.68
49	0.00	19.78	2.10	0.00	23.80	0.00	11.35	0.00	4.42	16.25	16.25
50	0.82	0.82	2.10	0.99	0.99	0.47	0.47	0.24	0.24	1.62	0.99
51	0.87	1.69	2.10	1.05	2.03	0.50	0.97	0.27	0.52	2.64	2.03
52	0.00	21.47	2.10	0.00	25.63	0.00	12.33	0.00	4.94	17.50	17.50

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

4.1.2 SEGUNDO MODELO DE CLÉMENT

Brevemente se describe los cálculos tipo de la red de riego Challhuapuquio. Para este cálculo tipo del segundo modelo de Clément se ha considerado la línea 15 para el hidrante H30, para mejor apreciación (ver Figura N° 18).

Para llevar a cabo el desarrollo de este método es necesario contar con los siguientes datos que se utilizaron en la hoja de cálculo (ver Cuadro N° 13)

[1] Número total de hidrantes (R)

El número total de hidrantes es de 42

[2] Superficie de riego Total (S)

S=1.07 ha

[3] Caudal ficticio continuo (q)

q= 0.53 l/s/ha

[4] Horas de riego efectivo (JER)

JER = 22 horas

[5] Tiempo disponible de riego (t)

t = 24 horas

[6] Tiempo apertura hidrante (t')

t'=11 horas

[7] Rendimiento de la red (r)

$$r = \frac{t''}{t} = \frac{JER}{t} = \frac{22}{24} = 0.92$$

[8] grado de libertad (GL)

$$GL = \frac{t}{t'} = \frac{24}{11} = 2.10$$

[9] PROBABILIDAD DE SATURACION (Pa)

Es el funcionamiento de apertura (nacimiento) y cierre (muerte) de la toma servida por una red de riego, establece el número de tomas que puede estar funcionando simultáneamente y determinar así los caudales de diseño de la misma. Los valores de la probabilidad de saturación que se fijan suelen ser muy bajos (Clément indica que suelen ser del 1%).

$$Pa = 1\%$$

[10] Dotación de riego (d)

$$d = \frac{q * S}{r} * GL = \frac{0.53 * 1.07}{0.92} * 2.10 = 1.29$$

[11] Caudal Medio

$$\sum_{i=1}^n p_i d_i = \frac{q * S}{d * r} * d = \frac{0.53 * 1.07}{1.29 * 0.92} * 1.29 = 0.61$$

[12] Varianza de caudal

$$\sum_{i=1}^n p_i (1-p_i) d_i^2 = \sum_{i=1}^n (d_i * p_i) * d_i \left[1 - \frac{d_i * p_i}{d_i} \right] = 0.61 * 1.29 * \left(1 - \frac{0.61}{1.29} \right) = 0.41$$

[13] Distribución normal (U') y función H (U')

$$H(U') = P_a * \sqrt{\sum_{i=1}^n p_i (1-p_i)} = H(U')$$

$$p_i (1-p_i) = \frac{d_i^2 * p_i (1-p_i)}{d_i^2} = \frac{0.41}{1.29^2} = 0.25$$

$$H(U') = 0.01 * \sqrt{3.24} = 0.018$$

$$U' = 3.9715 - 4.1693 * (H(U'))^{0.2623}$$

$$U' = 3.9715 - 4.1693 * (0.018)^{0.2623} = 2.518$$

[14] SEGUNDA FORMULA DE CLÉMENT (PARA n HIDRANTES DE DESCARGAS DIFERENTES)

$$Q = \sum_{i=1}^n p_i d_i + U' * \sqrt{\sum_{i=1}^n p_i (1-p_i) d_i^2}$$

$$Q = 4.54 + 2.518 * \sqrt{2.09} = 8.19$$

CUADRO N° 13. CAUDALES DE LÍNEA POR EL SEGUNDO MÉTODO DE CLÉMENT - RED DE RIEGO CHALLHUAPUQUIO

TRAMO	DATOS DE LOS NUDOS		CALCULO DE ROTACION				CALCULO DE CAUDALES DE CLÉMENT EN LINEA										
	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]	[19]	[20]	[21]		
	S (m/s)	L (m)	GL	d	Z d	$\frac{d^5}{4L}$	$\frac{d^5}{4L}$	$\frac{d^5}{4L}$	$\frac{d^5}{4L}$	$\frac{d^5}{4L}$	$\frac{d^5}{4L}$	$\frac{d^5}{4L}$	$\frac{d^5}{4L}$	H (h)	U	Q (m³/s)	Caudal de
1	0.77	0.77	2.10	0.93	0.93	0.44	0.44	0.21	0.21	0.25	0.25	0.005	2.933	1.80		0.93	
	0.77	1.54	2.10	0.93	1.85	0.44	0.88	0.21	0.43	0.25	0.50	0.007	2.834	2.74		1.85	
3	0.58	0.58	2.10	0.70	0.70	0.33	0.33	0.12	0.12	0.25	0.25	0.005	2.833	1.36		0.70	
	0.58	1.16	2.10	0.70	1.40	0.33	0.67	0.12	0.24	0.25	0.50	0.007	2.834	2.06		1.40	
5	0.90	2.70	2.10	0.00	3.25	0.00	1.55	0.00	0.67	0.00	1.00	0.010	2.726	3.76		3.25	
6	0.23	2.93	2.10	0.28	3.53	0.13	1.68	0.02	0.69	0.25	1.25	0.011	2.689	3.92		3.53	
7	0.12	3.05	2.10	0.14	3.67	0.07	1.75	0.01	0.70	0.25	1.50	0.012	2.659	3.97		3.67	
8	0.36	3.41	2.10	0.43	4.10	0.21	1.96	0.05	0.74	0.25	1.75	0.013	2.611	4.23		4.10	
8	0.50	3.91	2.10	0.60	4.70	0.29	2.25	0.09	0.83	0.25	2.00	0.014	2.607	4.63		4.63	
10	0.58	4.41	2.10	0.69	5.31	0.29	2.53	0.09	0.92	0.25	2.25	0.015	2.586	5.02		5.02	
	1.07	5.48	2.10	1.29	6.58	0.61	3.15	0.41	1.34	0.25	2.49	0.015	2.567	6.11		6.11	
12	0.56	0.56	2.10	0.67	0.67	0.32	0.32	0.11	0.11	0.25	0.25	0.005	2.933	1.91		0.67	
	0.96	1.95	2.10	0.95	1.64	0.45	0.74	0.23	0.34	0.25	0.50	0.007	2.834	2.44		1.64	
14	0.09	6.84	2.10	0.00	6.23	0.00	3.30	0.00	1.68	0.00	2.99	0.017	2.533	7.21		6.23	
	1.97	7.91	2.10	1.29	9.52	0.61	4.54	0.41	2.03	0.25	3.24	0.018	2.518	8.19		7.91	
16	0.44	0.44	2.10	0.53	0.53	0.25	0.25	0.07	0.07	0.25	0.25	0.005	2.933	1.93		0.53	
	0.41	0.85	2.10	0.49	1.02	0.24	0.49	0.06	0.13	0.25	0.50	0.007	2.834	1.51		1.02	
18	0	0.75	2.10	0.00	10.54	0.00	5.63	0.00	2.23	0.00	3.74	0.019	2.480	8.75		10.54	
19	0.46	0.46	2.10	0.58	0.58	0.28	0.28	0.08	0.08	0.25	0.25	0.005	2.933	1.12		0.58	
20	0.08	0.48	2.10	0.00	0.58	0.00	0.28	0.00	0.08	0.00	0.25	0.005	2.933	1.12		0.58	
21	0.20	0.68	2.10	0.24	0.82	0.11	0.39	0.01	0.19	0.25	0.50	0.007	2.834	1.28		0.82	
22	0.12	0.80	2.10	0.14	0.96	0.07	0.46	0.01	0.19	0.25	0.75	0.009	2.772	1.35		0.96	
23	0.68	1.48	2.10	0.82	1.78	0.39	0.85	0.17	0.27	0.25	1.00	0.010	2.726	2.27		1.78	
	0.24	1.72	2.10	0.28	2.07	0.14	0.89	0.02	0.29	0.25	1.25	0.011	2.689	2.44		2.07	
25	0.58	0.58	2.10	0.69	0.69	0.29	0.29	0.09	0.09	0.25	0.25	0.005	2.933	1.17		0.69	
26	0.27	0.77	2.10	0.32	0.93	0.16	0.44	0.03	0.12	0.25	0.50	0.007	2.834	1.41		0.93	
	0.30	1.07	2.10	0.36	1.28	0.17	0.51	0.03	0.15	0.25	0.75	0.009	2.772	1.69		1.28	
28	0.09	2.79	2.10	0.00	3.36	0.00	1.50	0.00	0.44	0.00	2.90	0.014	2.607	3.33		3.36	
29	0.68	3.47	2.10	0.82	4.18	0.39	1.98	0.17	0.61	0.25	2.25	0.015	2.586	4.91		4.18	
33	0.08	12.23	2.10	0.00	14.72	0.00	7.92	0.00	2.83	0.00	5.39	0.024	2.396	11.66		14.72	
31	0.44	0.44	2.10	0.53	0.53	0.25	0.25	0.07	0.07	0.25	0.25	0.005	2.933	1.93		0.53	
32	0.54	0.98	2.10	0.65	1.18	0.31	0.56	0.11	0.18	0.25	0.50	0.007	2.834	1.75		1.18	
33	0.11	1.69	2.10	0.13	1.31	0.06	0.69	0.00	0.18	0.25	0.75	0.008	2.772	1.88		1.31	
34	0.03	1.12	2.10	0.04	1.35	0.02	0.64	0.00	0.19	0.25	1.00	0.010	2.726	1.90		1.35	
35	0.29	1.42	2.10	0.25	1.71	0.17	0.82	0.02	0.21	0.25	1.25	0.011	2.689	2.06		1.71	
36	0.09	13.65	2.10	0.00	16.43	0.00	7.84	0.00	3.04	0.00	7.24	0.027	2.356	11.85		16.43	
37	0.54	14.19	2.10	0.65	17.07	0.31	8.15	0.11	3.15	0.25	7.48	0.027	2.349	12.32		17.07	
38	0.33	14.52	2.10	0.40	17.47	0.19	8.34	0.04	3.19	0.25	7.73	0.028	2.342	12.52		17.47	
39	0.70	15.22	2.10	0.84	18.31	0.40	8.74	0.18	3.37	0.25	7.98	0.029	2.335	13.03		18.31	
	0.54	15.76	2.10	0.65	18.96	0.31	9.05	0.11	3.47	0.25	8.23	0.029	2.329	13.33		18.96	
41	0.59	0.59	2.10	0.71	0.71	0.34	0.34	0.13	0.13	0.25	0.25	0.005	2.933	1.36		0.71	
42	0.73	1.22	2.10	0.89	1.59	0.42	0.76	0.19	0.32	0.25	0.50	0.007	2.834	2.36		1.59	
	0.47	1.79	2.10	0.57	2.15	0.27	1.03	0.08	0.40	0.25	0.75	0.009	2.772	2.78		2.15	
44	0.96	17.55	2.10	0.00	21.12	0.00	10.68	0.00	3.67	0.00	9.86	0.030	2.310	14.82		21.12	
45	0.75	6.75	2.10	0.90	0.90	0.43	0.43	0.20	0.20	0.25	0.25	0.005	2.933	1.75		0.90	
46	0.42	1.17	2.10	0.51	1.41	0.24	0.57	0.06	0.27	0.25	0.50	0.007	2.834	2.14		1.41	
47	0.19	1.36	2.10	0.23	1.64	0.11	0.78	0.01	0.28	0.25	0.75	0.009	2.772	2.25		1.64	
	0.87	2.23	2.10	1.05	2.86	0.50	1.28	0.27	0.55	0.25	1.00	0.010	2.726	3.31		2.86	
49	0.06	19.78	2.10	0.00	23.89	0.00	11.36	0.00	4.42	0.00	9.98	0.032	2.297	16.17		23.89	
50	0.82	0.82	2.10	0.99	0.99	0.47	0.47	0.24	0.24	0.25	0.25	0.005	2.933	1.82		0.99	
	0.87	1.69	2.10	1.05	2.03	0.50	0.97	0.27	0.52	0.25	0.50	0.007	2.834	3.01		2.03	
52	0.06	21.47	2.10	0.00	23.63	0.00	12.33	0.00	4.94	0.00	10.48	0.032	2.276	17.39		23.63	

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

4.2 APLICACIÓN DE SOFTWARE

4.2.1 CALCULO DE CAUDALES POR LÍNEA CON GESTAR 2014

Calculamos los caudales circulantes a la demanda al 100 % como caudales de Clément con garantía de suministro general al 99%, se muestra la Figura N° 19

The screenshot shows a software window titled 'Caudales'. It contains two main sections:

- Opciones para asignar Caudales de Diseño:** This section has two radio button options: 'Caudales Acumulados' (unselected) and 'Caudales de Clément' (selected).
- Clément:** This section is for setting the Clément supply guarantee. It includes a label 'Garantía de Suministro:' followed by two radio button options: 'General' (selected) and 'Selectiva...'. To the right of the 'General' option is a text input field containing '99' followed by a '%' symbol.

Below these sections, there is a label 'Etiqueta Nodo Inicial' with a text input field containing '0'. At the bottom of the window are two buttons: 'Calcular' and 'Salir'.

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA N° 19. CAUDALES DE DISEÑO, GARANTÍA DE SUMINISTRO GENERAL

Una vez ingresado las condiciones de garantía de suministro y calculado los caudales de diseño estos se muestran en una nueva ventana con los resultados que se guardan en archivo formato Excel y es posible asignar directamente a la red en GESTAR 2014 para un posterior diseño con el módulo de optimización red a la demanda (ver Figuras N° 20, 21, 22, 23, 24).

Tubería	Q Acumulo	Q Clémen	Q Diseño	Hid AA	Área AA
L/s	L/s	L/s		ha	
TU1	25,05	17,5529	17,5529	42	21,47
TU2	2,04	2,6531	2,04	2	1,69
TU3	0,99	1,6245	0,99	1	0,82
TU4	23,81	16,2997	16,2997	40	19,78
TU5	2,69	3,0209	2,69	4	2,23
TU6	1,64	2,0163	1,64	3	1,36
TU7	1,41	1,0701	1,41	2	1,17
TU8	0,9	1,4797	0,9	1	0,75
TU9	21,12	14,6374	14,6374	36	17,55
TU10	2,16	2,5049	2,16	3	1,79
TU11	1,59	2,0765	1,59	2	1,32
TU12	0,71	1,1663	0,71	1	0,59
TU13	18,96	13,4231	13,4231	33	15,76
TU14	0,65	1,0676	0,65	1	0,54
TU15	18,31	13,0456	13,0456	32	15,22
TU16	0,84	1,3811	0,84	1	0,7

Editor Caudal de Diseño Aplicar a la red Cancelar

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA
FIGURA N° 20. Cálculo de caudales de Clémen

Tubería	Q Acumulo	Q Clémen	Q Diseño	Hid AA	Área AA
TU17	17,47	12,5291	12,5291	31	14,52
TU18	0,4	0,6555	0,4	1	0,33
TU19	17,07	12,3129	12,3129	30	14,19
TU20	0,65	1,0676	0,65	1	0,54
TU22	1,71	1,8921	1,71	5	1,42
TU24	0,36	0,5919	0,36	1	0,3
TU25	1,35	1,6341	1,35	4	1,12
TU26	0,04	0,0635	0,04	1	0,03
TU27	1,31	1,6158	1,31	3	1,09
TU28	0,13	0,2148	0,13	1	0,11
TU29	1,18	1,5407	1,18	2	0,98
TU30	0,65	1,0676	0,65	1	0,54
TU31	0,53	0,8703	0,53	1	0,44
TU34	4,17	3,8151	3,8151	9	3,47
TU35	0,58	0,9515	0,58	1	0,48
TU36	3,59	3,4085	3,4085	8	2,99
TU37	1,2	1,5830	1,2	3	1,0

Editor Caudal de Diseño Aplicar a la red Cancelar

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA
FIGURA N° 21. Cálculo de caudales de Clémen

Tubería	Q Acumulo	Q Clémen	Q Diseño	Hid AA	Área AA
TU38	0,96	1,4291	0,96	2	0,8
TU39	0,14	0,2322	0,14	1	0,12
TU40	0,82	1,3461	0,82	1	0,68
TU41	2,39	2,4981	2,39	5	1,99
TU42	0,29	0,4757	0,29	1	0,24
TU43	2,1	2,317	2,1	4	1,75
TU44	0,6	0,9865	0,6	1	0,5
TU45	1,5	1,827	1,5	3	1,25
TU46	0,32	0,5282	0,32	1	0,27
TU47	1,18	1,6069	1,18	2	0,98
TU48	0,36	0,5919	0,36	1	0,3
TU49	0,82	1,3461	0,82	1	0,68
TU50	0,82	1,3461	0,82	1	0,68
TU53	1,02	1,3299	1,02	2	0,85
TU54	0,53	0,8703	0,53	1	0,44
TU55	9,52	7,9324	7,9324	13	7,91
TU56	1,29	2,1178	1,29	1	1,07

Editor Caudal de Diseño Aplicar a la red Cancelar

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA
FIGURA N° 22. Cálculo de caudales de Clémen

Tubería	Q Acumulo	Q Clémen	Q Diseño	Hid AA	Área AA
TU57	0,23	6,9639	6,9639	12	6,84
TU58	1,63	2,1463	1,63	2	1,36
TU59	0,67	1,1026	0,67	1	0,56
TU60	6,6	5,8557	5,8557	10	5,48
TU61	1,29	2,1178	1,29	1	1,07
TU62	5,31	4,7831	4,7831	9	4,41
TU63	0,6	0,9865	0,6	1	0,5
TU64	4,71	4,3835	4,3835	8	3,91
TU65	0,6	0,9865	0,6	1	0,5
TU66	4,11	3,9778	3,9778	7	3,41
TU67	0,43	0,708	0,43	1	0,36
TU68	3,68	3,7071	3,68	6	3,05
TU69	0,14	0,2322	0,14	1	0,12
TU70	3,54	3,6312	3,54	5	2,93
TU71	0,28	0,4582	0,28	1	0,23
TU72	3,26	3,4712	3,26	4	2,7
TU73	1,4	1,8204	1,4	2	1,16

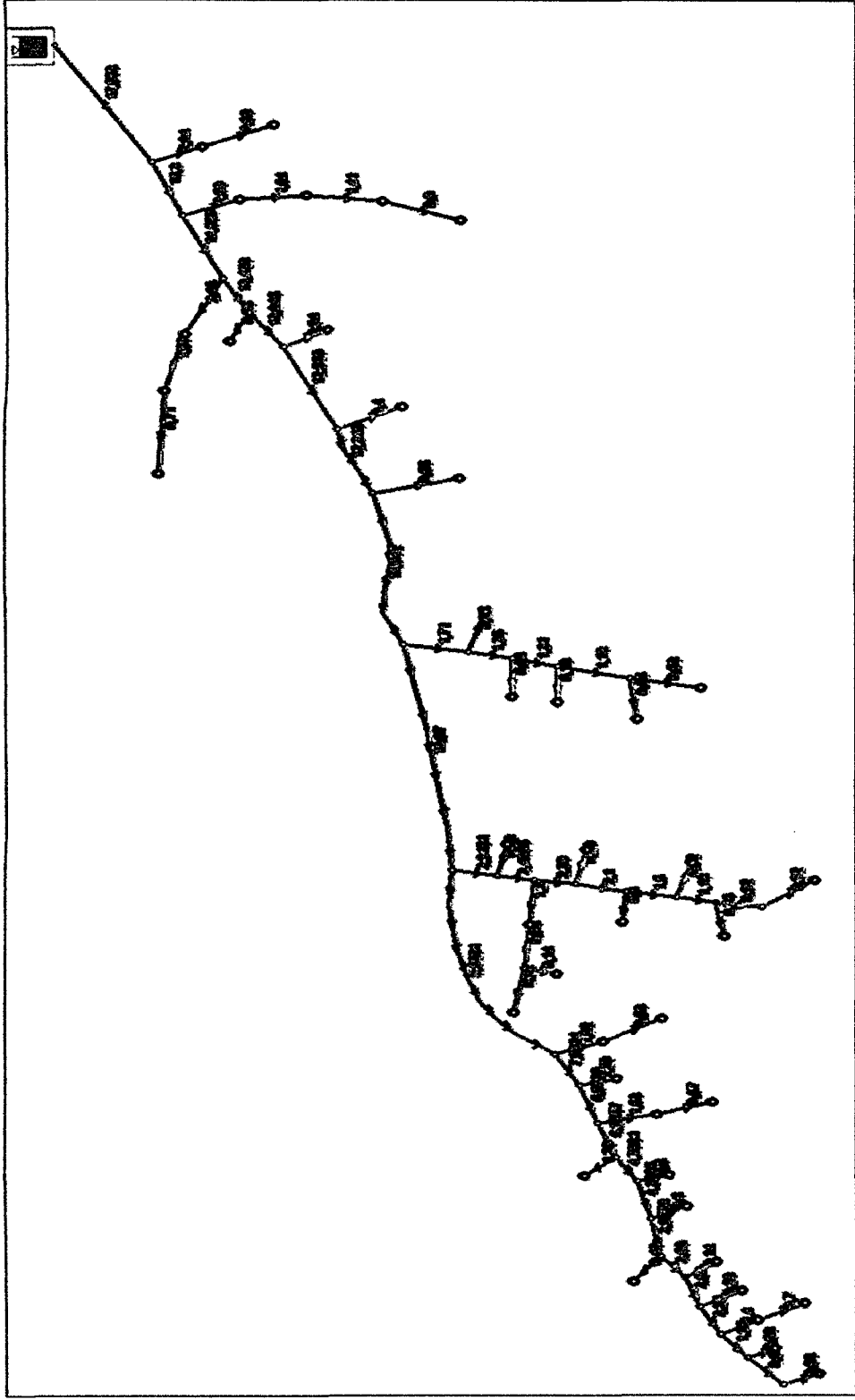
Editor Caudal de Diseño Aplicar a la red Cancelar

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA
FIGURA N° 23. Cálculo de caudales de Clémen

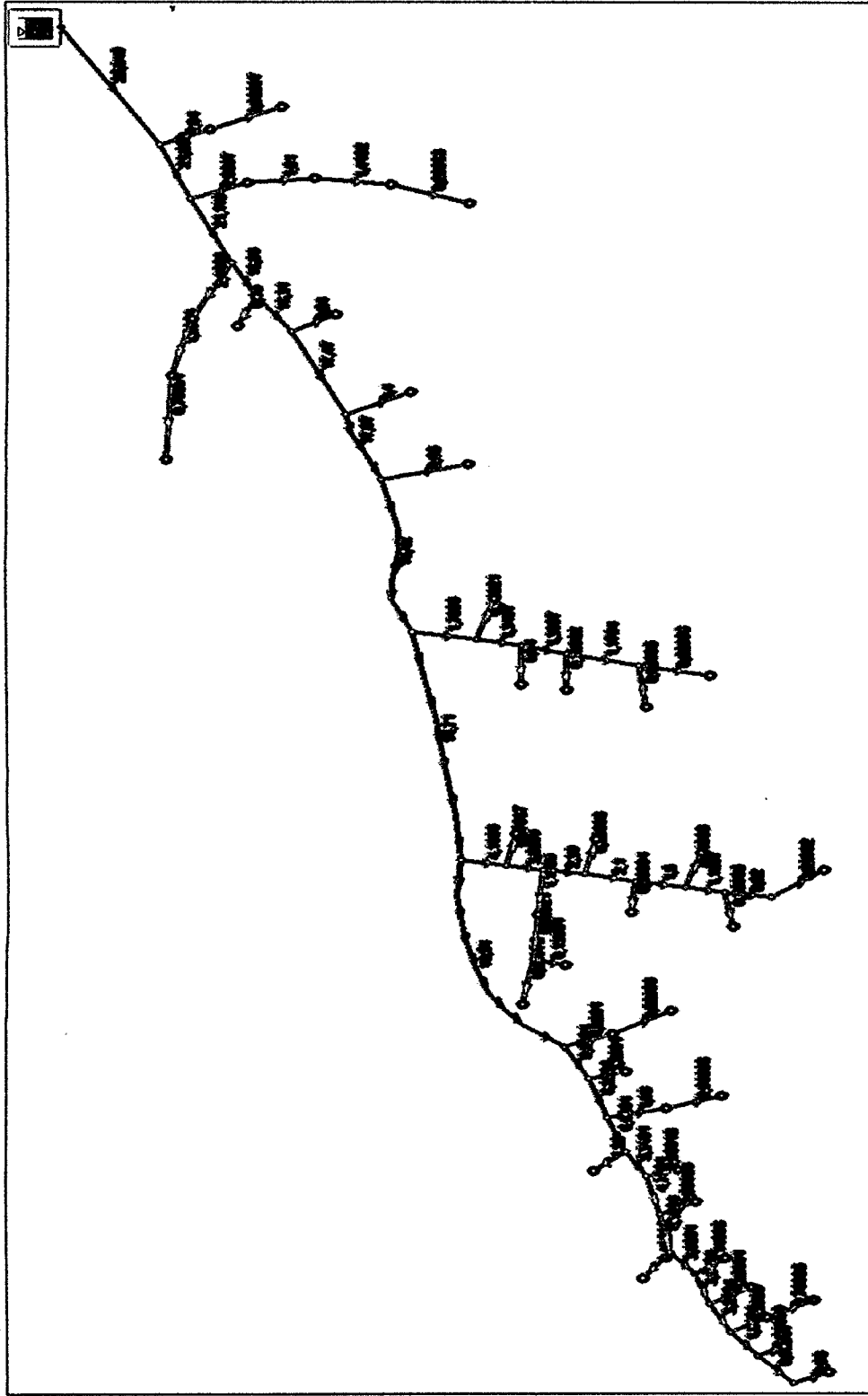
Tubería	Q Acumulo	Q Clémen	Q Diseño	Hid AA	Área AA
TU65	0,6	0,9865	0,6	1	0,5
TU66	4,11	3,9778	3,9778	7	3,41
TU67	0,43	0,708	0,43	1	0,36
TU68	3,68	3,7071	3,68	6	3,05
TU69	0,14	0,2322	0,14	1	0,12
TU70	3,54	3,6312	3,54	5	2,93
TU71	0,28	0,4582	0,28	1	0,23
TU72	3,26	3,4712	3,26	4	2,7
TU73	1,4	1,8204	1,4	2	1,16
TU74	0,7	1,1488	0,7	1	0,58
TU75	1,85	2,4178	1,85	2	1,54
TU76	0,93	1,5259	0,93	1	0,77
TU77	0,93	1,5259	0,93	1	0,77
TU78	0,93	1,5259	0,93	1	0,77
TU79	10,54	8,5251	8,5251	15	8,76
TU81	14,71	10,9636	10,9636	24	12,23
TU82	16,42	11,932	11,932	29	13,65

Editor Caudal de Diseño Aplicar a la red Cancelar

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA
FIGURA N° 24. Cálculo de caudales de Clémen



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA
FIGURA Nº 25. CAUDALES DE CLÉMENT POR LÍNEA DE RIEGO



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA
FIGURA N° 26. CAUDALES DE ACUMULADOS POR LÍNEA DE RIEGO

Los resultados de los caudales de diseño se observan en los ANEXO 4
CALCULO DE CAUDALES PARA CADA LÍNEA –GESTAR 2014.

4.2.2 PRE DISEÑO DE LA RED DE RIEGO CHALLHUAPUQUIO EN WATERCAD V8i FOR AUTOCAD CIVIL 3D LAND DESKTOP 2009

Para modelar la red de riego en el software WaterCAD V8 for AutoCAD Civil 3D Land Desktop 2009, primeramente se calculó los caudales de Clément para el primer y segundo modelo (ver cuadros N°12,13), que son los caudales circulantes por la red durante el periodo punta de consumo, seguidamente se trazó la red en el software WaterCAD V8i y se ingresó los datos a la red, longitud de los tramos inicio y final, cota de nudos de unión y demanda de hidrantes y demanda en los hidrantes. Luego de haber terminado el trazado de la red de riego a presión según el esquema de acuerdo a la topografía del terreno, (ver Figura N°18) , es momento de realizar el diseño hidráulico utilizando las herramientas y recursos del programa, para este primer caso como modo de adiestramiento el objetivo es de realizar el diseño de la red de riego bajo un criterio de tanteos o comúnmente llamado prueba error, el cual consiste en asignar un determinado diámetro a todas las tuberías hasta encontrar una presión de servicio cuidando un rango de velocidades, este diseño generará un costo y será diferente en cada caso dependiendo del criterio de cada proyectista, cada cálculo reportará un resultado de todas las variables hidráulicas, como presión en nodos de demanda conocida, caudal y velocidad en tuberías, y el costo del diseño.

4.2.3 DISEÑO DE LA RED DE RIEGO CHALLHUAPUQUIO EN EPANET

2.0

Se utilizó el EPANET debido a su naturaleza de libre acceso no presenta problema alguno para su propósito. Para la simulación se utiliza los resultados del el cálculo hidráulico manual. Para poder optimizar los diámetros de las tuberías de la red se tiene que exportar la red de riego Challhuapuquio del software WATERCAD V8i FOR AUTOCAD CIVIL 3D LAND DESKTOP 2009 al software EPANET para darle el formato (*.net) ver Figura N° 27 luego exportarlo al software WATERNETGEN es aquí donde se optimizara la red de riego Challhuapuquio.

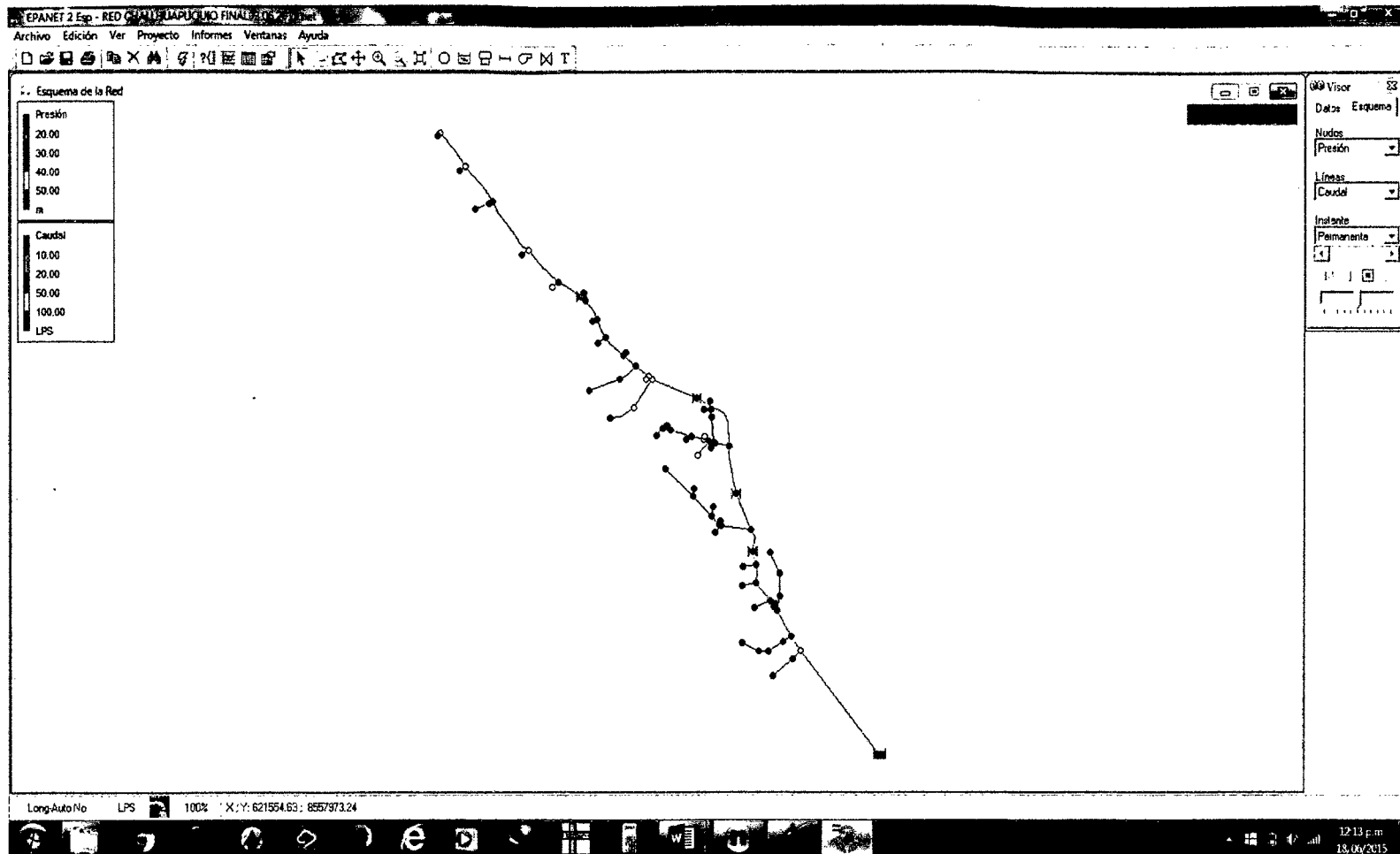
4.2.4 OPTIMIZACION DE LA RED CHALLHUAPUQUIO WATERNETGEN.

La red que se va a estudiar ha sido pre dimensionado mediante diversos software. A continuación se va a detallar el proceso de dimensionado a través de WaterNetGen y los resultados que se obtengan se compararán tanto del primer y segundo modelo de Clément.

El primer paso es importar la red desde el programa matriz EPANET, para así poder obtener la correcta disposición de la red, así como las cotas de cada nodo.

Esta red ubicada en la comunidad de Challhuapuquio del distrito de San Miguel provincia de la Mar consta de 75 tramos que abastecerán aproximadamente 21.50 hectáreas de superficie.

La red tiene un depósito situado a 3085.00 msnm de altura de cabecera ver Figura N° 27.



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA
FIGURA N° 27. CAUDALES DE ACUMULADOS POR LÍNEA DE RIEGO

a) CARGAR DEMANDAS

A diferencia de otros programas para el dimensionado de redes como GESTAR, WaterNetGen no acepta los caudales de diseño de cada tubería directamente, deben ser introducidas las demandas en cada nodo. Se hizo el balance hidráulico en cada nodo de la red.

El caudal de diseño de cada tramo es el caudal de entrada al nodo final de dicho tramo.

b) PRESIONES DE CONSIGNA

La presión de consigna es la presión necesaria para que el agua llegue desde el hidrante hasta el punto más desfavorable de la parcela que alimenta.

Como el objeto del presente proyecto es la comparación de dimensionados de una red ya establecida, se usarán para el cálculo los datos extraídos del proyecto, sin entrar en otras discusiones de tipo agronómico y de diseño de redes.

Introducción de Presión de consigna/Storeys above ground

Para introducir estos valores de presión de consigna debemos acceder desde cada nodo al apartado Storeys above ground (N).

El programa presenta este concepto como la altura (pisos) del edificio que debe abastecer ese nodo en cuestión. Este planteamiento es arrastrado desde su programa matriz destinado al abastecimiento urbano. Debiendo interpretarse este dato como presión de consigna cuando se trabaja con redes de riego.

Property	Value
*Junction ID	J-64
X-Coordinate	620401.77
Y-Coordinate	8557230.33
Description	
Tag	
*Elevation	3022.20825195313
Base Demand	0.99
Demand Pattern	
Demand Categories	3
Emitter Coeff.	
Initial Quality	
Source Quality	
Storeys Above Ground	40
Leakage Categories	

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA N° 28. INTRODUCCIÓN DE LA PRESIÓN DE CONSIGNA EN UN NODO

Para fijar las restricciones de presión en cada nodo el programa trabaja con la N (Storeys above ground, literalmente "pisos sobre la tierra") introducida en metros.

La presión que se ejerce en una columna de agua de un metro es la que se muestra a continuación:

$$1m.c.a = 1000 \frac{kgf}{m^3} * 1m * 9.80665 \frac{m}{s^2} = 9806.65 \frac{kgf}{m.s^2} = 9806.65 Pa = 9.80665 kPa$$

El programa a la hora de fijar las restricciones trabaja en diferentes unidades (kPa) que la presión de consigna (m.c.a), motivo por el cual se introduce el factor de corrección 9.80665.

Set Pressure Formula

N = Number of storeys above ground

Current Formula 9.80665*N

New Formula (N) =

Test New Formula

Storeys (N) =

Formula Value (kPa): **9.80665**

Formula Value (m): **1.00003**

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA N° 29. FÓRMULA DE PRESIONES PARA LOS NODOS

c) BASE DE DATOS DE TUBERÍAS

- Introducir la base de datos de las tuberías, estas debe aparecer agrupadas por timbrajes puesto que el programa solo busca dentro del timbraje asignado a cada tramo. Se deben introducir los datos en la base de datos de tuberías tal y como se muestra a continuación.
- Commercial diameter/Diámetro comercial (mm).
- Wall Thickness/ espesor de la tubería. En nuestro caso nuestra valor será siempre cero puesto que los datos introducidos en el campo "Commercial diameter" son coincidentes con los diámetros interiores.

- Price/ Precio. Será introducido en “unidades monetarias / metro”.
- Roughness Fórmula/Rugosidad (m). Existe la opción de trabajar con la fórmula de Hazen-Williams, con la de Chezy-Manning o con la de Darcy-Weisbach. Nosotros trabajaremos con esta última, introduciendo los datos en milímetros.

Tras la introducción de estos datos el programa devuelve los siguientes valores:

- Internal Diameter/ Diámetro interior (mm). En nuestro caso será coincidente con el valor introducido en “Commercial diameter”.
- Max.Allowed Velocity/ Velocidad máxima permitida (m/s). La velocidad de flujo máxima que puede soportar la tubería
- Max.Allowed Flow/ Caudal máximo permitido (m³/s). El caudal máximo que puede soportar la tubería

La base de datos de tuberías comerciales que utilizaremos para el dimensionado contendrá tubería PVC, todas con una rugosidad de 0.0015 mm (Darcy-Weisbach). Para que el programa lea todos los datos del catálogo de tuberías estas deben ser introducidas agrupadas por timbrajes, de no ser así el programa no respetará timbrajes y dimensionará la red en función de las tuberías más baratas independientemente de su timbraje.

Los timbrajes de las tuberías que nos encontraremos catalogadas (ver Figura N° 30) pueden corresponder a lo que hemos llamado tipo C-5

(15 m de timbraje), tipo C-7.5 (25 m de timbraje), tipo C-10 (35 m de timbraje) y tipo C-15 (50 m de timbraje),

Pipe Catalogue

Units System: SI Diameter Unit: mm

Roughness formula
 Hazen-Williams Darcy-Weisbach Chezy-Manning

Pipe Types

ID	Description	Commercial Internal?	Roughness Hazen-Williams	Roughness (mm) Darcy-Weisbach	Roughness Chezy-Manning
TUB-PVC	NTP-ISO-4422	N	0.000000	0.001500	0.000000

Pipe Classes for Pipe Type: TUB-PVC

ID	Description
C-5	C-5
C-7.5	C-7.5
C-10	C-10
C-15	C-15

Pipe Diameters for Pipe Type/Class: TUB-PVC/C-5

Commercial Diameter	Wall Thickness	Price	H-W	D-W (mm)	C-M	Internal Diameter	Max. Allowed Velocity (m/s)	Max. Allowed Flow (m ³ /s)
63.00	1.60	4.160				59.80	3.000	0.0084
75.00	1.90	5.640				71.20	3.000	0.0119
90.00	2.20	7.690				85.60	3.000	0.0173
110.00	2.70	11.620				104.60	3.000	0.0258
125.00	3.10	15.410				118.80	3.000	0.0333
140.00	3.50	19.190				133.00	3.000	0.0417
160.00	4.00	25.110				152.00	3.000	0.0544
200.00	4.90	37.910				190.20	3.000	0.0852
250.00	6.20	59.590				237.60	3.000	0.1330

Load ... Save ... Ok Cancel Preview

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA N° 30. INTRODUCCIÓN DE LAS TUBERÍAS EN WATERNETGEN DE ACUERDO A LAS CLASES

Pipe Diameters for Pipe Type/Class: TUB-PVC/C-5

Commercial Diameter	Wall Thickness	Price	H-W	D-W (mm)	C-M	Internal Diameter	Max. Allowed Velocity (m/s)	Max. Allowed Flow (m ³ /s)
63.00	1.60	4.160				59.80	3.000	0.0084
75.00	1.90	5.640				71.20	3.000	0.0119
90.00	2.20	7.690				85.60	3.000	0.0173
110.00	2.70	11.620				104.60	3.000	0.0258
125.00	3.10	15.410				118.80	3.000	0.0333
140.00	3.50	19.190				133.00	3.000	0.0417
160.00	4.00	25.110				152.00	3.000	0.0544
200.00	4.90	37.910				190.20	3.000	0.0852
250.00	6.20	59.590				237.60	3.000	0.1330
315.00	7.70	94.090				299.60	3.000	0.2115
355.00	8.70	119.610				337.60	3.000	0.2685
400.00	9.80	149.720				380.40	3.000	0.3410

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA N° 31. INTRODUCCIÓN DE LAS TUBERÍAS CLASE C-5 EN WATERNETGEN

Pipe Diameters for Pipe Type/Class:TUB-PVC/C-7.5								
Commercial Diameter	Wall Thickness	Price	H-W	D-W (mm)	C-M	Internal Diameter	Max. Allowed Velocity (m/s)	Max. Allowed Flow (m ³ /s)
40.00	1.50	3.700				37.00	3.000	0.0032
50.00	1.90	4.850				46.20	3.000	0.0050
63.00	2.30	5.640				58.40	3.000	0.0080
75.00	2.80	7.950				69.40	3.000	0.0113
90.00	3.30	11.290				83.40	3.000	0.0164
110.00	4.00	16.680				102.00	3.000	0.0245
125.00	4.60	21.830				115.80	3.000	0.0316
140.00	5.10	26.970				129.80	3.000	0.0397
160.00	5.80	34.680				148.40	3.000	0.0519
200.00	7.30	53.950				185.40	3.000	0.0810
250.00	9.10	85.590				231.80	3.000	0.1266
315.00	11.40	136.180				292.20	3.000	0.2012
355.00	12.90	171.810				329.20	3.000	0.2553
400.00	14.50	218.050				371.00	3.000	0.3243

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA N° 32. INTRODUCCIÓN DE LAS TUBERÍAS CLASE C-7.5 EN WATERNETGEN

Pipe Diameters for Pipe Type/Class:TUB-PVC/C-10								
Commercial Diameter	Wall Thickness	Price	H-W	D-W (mm)	C-M	Internal Diameter	Max. Allowed Velocity (m/s)	Max. Allowed Flow (m ³ /s)
32.00	1.60	4.300				28.80	3.000	0.0020
40.00	1.90	5.270				36.20	3.000	0.0031
50.00	2.40	6.200				45.20	3.000	0.0048
63.00	3.00	7.250				57.00	3.000	0.0077
75.00	3.60	10.200				67.80	3.000	0.0108
90.00	4.30	14.600				81.40	3.000	0.0156
110.00	5.30	21.550				99.40	3.000	0.0233
125.00	6.00	28.250				113.00	3.000	0.0301
140.00	6.70	34.940				126.60	3.000	0.0378
160.00	7.70	45.770				144.60	3.000	0.0493
200.00	9.60	71.790				180.80	3.000	0.0770
250.00	11.90	110.940				226.20	3.000	0.1206
315.00	15.00	177.870				285.00	3.000	0.1914
355.00	16.90	225.080				321.20	3.000	0.2431
400.00	19.10	286.930				361.80	3.000	0.3084

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA N° 33. INTRODUCCIÓN DE LAS TUBERÍAS CLASE C-10 EN WATERNETGEN

Pipe Diameters for Pipe Type/Class : TUB-PVC/C-15								
Commercial Diameter	Wall Thickness	Price	H-W	D-W (mm)	C-M	Internal Diameter	Max. Allowed Velocity (m/s)	Max. Allowed Flow (m ³ /s)
20.00	1.50	3.200				17.00	3.000	0.0007
25.00	1.80	4.230				21.40	3.000	0.0011
32.00	2.30	5.250				27.40	3.000	0.0018
40.00	2.80	6.270				34.40	3.000	0.0028
50.00	3.50	7.680				43.00	3.000	0.0044
63.00	4.40	8.860				54.20	3.000	0.0069
75.00	5.30	12.480				64.40	3.000	0.0098
90.00	6.30	17.950				77.40	3.000	0.0141
110.00	7.70	26.520				94.60	3.000	0.0211
125.00	8.80	34.670				107.40	3.000	0.0272
140.00	9.80	42.810				120.40	3.000	0.0342
160.00	11.20	56.100				137.60	3.000	0.0446
200.00	14.00	88.730				172.00	3.000	0.0697
250.00	17.50	136.610				215.00	3.000	0.1089
315.00	22.00	219.770				271.00	3.000	0.1730
355.00	24.80	277.820				305.40	3.000	0.2198
400.00	28.00	355.530				344.00	3.000	0.2788

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA N° 34. INTRODUCCIÓN DE LAS TUBERÍAS CLASE C-15 EN WATERNETGEN

d) ASIGNACIÓN DE TIMBRAJES

Se debe asignar el timbraje a cada tubería para satisfacer que en caso de tener la máxima presión posible en la red la instalación propuesta resista.

En el catálogo de tuberías se debe separar por grupos según el timbraje, puesto que el programa asignará dentro de un grupo y no asignará un timbraje determinado a la tubería en cuestión si no que eso será una tarea a realizar por el usuario y que se detallará más adelante. El programa realizará la elección de la tubería buscando en el grupo de tuberías del timbraje que previamente le hayamos asignado.

Determinación timbrajes o clase de tubería

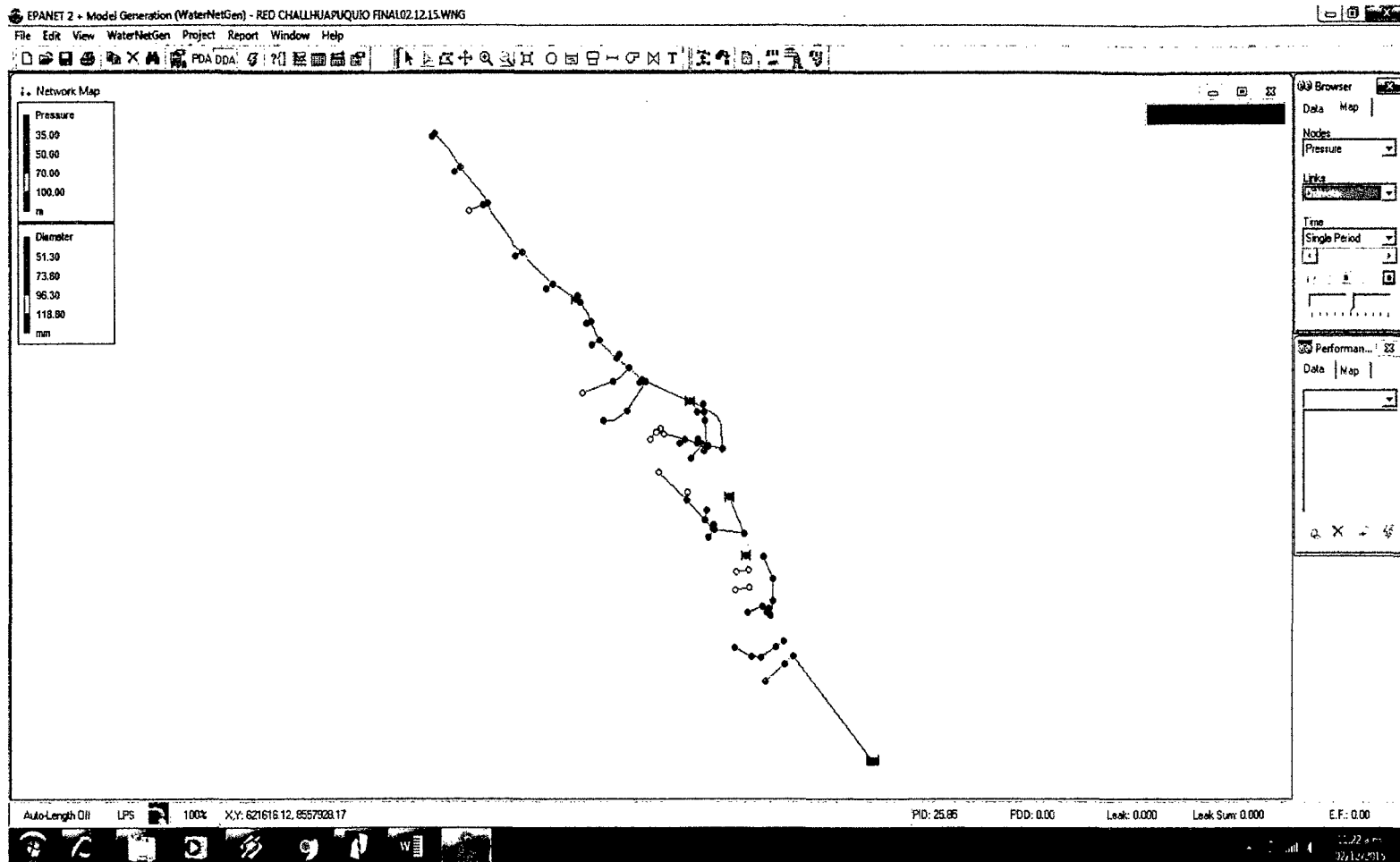
Para poder saber que timbraje le correspondería a cada tubería debemos someter la red a la condición más desfavorable de presión: que todos los nodos posean una demanda cero.

Se ha realizado una copia del proyecto y en esta nueva copia se cierran las demandas en todos los nodos. Esto se puede hacer con la herramienta Edit/Group Edit tras haber seleccionado todos los nodos de la red.

Habiendo realizado esto se conseguirá tener las máximas presiones posibles en la red con todos nodos cerrados, sin demanda.

Sabiendo que debemos mantener un margen de seguridad en los timbrajes de metros hacemos un visionado global de la red asociando las presiones por colores como se muestra en la figura N° 35.

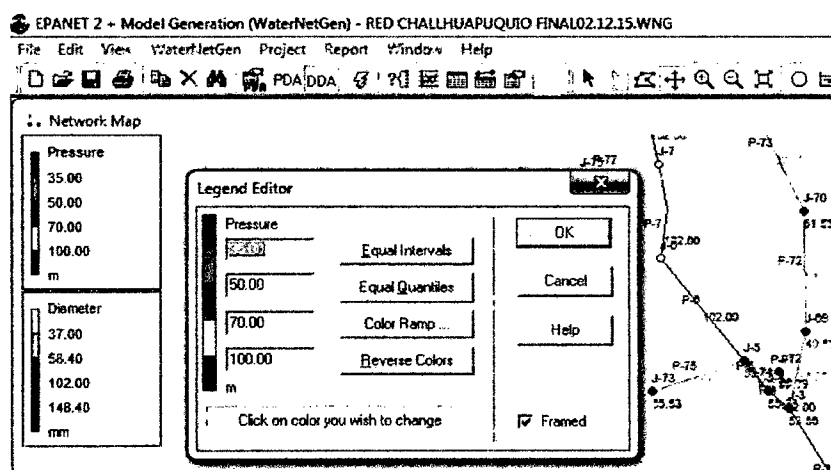
Esto nos va a servir para saber de qué timbraje tiene que ser cada tubería de la red original, es decir, esta archivo de WaterNetGen que hemos creado ahora nos va a servir de plantilla para ir asociando manualmente que tuberías son de timbrajes de 50, 75, 105, 150 mca. Que vienen a ser la máxima presión de prueba



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA N° 35. VISTA DE LA RED A DEMANDA CERO PARA LAS PRESIONES 35, 50, 70 y 100 m

Para ello y teniendo en cuenta que tiene que existir un margen de seguridad u holgura de 15, 25, 35 y 50 m respectivamente para C-5, C-7.5, C-10 y C-15 se estableció como presión máximo de trabajo 35, 50, 70 y 100 mca. Se presenta con el editor de leyenda (ver Figura N° 36) podemos establecer los límites que determinarán cada timbraje. El primer límite irá asociado al color azul, el segundo al color verde y el tercero al amarillo, es decir las tuberías que estén entre nodos coloreados en azul deberán ser de timbraje 35 (C-5), las tuberías que estén entre nodos coloreados en celeste deberán ser de timbraje 50 (C-7.5) , las tuberías que estén entre nodos coloreados en verde deberán ser de timbraje 70 (C-10) y por ultimo las tuberías que estén entre nodos coloreados en rojo deberán ser de timbraje 100 (C-15).

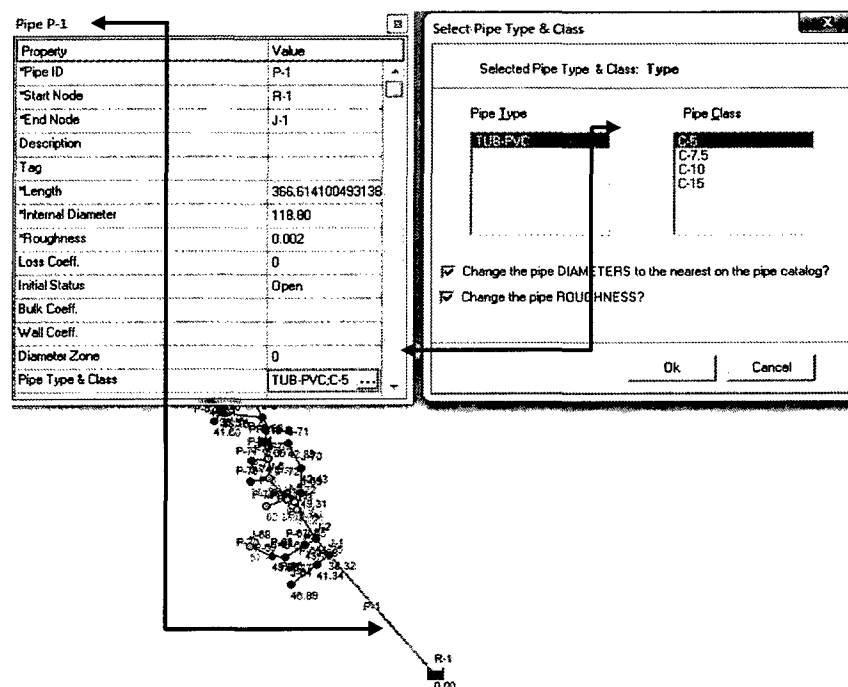


FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA N° 36. INTRODUCCIÓN DE PRESIONES EN FUNCIÓN DE LOS TIMBRAJES Y EL MARGEN DE PRESIÓN

El programa contará con estas restricciones en cada tubería a la hora de elegir el diámetro de una tubería, buscando en el catálogo solo tuberías dentro del timbraje indicado. Las tuberías que hayan sido asociadas al tipo serán dimensionadas con las tuberías del catálogo dentro del C-5, que son las de timbraje 35 metros. Esto seguirá la misma dinámica para las tuberías asociadas al tipo C-7.5 (timbraje 50 metros), las asociadas al tipo C-10 (timbraje 70 metros) y las asociadas al tipo C-15 (timbraje 100 metros).

Ahora se va asignado por tramos el timbraje a cada tubería. Como se puede observar a continuación en la figura N° 37 estas son las posibilidades de elección establecidas en esta red (cuatro timbrajes disponibles).



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

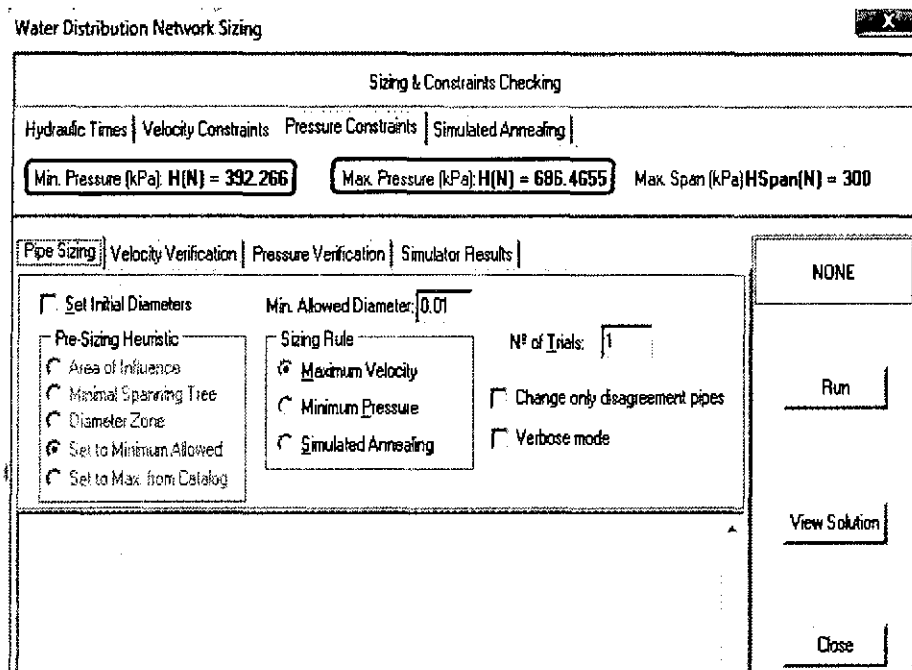
FIGURA N° 37. DETALLE DE LA ASIGNACIÓN DE TIMBRAJE

e) RESTRICCIONES DE PRESIÓN Y VELOCIDAD.

Máxima y mínima presión

El programa necesita una mínima y una máxima presión para cada nodo, este tratará de resolver acercándose lo máximo posible a la presión mínima establecida. Esto significa que habiendo satisfecho la restricción de mínima presión ha realizado una optimización satisfactoria.

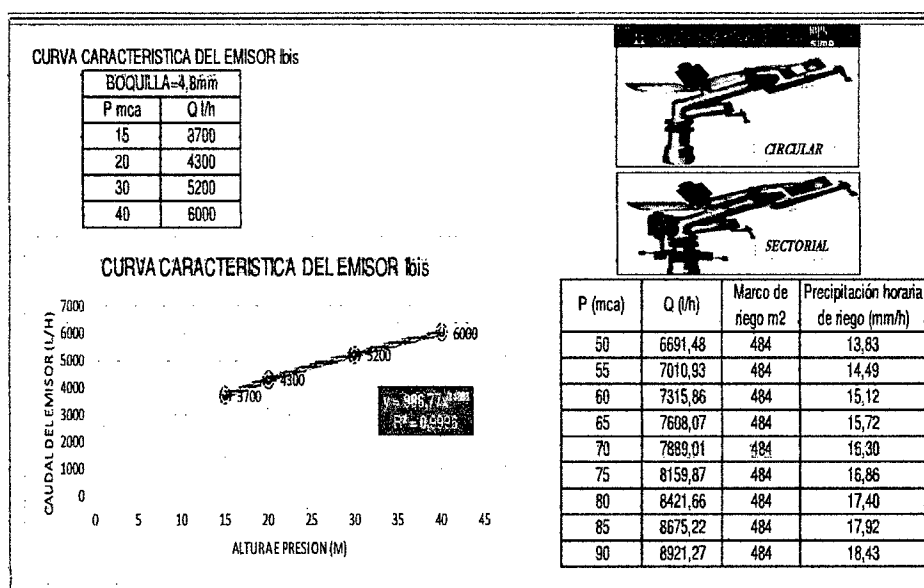
En la fórmula de la mínima presión trabaja con la presión de consigna, que será siempre la presión mínima a satisfacer. La presión de consigna será introducida nodo por nodo como "Storeys above ground" (en la fórmula se le designa como N) se detalla en la figura N° 38.



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA N° 38. ESTABLECIMIENTO DE RESTRICCIONES

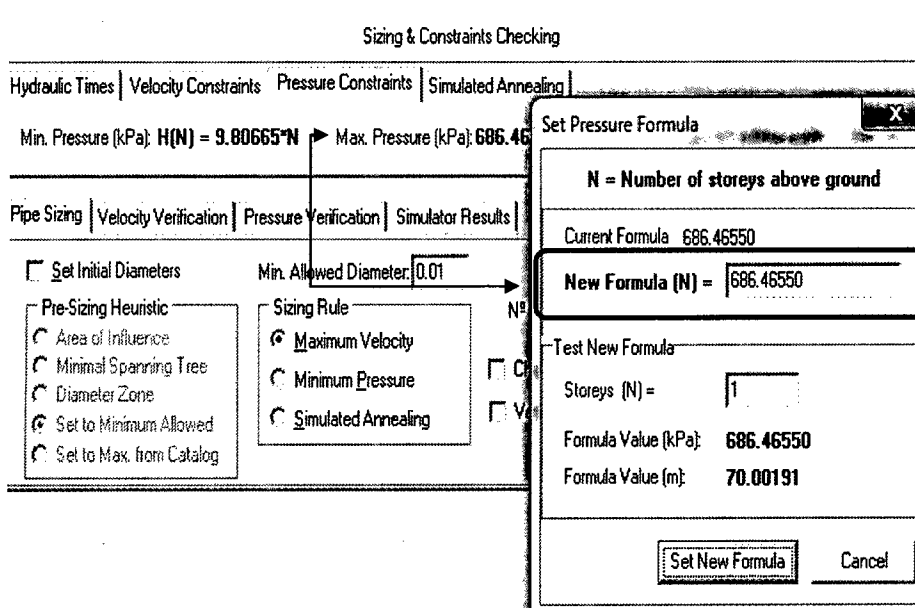
La máxima presión viene dada por la cota, por muy alta que sea la presión de servicio no va a superar la presión estática (con las excepciones de los golpes de ariete), la cual está asegurada por los timbrajes de las tuberías que satisfacen la presión estática de la tubería. Por todo esto fijaremos su valor de acuerdo la figura N° 39 en un valor de $(50 \text{ m.c.a} * 9.80665 = 686.466 \text{ kPa})$.



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

**FIGURA N° 39. CURVA CARACTERÍSTICA DEL ASPERSOR IBIS-
PRECIPITACIÓN HORARIA DE RIEGO (MM/H)**

Como sabemos que la pluviosidad media del sistema es $P_{ms}=18.15 \text{ mm/h}$ y la velocidad de infiltración básica es $19,335 \text{ mm/h}$, viendo la figura N° 39 se puede trabajar hasta una presión de 90 m.c.a. ahora podemos tomar como presión mínima de consigna de 40 m.c.a y máxima presión 70 m.c.a por criterio de diseño ver figura N° 40.



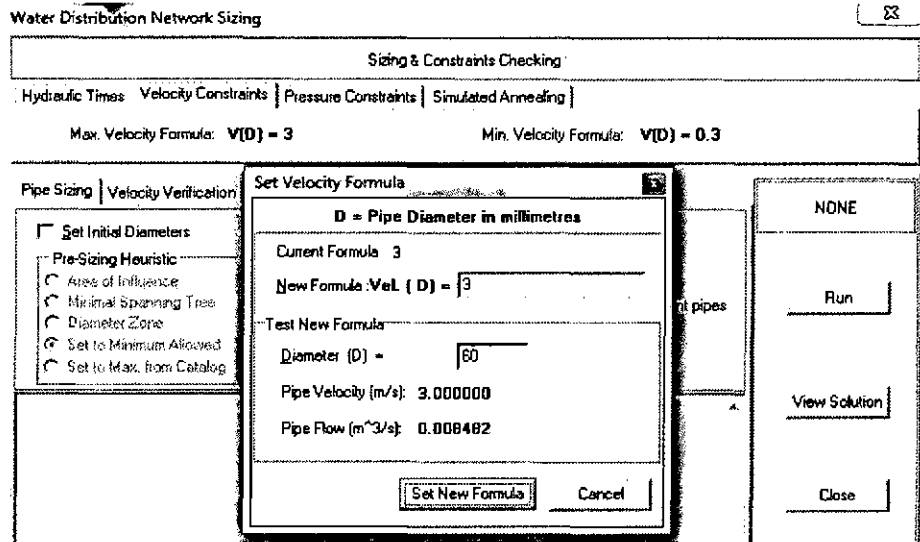
FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA N° 40. VALOR DE LA MÁXIMA PRESIÓN

Máxima y mínima velocidad

En el proyecto se ha fijado la velocidad máxima del fluido por las conducciones en un valor de 3 m/s (ver Figura N° 41).

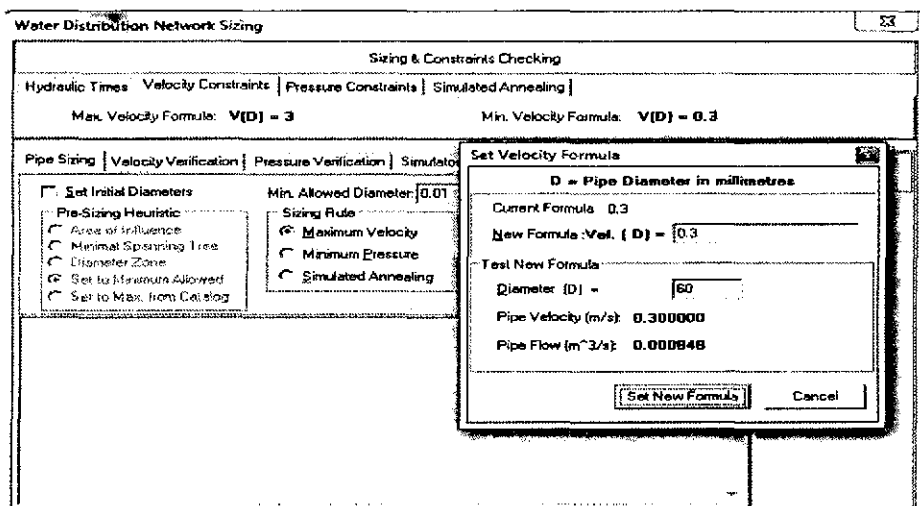
La velocidad mínima ha sido fijada en un valor de 0.3 m/s. Velocidades excesivamente bajas del fluido pueden causar problemas de depósito de sedimentos en las tuberías (ver Figura N° 42).



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA N° 41. ESTABLECIMIENTO DE RESTRICCIÓN DE MÁXIMA VELOCIDAD

Como se puede observar en la parte de test new formula te indica cual sería el caudal para un determinado diámetro de tubería. Puede servir de referencia para establecer uno u otra velocidad máxima.



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA N° 42. ESTABLECIMIENTO DE RESTRICCIÓN DE MÍNIMA VELOCIDAD

f) PASOS DEL DIMENSIONADO ÓPTIMO EN WATERNETGEN

Una vez realizados los pasos anteriores el programa está preparado para iniciar el cálculo del dimensionado, el programa lo divide en tres cálculos. El primero de ellos consiste en solucionar la red únicamente acorde a las restricciones de máxima velocidad, es decir dimensiona la red sin exceder la máxima velocidad en ninguno de los tramos calculados.

Tras esto, y tomando como resultado lo propuesto por el método de Máxima velocidad, el programa calcula acorde a las restricciones de mínima presión. Por último, una vez que la red está dimensionada respetando las restricciones de máxima velocidad y mínima presión el programa utilizará el algoritmo de recocido simulado (Simulated Annealing), con este algoritmo de funcionamiento similar a los algoritmos genéticos pero no igual (puesto que realiza mutaciones de datos pero no cruces de datos) se pretende encontrar el costo más económico posible respetando las restricciones.

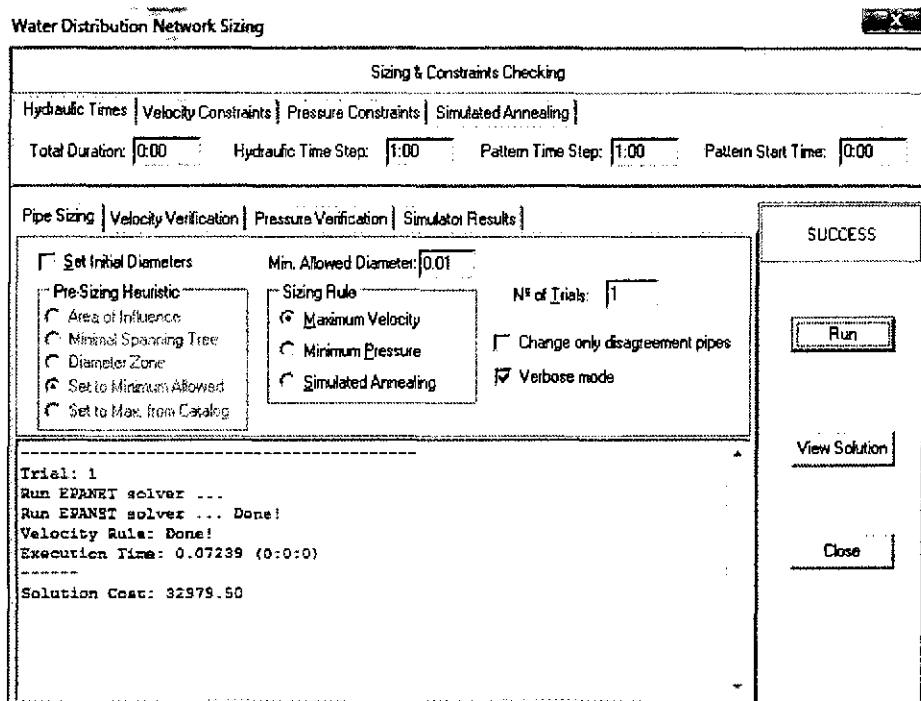
El motivo fundamental por el que se debe seguir este orden es porque así el algoritmo de recocido simulado no necesita realizar cruces de datos, ya que han sido previamente realizados con el cálculo de Máxima Velocidad y con el de Mínima Presión.

Los pasos a seguir para obtener un dimensionado óptimo con WaterNetGen se muestra de forma más detallada a continuación:

MÁXIMA VELOCIDAD

Lo primero es resolver de acuerdo con la regla de dimensionando (sizing rule) máxima presión. Se ejecuta el programa hasta que converja en un valor. Tras esto se obtendrá una red en la que solamente se han respetado las restricciones de máxima velocidad.

Como podemos observar en la Figura N° 43, el resultado ha convergido (aparece un mensaje en verde "SUCCESS"). Por lo tanto calculo con éxito el programa.



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA N° 43. CÁLCULO ES CONVERGENTE CON ÉXITO

Network Pipe List

E P A N E T
Hydraulic and Water Quality
Analysis for Pipe Networks
Version 2.0

Automatic Model Generation
and
Pre-Sizing Modules
Version 1.0

Network Pipe List Diameters

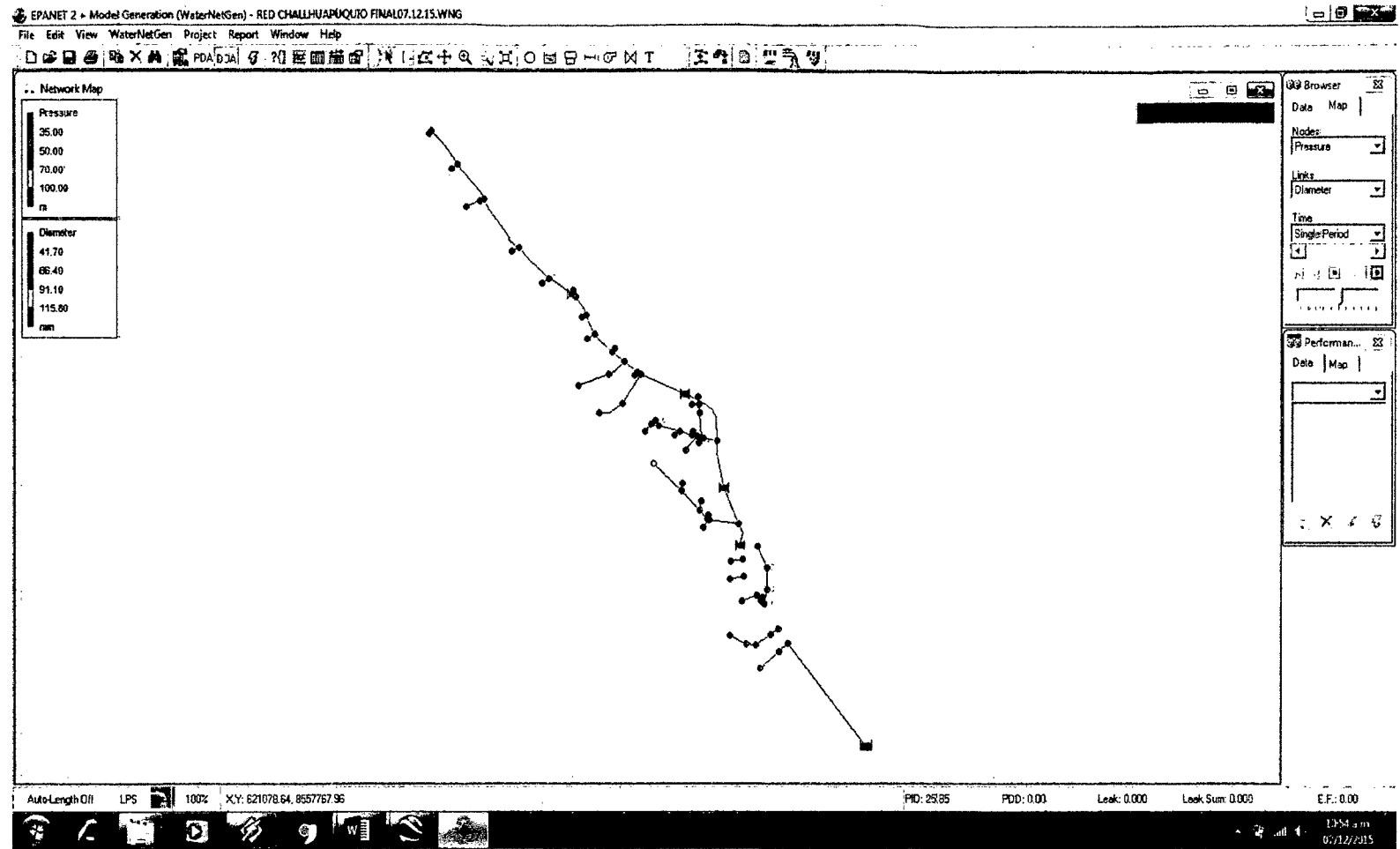
Pipe Type	Pipe Class	Diameter	Length	Price
NTP ISO-4422	C-10	110.00	114.646	2470.61
NTP ISO-4422	C-10	32.00	948.107	4076.86
NTP ISO-4422	C-10	40.00	68.472	360.85
NTP ISO-4422	C-10	60.00	119.493	740.60
NTP ISO-4422	C-10	63.00	116.328	848.03
NTP ISO-4422	C-10	75.00	48.069	490.70
NTP ISO-4422	C-15	110.00	160.826	3999.88
NTP ISO-4422	C-15	20.00	200.903	642.89
NTP ISO-4422	C-15	25.00	63.813	269.93
NTP ISO-4422	C-15	32.00	77.567	407.23
NTP ISO-4422	C-5	63.00	16.371	63.94
NTP ISO-4422	C-5	75.00	182.410	1028.78
NTP ISO-4422	C-5	90.00	302.688	2387.42
NTP ISO-4422	C-7.5	110.00	47.660	794.97
NTP ISO-4422	C-7.5	125.00	368.614	8008.19
NTP ISO-4422	C-7.5	40.00	839.118	3104.74
NTP ISO-4422	C-7.5	60.00	428.463	2053.79
NTP ISO-4422	C-7.5	75.00	155.395	1235.38

Solution Cost: 32979.50

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA N° 44. DETALLES DE LAS TUBERÍAS UTILIZADAS POR EL PROGRAMA CON MAXIMA VELOCIDAD

El costo total de la red simulada con máxima velocidad es de s/. 32,979.50, solo son cotos de tuberías. Cabe señalar que los costos son valores reales tomados de precios de venta del mercado, los diámetros de tuberías son comerciales que trabajan con diámetros interiores y exteriores reales según catálogos de tuberías.



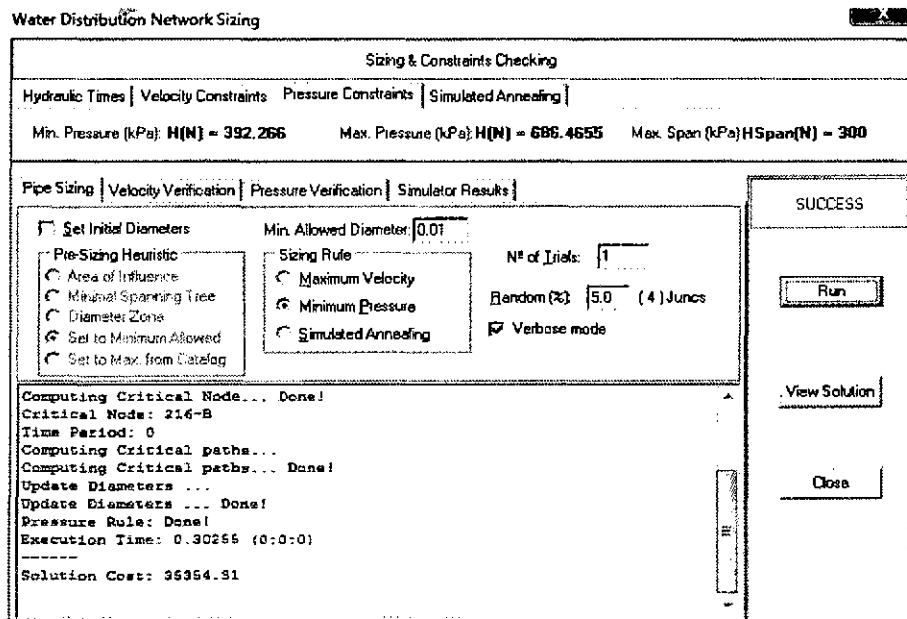
FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA
FIGURA N° 45. VISTA GLOBAL DE RESULTADOS OBTENIDOS CON MAXIMA VELOCIDAD CON EXITO

MÍNIMA PRESIÓN

El siguiente paso, por tanto debe ser realizar un dimensionado de la red obtenida que también siga las restricciones de mínima presión. Se ejecuta el programa hasta obtener un valor fijo, es decir una vez que haya convergido en un punto.

Tras estos dos tipos de dimensionado habremos obtenido una red en la que se respetan las variables hidráulicas que se han fijado como restricciones pero todavía no hemos llegado a la red más barata, es por ello que utilizaremos la simulación de Annealing.

Seguimos ejecutando el programa para seguir obteniendo mejoras en la red, es decir hasta el punto que el programa encuentre el mejor costo posible para este algoritmo (ver Figura N° 46, 47,48).



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

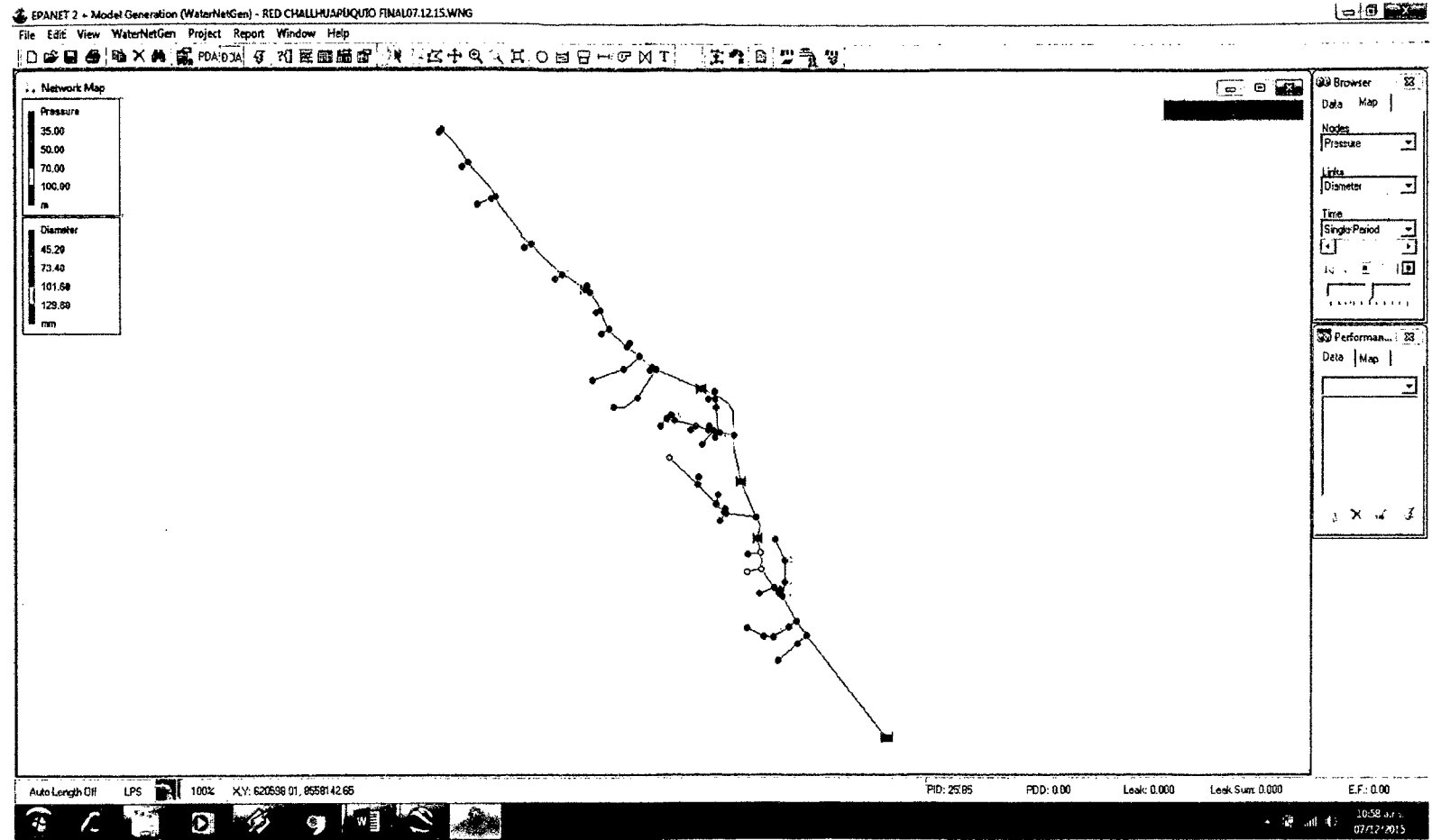
FIGURA N° 46. CÁLCULO ES CONVERGENTE CON ÉXITO

Network Pipe List				
E P A N E T				
Hydraulic and Water Quality Analysis for Pipe Networks Version 2.0				
Automatic Model Generation and Pre-Sizing Modules Version 1.0				
Network Pipe List Diameters				
Pipe Type	Pipe Class	Diameter	Length	Price
NTP ISO-4422	C-10	110.00	114.645	2470.61
NTP ISO-4422	C-10	32.00	949.107	4076.86
NTP ISO-4422	C-10	40.00	69.472	360.85
NTP ISO-4422	C-10	60.00	119.483	740.80
NTP ISO-4422	C-10	63.00	116.328	848.03
NTP ISO-4422	C-10	75.00	49.059	490.20
NTP ISO-4422	C-15	110.00	150.825	3999.38
NTP ISO-4422	C-15	20.00	209.903	642.89
NTP ISO-4422	C-15	25.00	63.613	269.93
NTP ISO-4422	C-15	32.00	77.667	407.23
NTP ISO-4422	C-5	63.00	15.371	63.94
NTP ISO-4422	C-5	75.00	182.410	1028.79
NTP ISO-4422	C-5	90.00	302.588	2387.42
NTP ISO-4422	C-7.5	140.00	414.274	11172.97
NTP ISO-4422	C-7.5	40.00	839.118	3104.74
NTP ISO-4422	C-7.5	60.00	423.463	2053.79
NTP ISO-4422	C-7.5	75.00	155.395	1235.39
Solution Cost: 35354.31				

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA N° 47. . DETALLES DE LAS TUBERÍAS UTILIZADAS POR EL PROGRAMA CON MINIMA PRESION CON ÉXITO

El costo total de la red simulada con mínima presión es de s/. 35,354.31, solo son costos de tuberías. Cabe señalar que los costos son valores reales tomados de precios de venta del mercado, los diámetros de tuberías son comerciales que trabajan con diámetros interiores y exteriores reales según catálogos de tuberías.

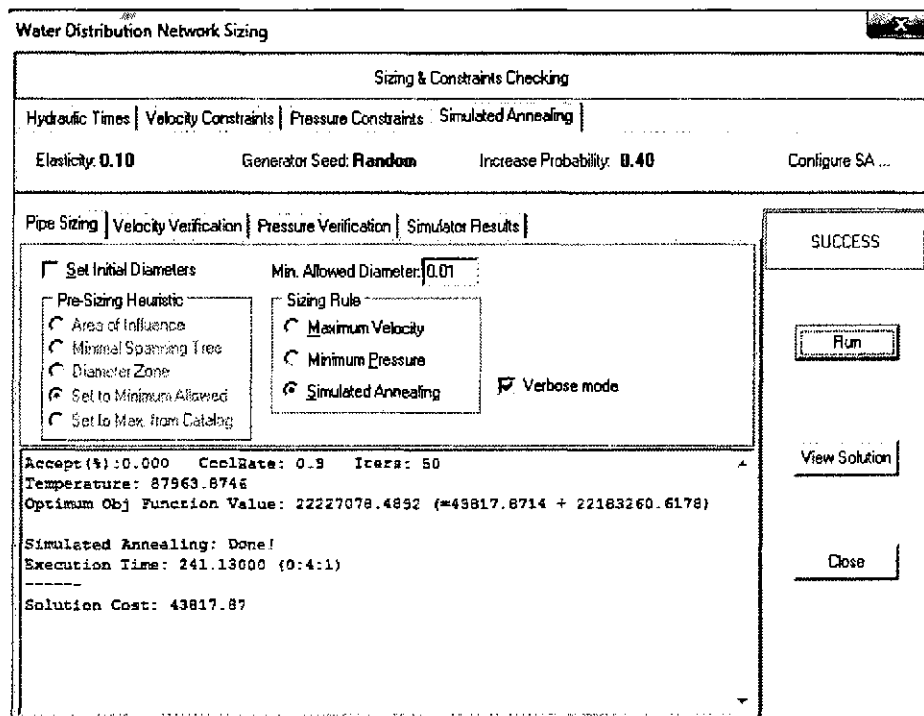


FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA
FIGURA N° 48. VISTA GLOBAL DE RESULTADOS OBTENIDOS CON MINIMA PRESION CON EXITO

SIMULACIÓN DE ANNEALING

Como ya se ha comentado este debe ser el último paso para que el dimensionado sea correcto y que el algoritmo puede realizar las llamadas mutaciones, es decir mejorar los datos comparando los que tenía anteriormente.

Este paso requiere en algunas ocasiones de varias horas, esto se debe a que si existen muchos mínimos locales el algoritmo necesita muchas iteraciones para alcanzar el mínimo global (ver Figura N° 49, 50,51).



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

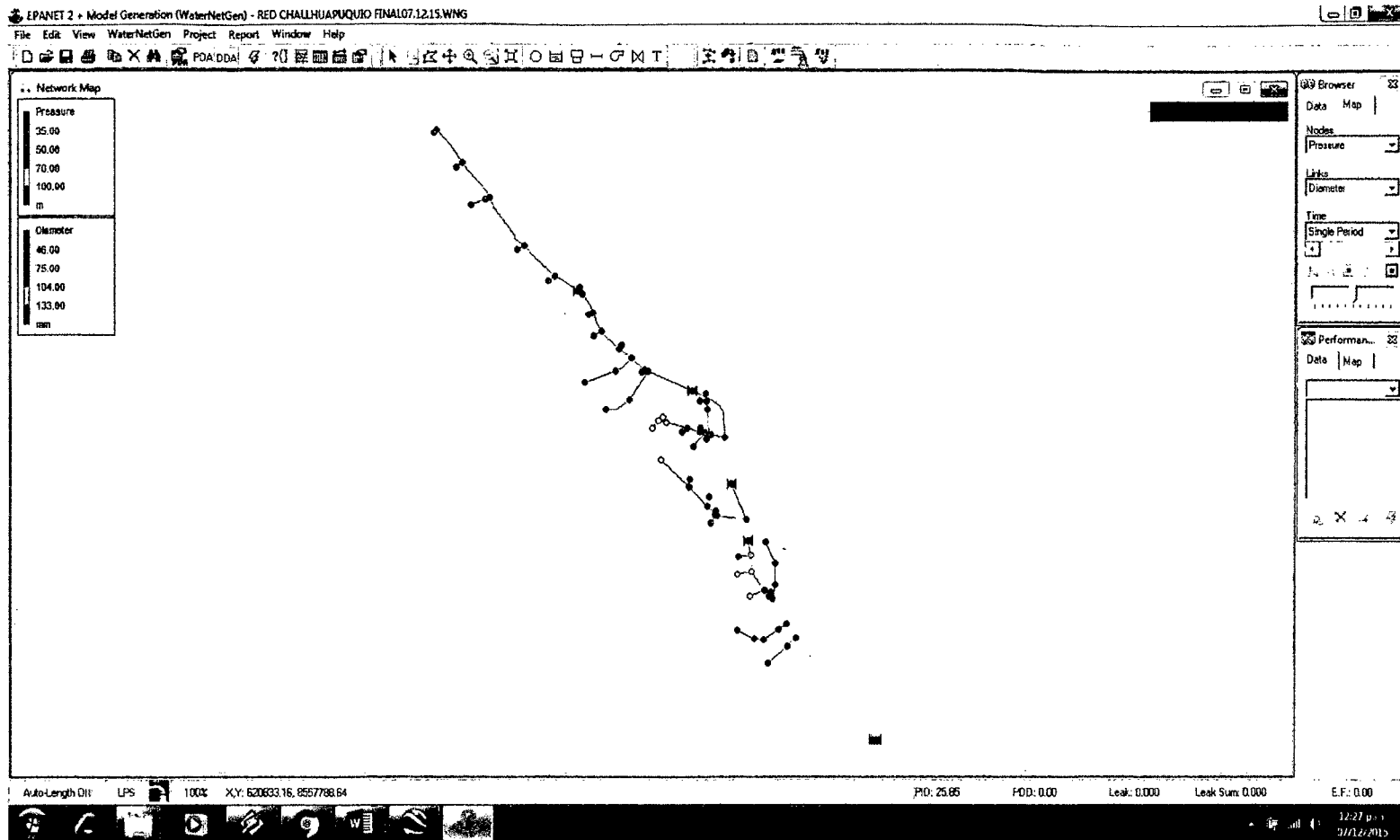
FIGURA N° 49. CÁLCULO GLOBAL DEL RESULTADO TRAS EL ANNEALING

Network Pipe List				
E P A N E T				
Hydraulic and Water Quality Analysis for Pipe Networks Version 2.0				
Automatic Model Generation and Pre-Sizing Modules Version 1.0				
Network Pipe List Diameters				
Pipe Type	Pipe Class	Diameter	Length	Price
NTP ISO-4422	C-10	110.00	12.718	274.08
NTP ISO-4422	C-10	125.00	101.927	2879.44
NTP ISO-4422	C-10	32.00	522.183	2245.39
NTP ISO-4422	C-10	40.00	335.220	1766.61
NTP ISO-4422	C-10	50.00	139.247	863.33
NTP ISO-4422	C-10	63.00	105.607	769.15
NTP ISO-4422	C-10	76.00	119.434	1218.23
NTP ISO-4422	C-10	90.00	78.858	1151.33
NTP ISO-4422	C-15	110.00	102.850	2727.57
NTP ISO-4422	C-15	140.00	47.975	2053.82
NTP ISO-4422	C-15	20.00	105.194	336.62
NTP ISO-4422	C-15	25.00	95.709	404.85
NTP ISO-4422	C-15	32.00	63.813	335.02
NTP ISO-4422	C-15	40.00	77.567	486.35
NTP ISO-4422	C-5	125.00	195.008	3005.07
NTP ISO-4422	C-5	140.00	107.580	2064.46
NTP ISO-4422	C-5	63.00	15.371	63.94
NTP ISO-4422	C-5	75.00	182.410	1028.79
NTP ISO-4422	C-7.5	125.00	47.660	1040.42
NTP ISO-4422	C-7.5	140.00	366.614	9887.58
NTP ISO-4422	C-7.5	40.00	311.131	1151.18
NTP ISO-4422	C-7.5	50.00	413.184	2003.94
NTP ISO-4422	C-7.5	63.00	287.589	1622.00
NTP ISO-4422	C-7.5	75.00	43.666	347.14
NTP ISO-4422	C-7.5	90.00	362.405	4031.55
Solution Cost: 43817.87				

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA N° 50. DETALLES DE LAS TUBERÍAS UTILIZADAS POR EL PROGRAMA TRAS EL ANNEALING

El costo total de la red simulada con el algoritmo Simulated Annealing de s/. 43,817.87, solo son cotos de tuberías. Cabe señalar que los costos son valores reales tomados de precios de venta del mercado, los diámetros de tuberías son comerciales que trabajan con diámetros interiores y exteriores reales según catálogos de tuberías.

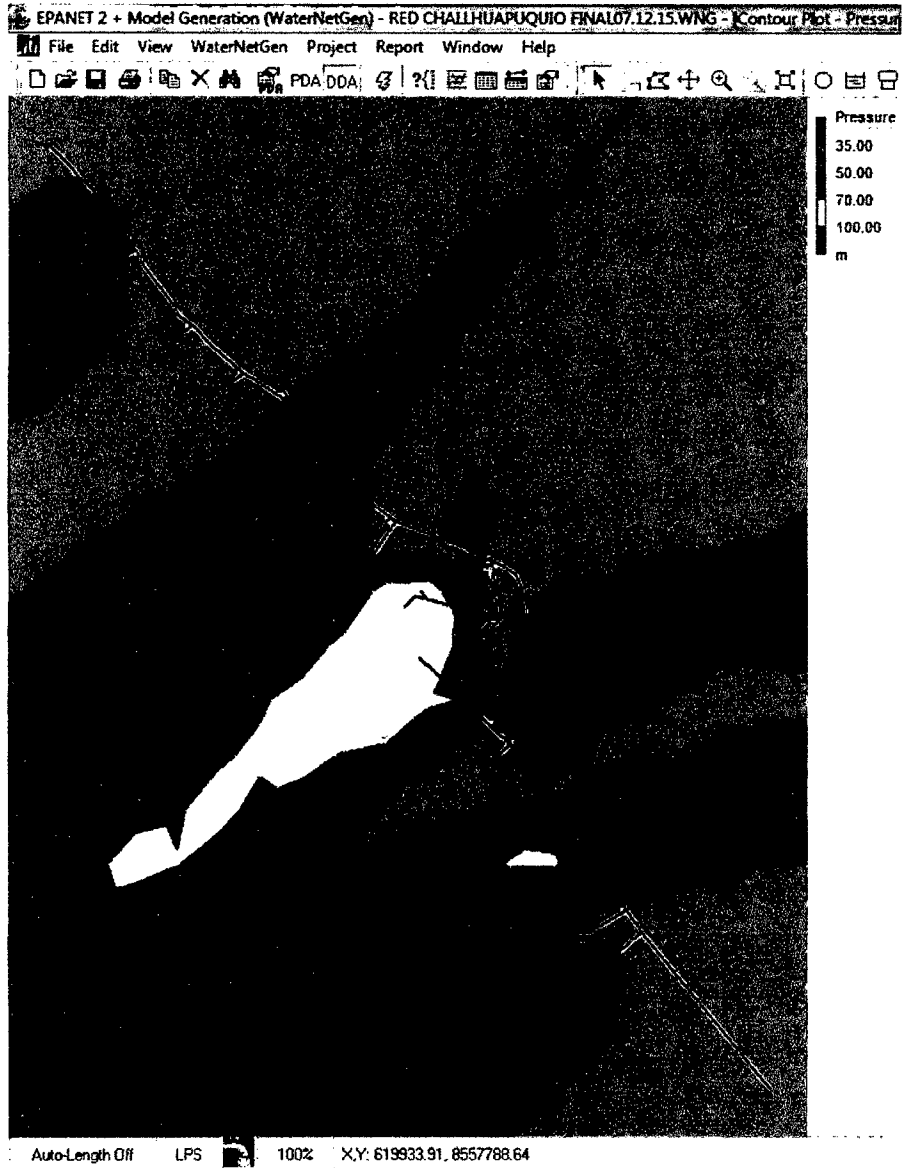


FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA
FIGURA N° 51. VISTA GLOBAL DEL RESULTADO TRAS EL ANNEALING

**CUADRO N° 14. VERIFICACIÓN DE PRESIONES PARA LA SOLUCIÓN
ENCONTRADA**

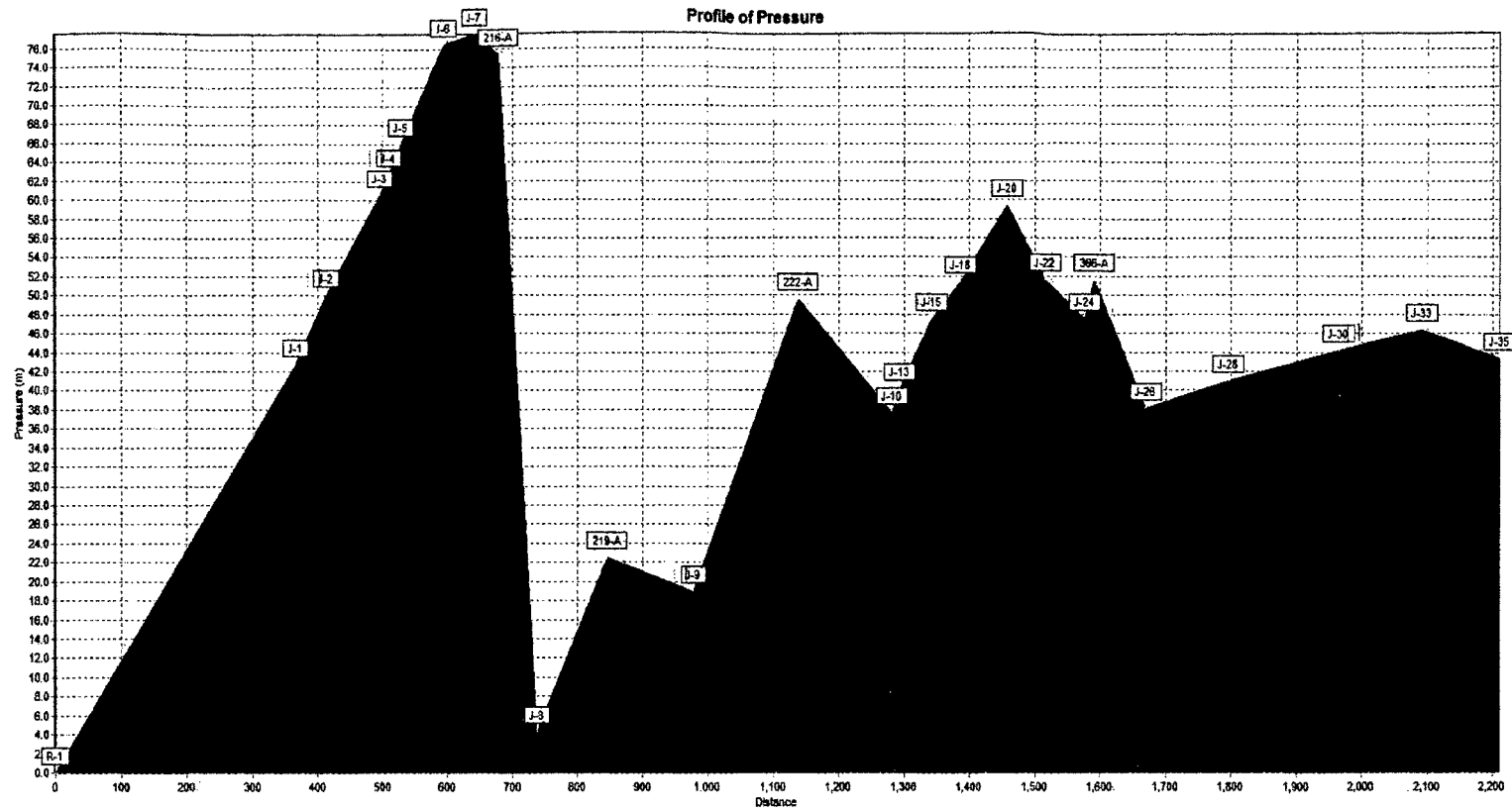
Nodo ID	Demanda l/seg	Cota m	presion m	Nodo ID	Demanda l/seg	Cota m	presion m
Junc J-1	0.00	3033.92	42.73	Junc J-43	0.60	2915.07	45.25
Junc J-2	0.00	3025.00	50.02	Junc J-44	0.00	2916.36	44.41
Junc J-3	0.00	3011.89	60.60	Junc J-45	0.29	2907.99	52.25
Junc J-4	0.00	3009.16	62.72	Junc J-46	0.00	2910.67	49.70
Junc J-5	0.00	3005.47	65.95	Junc J-47	0.82	2910.94	49.42
Junc J-6	0.00	2991.67	76.40	Junc J-48	0.00	2897.13	60.02
Junc J-7	0.00	2989.76	77.58	Junc J-49	0.14	2893.24	63.84
Junc J-8	0.00	2985.00	4.29	Junc J-50	0.00	2877.93	74.04
Junc J-9	0.00	2945.36	18.95	Junc J-51	0.24	2873.60	78.23
Junc J-10	0.00	2856.90	37.66	Junc J-52	0.00	2871.23	80.45
Junc J-11	0.49	2842.77	42.92	Junc J-53	0.58	2868.27	82.46
Junc J-12	0.53	2826.11	59.53	Junc J-54	0.00	2949.44	37.63
Junc J-13	0.00	2853.96	40.22	Junc J-55	0.36	2945.58	41.35
Junc J-14	1.29	2851.42	42.59	Junc J-56	0.00	2948.01	38.98
Junc J-15	0.00	2843.49	47.55	Junc J-57	0.04	2947.52	39.47
Junc J-16	0.96	2828.64	61.88	Junc J-58	0.00	2937.80	48.67
Junc J-17	0.67	2811.96	60.92	Junc J-59	0.13	2937.89	48.57
Junc J-18	0.00	2835.12	51.39	Junc J-60	0.00	2913.55	68.85
Junc J-19	1.29	2839.12	46.80	Junc J-61	0.65	2912.50	69.02
Junc J-20	0.00	2824.94	59.45	Junc J-62	0.53	2883.14	95.96
Junc J-21	0.60	2818.96	53.36	Junc J-63	1.05	3029.77	46.71
Junc J-22	0.00	2823.15	51.60	Junc J-64	0.99	3022.21	54.03
Junc J-23	0.60	2818.75	55.44	Junc J-65	1.05	3020.90	48.95
Junc J-24	0.00	2819.12	47.55	Junc J-66	0.23	3014.01	44.80
Junc J-25	0.43	2817.49	48.78	Junc J-67	0.51	3009.90	47.33
Junc J-26	0.00	2798.06	38.05	Junc J-68	0.90	3001.11	54.86
Junc J-27	0.14	2793.52	42.58	Junc J-69	0.57	3011.56	56.22
Junc J-28	0.00	2783.95	40.92	Junc J-70	0.88	3005.90	57.69
Junc J-29	0.28	2777.22	47.58	Junc J-71	0.71	3002.73	59.78
Junc J-30	0.00	2776.37	44.18	Junc J-72	0.65	3009.37	62.05
Junc J-31	0.70	2771.58	48.77	Junc J-73	0.84	2997.67	70.60
Junc J-32	0.70	2754.64	64.95	Junc J-74	0.40	2984.20	74.83
Junc J-33	0.00	2773.99	46.34	Junc J-75	0.65	2981.02	66.30
Junc J-34	0.93	2763.92	55.80	Junc 216-A	0.00	2990.26	75.37
Junc J-35	0.00	2774.16	43.33	Junc 216-B	0.00	2990.26	0.00
Junc J-36	0.93	2768.92	48.30	Junc 219-A	0.00	2965.99	22.49
Junc J-37	0.00	2923.98	38.66	Junc 219-B	0.00	2965.99	0.00
Junc J-38	0.82	2919.67	42.59	Junc 222-A	0.00	2900.00	49.60
Junc J-39	0.00	2921.45	40.66	Junc 222-B	0.00	2900.00	0.00
Junc J-40	0.36	2915.69	45.40	Junc 366-A	0.00	2814.59	51.64
Junc J-41	0.00	2914.45	46.12	Junc 366-B	0.00	2814.59	22.00
Junc J-42	0.32	2906.82	53.70	Resvr R-1	-25.85	3085.00	0.00

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA N° 52. MAPA DE ISOLÍNEAS DE PRESIONES



AutoLength Off LPS 563% XY: 619730.68, 6558731.66 PID: 25.95 PDD: 0.00 Leak: 0.000 Leak Sum: 0.000 E.F. 0.30

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA N° 53. PERFIL LONGITUDINAL DE LA LÍNEA PRINCIPAL DE LA RED DE RIEGO

**CUADRO N° 15. VERIFICACIÓN DE VELOCIDADES PARA LA SOLUCIÓN
ENCONTRADA**

Tramo ID	Longitud de tubería m	Diametro interno mm	Caudal l/seg	velocidad m/s	perdida unitaria m/km	Factor de fricción mm	Tramo ID	Longitud de tubería m	Diametro interno mm	Caudal l/seg	velocidad m/s	perdida unitaria m/km	Factor de fricción
Pipe P-1	366.61	129.80	25.85	1.95	22.56	0.015	Pipe P-42	68.77	46.20	1.26	0.76	14.83	0.023
Pipe P-2	47.66	115.80	23.81	2.26	33.71	0.015	Pipe P-43	22.10	37.00	0.92	0.86	23.56	0.023
Pipe P-3	82.56	113.00	21.12	2.11	30.51	0.015	Pipe P-44	19.76	45.20	0.32	0.20	1.43	0.032
Pipe P-4	12.72	99.40	18.96	2.44	46.60	0.015	Pipe P-45	22.58	37.00	0.60	0.56	11.10	0.026
Pipe P-5	19.36	113.00	18.31	1.83	23.55	0.016	Pipe P-46	13.26	37.00	2.07	1.93	99.80	0.020
Pipe P-6	65.24	94.60	17.47	2.49	50.99	0.015	Pipe P-47	51.47	28.80	0.29	0.45	10.25	0.029
Pipe P-7	47.98	120.40	17.07	1.50	15.27	0.016	Pipe P-48	14.96	46.20	1.78	1.06	26.25	0.021
Pipe P-8	37.61	94.60	16.42	2.34	45.56	0.016	Pipe P-49	9.94	69.40	0.82	0.22	0.96	0.028
Pipe P-9	63.40	118.80	16.42	1.48	15.18	0.016	Pipe P-50	38.04	28.80	0.96	1.47	84.18	0.022
Pipe P-10	107.58	133.00	14.71	1.06	7.23	0.017	Pipe P-51	18.38	28.80	0.14	0.21	2.93	0.036
Pipe P-11	131.61	118.80	14.71	1.33	12.45	0.016	Pipe P-52	63.81	27.40	0.82	1.39	80.75	0.022
Pipe P-12	182.41	71.20	10.54	2.65	83.34	0.016	Pipe P-53	18.14	28.80	0.24	0.37	7.38	0.031
Pipe P-13	143.13	83.40	10.54	1.93	37.45	0.016	Pipe P-54	23.24	36.20	0.58	0.56	11.60	0.026
Pipe P-14	94.46	28.80	1.02	1.57	93.77	0.022	Pipe P-55	27.43	28.80	0.58	0.89	34.49	0.025
Pipe P-15	78.86	61.40	0.53	0.10	0.22	0.033	Pipe P-56	88.04	46.20	1.71	1.02	24.45	0.021
Pipe P-16	12.26	83.40	9.52	1.74	31.16	0.017	Pipe P-57	27.57	37.00	0.36	0.33	4.56	0.030
Pipe P-17	10.76	46.20	1.29	0.77	14.83	0.023	Pipe P-58	4.66	46.20	1.35	0.81	16.10	0.023
Pipe P-18	48.06	67.80	6.23	2.23	64.99	0.017	Pipe P-59	10.05	37.00	0.04	0.04	0.09	0.047
Pipe P-19	80.55	57.00	1.63	0.64	8.23	0.023	Pipe P-60	33.26	46.20	1.31	0.78	15.24	0.023
Pipe P-20	95.71	21.40	0.67	1.86	184.23	0.022	Pipe P-61	26.90	46.20	0.13	0.08	0.25	0.038
Pipe P-21	44.95	57.00	6.60	2.59	100.64	0.017	Pipe P-62	77.57	34.40	1.18	1.27	51.88	0.022
Pipe P-22	12.58	36.20	1.29	1.25	47.62	0.022	Pipe P-63	20.91	28.80	0.65	1.00	42.18	0.024
Pipe P-23	71.38	67.80	5.31	1.47	29.47	0.018	Pipe P-64	110.33	28.80	0.53	0.81	29.43	0.025
Pipe P-24	26.44	17.00	0.60	2.64	456.86	0.022	Pipe P-65	33.72	69.40	2.04	0.54	4.78	0.022
Pipe P-25	57.68	45.20	4.71	2.94	167.39	0.017	Pipe P-66	74.23	58.40	0.99	0.37	3.04	0.026
Pipe P-26	15.02	28.80	0.60	0.92	36.61	0.024	Pipe P-67	29.10	36.20	2.69	2.61	177.57	0.018
Pipe P-27	61.81	45.20	4.11	2.56	130.83	0.018	Pipe P-68	50.40	28.80	1.64	2.52	219.28	0.020
Pipe P-28	19.34	28.80	0.43	0.66	23.39	0.026	Pipe P-69	26.31	36.20	1.41	1.37	55.79	0.021
Pipe P-29	22.85	46.20	0.14	0.08	0.31	0.041	Pipe P-70	55.18	37.00	0.90	0.84	22.66	0.023
Pipe P-30	124.88	46.20	3.54	2.11	89.94	0.018	Pipe P-71	39.37	36.20	2.16	2.10	119.66	0.019
Pipe P-31	22.71	37.00	0.28	0.26	2.95	0.032	Pipe P-72	60.60	36.20	1.59	1.54	69.13	0.021
Pipe P-32	171.75	58.40	3.26	1.22	25.15	0.019	Pipe P-73	64.87	36.20	0.71	0.69	16.55	0.025
Pipe P-33	11.54	46.20	1.40	0.84	17.16	0.022	Pipe P-74	11.00	28.80	0.65	1.00	42.17	0.024
Pipe P-34	44.92	36.20	0.70	0.63	16.14	0.025	Pipe P-75	47.27	28.80	0.84	1.29	66.39	0.023
Pipe P-35	128.35	83.40	1.66	0.34	1.69	0.024	Pipe P-76	40.75	17.00	0.40	1.76	222.05	0.024
Pipe P-36	22.32	36.20	0.93	0.93	26.64	0.023	Pipe P-77	38.01	17.00	0.65	2.86	527.16	0.021
Pipe P-37	118.30	37.00	0.93	0.86	24.01	0.023	Pipe P-78	15.37	59.80	3.68	1.31	27.90	0.019
Pipe P-38	9.91	36.20	0.93	0.90	26.67	0.023	Pipe P-79	78.66	83.40	3.68	0.67	5.66	0.020
Pipe P-39	41.61	58.40	4.17	1.56	39.12	0.019	Valve PRV-1	0.50	148.40	16.42	0.95	75.52	0.000
Pipe P-40	19.37	37.00	0.82	0.76	19.23	0.024	Valve PRV-2	0.50	148.40	14.71	0.85	22.53	0.000
Pipe P-41	6.57	46.20	3.35	2.03	81.47	0.019	Valve PRV-3	0.50	152.40	10.54	0.58	49.69	0.000
							Valve PRV-4	0.50	59.80	3.68	1.31	29.70	0.000

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

El sistema cumple las restricciones y se configura como una buena solución, los costos obtenidos en la optimización de la red Challhuapuquio en el software WaterNetGen según los pasos seguidos para un dimensionado óptimo con WaterNetGen se muestra:

CUADRO N° 16. RESUMEN LOS COSTOS OBTENIDOS EN LA OPTIMIZACIÓN DE LA RED CHALLHUAPUQUIO EN EL SOFTWARE WATERNETGEN

CONDICIÓN SIMULACION	COSTO DE LA RED	
MAXIMA VELOCIDAD	S/.	32,979.50
MINIMA PRESION	S/.	35,354.31
ANNEALING	S/.	43,817.87

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

De acuerdo a los resultados obtenidos con el software WaterNetGen de acuerdo al orden de cálculo de Máxima Velocidad y de Mínima Presión, se obtiene un dimensionado óptimo con el algoritmo de recocido simulado (Simulated Annealing) cuyos costos de la red de riego Challhuapuquio para los dos modelos de Clément es S/. 43,817.87.

4.2.5 ANÁLISIS DEL PRIMER VS SEGUNDO MODELO DE CLÉMENT

Si bien es cierto, la base general de los modelos de Clément es no sobredimensionar el sistema de riego, es decir, reducir diámetros de tuberías y por ende costos, estos caudales fueron calculados analíticamente se muestra en los cuadros N° 12, 13 y el software Gestar 2014 (ver Figuras N° 20, 21, 22, 23, 24,25,26). Cuyo resumen para los dos modelos se muestra cuadro N° 17.

CUADRO N° 17. RESUMEN DEMANDA DE CAUDALES

Caudal	Primer modelo	Segundo modelo
und	l/s	l/s
Línea	25.83	25.83
Clement	17.50	17.39

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

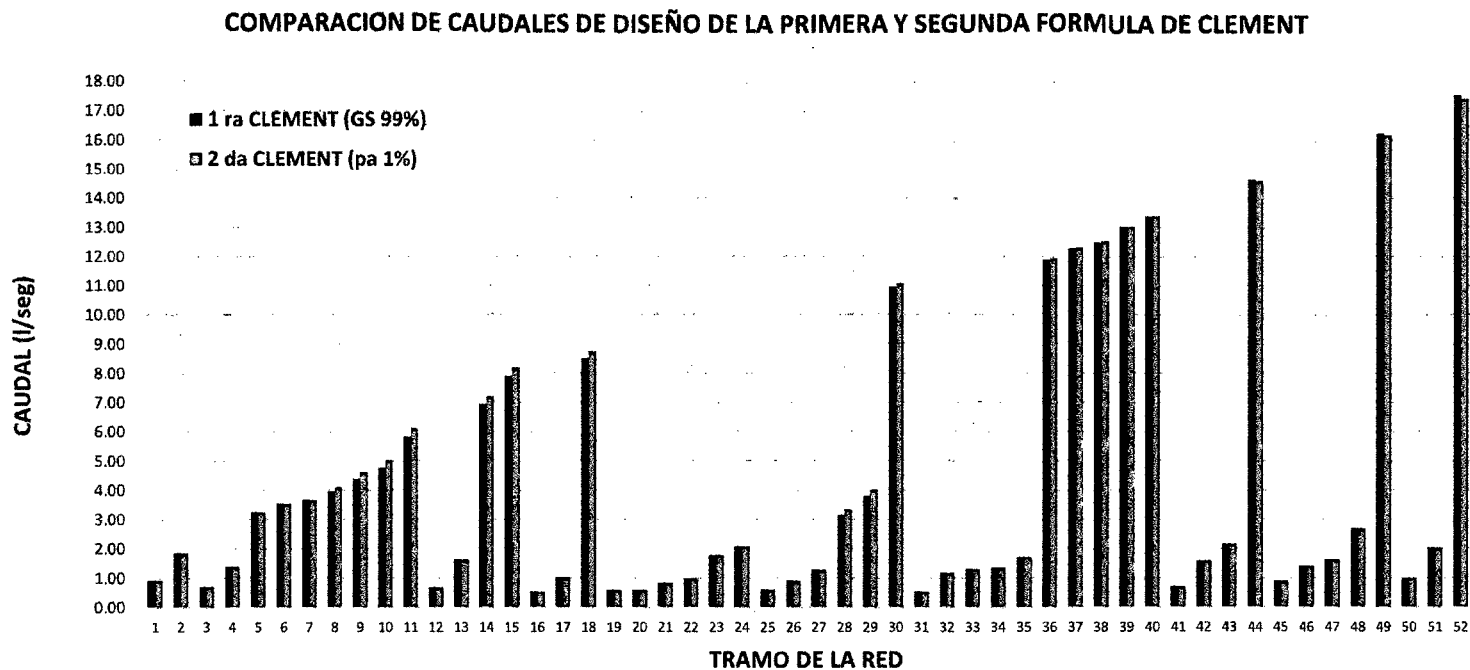
A través de la cuadro N° 17. Se observa que entre un modelo y otro existe una mínima diferencia en los caudales de Clément para el primer y segundo modelo de 0.11 l/seg el cual no es significativo e incidente en el dimensionado de la red de riego, mientras los caudales en línea son iguales tanto para el primer y segundo modelos de Clément es por ello que se obtiene los mismos resultados en la optimización de la red de riego.

Los caudales de Clément que se muestra en el cuadro N° 18 corresponde a la aplicación de la primera fórmula de Clément con una garantía de suministro de 99%, para la segunda fórmula de Clément con $P_a=1\%$ se observa que no hay un incremento significativo de los caudales ver Figura N° 54.

CUADRO N° 18. RESUMEN DE CAUDALES DE DISEÑO (l/s)

TRAMO	N° DE TOMAS	CAUDAL ACUMULADO	1 ra CLEMENT (GS 99%)	2 da CLEMENT (pa 1%)
1	1.00	0.93	0.93	0.93
2	2.00	1.85	1.85	1.85
3	1.00	0.70	0.70	0.70
4	2.00	1.40	1.40	1.40
5	4.00	3.25	3.25	3.25
6	5.00	3.53	3.53	3.53
7	6.00	3.67	3.67	3.67
8	7.00	4.10	3.96	4.10
9	8.00	4.70	4.37	4.63
10	9.00	5.31	4.77	5.02
11	10.00	6.59	5.83	6.11
12	1.00	0.67	0.67	0.67
13	2.00	1.64	1.64	1.64
14	12.00	8.23	6.94	7.21
15	13	9.52	7.91	8.19
16	1	0.53	0.53	0.53
17	2	1.02	1.02	1.02
18	15	10.54	8.50	8.75
19	1.00	0.58	0.58	0.58
20	1.00	0.58	0.58	0.58
21	2.00	0.82	0.82	0.82
22	3.00	0.96	0.96	0.96
23	4.00	1.78	1.78	1.78
24	5.00	2.07	2.07	2.07
25	1.00	0.60	0.60	0.60
26	2.00	0.93	0.93	0.93
27	3.00	1.29	1.29	1.29
28	8.00	3.36	3.14	3.33
29	9.00	4.18	3.80	4.01
30	24.00	14.72	10.93	11.06
31	1.00	0.53	0.53	0.53
32	2.00	1.18	1.18	1.18
33	3.00	1.31	1.31	1.31
34	4.00	1.35	1.35	1.35
35	5.00	1.71	1.71	1.71
36	29.00	16.43	11.89	11.95
37	30.00	17.07	12.27	12.32
38	31.00	17.47	12.49	12.52
39	32.00	18.31	13.00	13.03
40	33.00	18.96	13.38	13.39
41	1.00	0.71	0.71	0.71
42	2.00	1.59	1.59	1.59
43	3.00	2.15	2.15	2.15
44	36.00	21.12	14.65	14.62
45	1.00	0.90	0.90	0.90
46	2.00	1.41	1.41	1.41
47	3.00	1.64	1.64	1.64
48	4.00	2.68	2.68	2.68
49	40.00	23.80	16.25	16.17
50	1.00	0.99	0.99	0.99
51	2.00	2.03	2.03	2.03
52	42.00	25.83	17.50	17.39

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA N° 54. COMPARACIÓN DE LOS CAUDALES DE DISEÑO RESULTANTES PARA LAS FÓRMULAS DE (CLÉMENT)

4.2.6 VOLUMEN DEL RESERVORIO DE CHALLHUAPUQUIO

El volumen del reservorio es de 200.00 m³ de acuerdo a la metodología del balance de oferta y demanda de los cultivos por los modelos de Clément que se muestra en el cuadro N° 17.

CUADRO N° 19. BALANCE OFERTA DEMANDA – SISTEMA DE RIEGO CHALLHUAPUQUIO

CÁLCULOS		M E S E S											
		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Nº de días/mes	días	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
ETP (*)	mm/día	4.38	3.95	3.85	3.49	3.42	3.02	3.11	3.60	4.32	4.92	5.18	5.24
ETP (*)	mm/mes	135.76	110.48	119.25	104.72	105.98	90.67	96.50	111.64	129.59	152.46	154.73	162.29
Kc Ponderado	0.96	0.92	0.68	0.00	0.32	0.69	0.94	1.01	0.73	0.44	0.52	0.79
ETA	mm/día	4.22	3.63	2.62	0.00	1.11	2.10	2.93	3.62	3.15	2.14	2.68	4.12
Precipitación promedio mensual	mm/mes	129.50	144.50	130.00	46.20	11.60	7.30	16.20	14.80	27.30	49.10	71.60	109.60
Precipitación efectiva (método USA) (**)	mm/mes	82.43	83.90	85.22	25.78	0.00	0.00	0.00	0.00	10.17	30.68	32.21	68.20
Nn (Lamina neta - Necesidades netas)	mm/día	1.56	0.64	-0.13	-0.66	1.11	2.10	2.93	3.62	2.81	1.15	1.61	1.92
Eficiencia de riego (***)	%	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
Nr (Lamina bruta- Necesidades Brutas de Riego)	Lts/m²*día	1.95	0.80	-0.17	-1.07	1.38	2.62	3.66	4.53	3.51	1.44	2.01	2.39
Req. Vol. Bruto	m³/ha	483.49	178.11	-41.24	-257.75	343.08	629.84	907.52	1122.12	841.98	356.42	481.57	593.75
Req Vol Neto.	m³/ha	604.43	222.67	-51.56	-322.23	428.80	787.39	1134.54	1402.83	1052.61	445.58	602.04	742.27
Caudal ficticio continuo (0.116*Nr)	l/seg.ha	0.23	0.09	-0.02	-0.12	0.16	0.30	0.42	0.52	0.41	0.17	0.23	0.28
Nº de Horas de riego	hrs	22.00	22.00	22.00	22.00	22.00	22.00	22.00	22.00	22.00	22.00	22.00	22.00
Rendimiento de la red (JER/24=22/24)		0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Caudal ficticio continuo para satisfacer la JER	l/seg.ha	0.25	0.10	-0.02	-0.14	0.17	0.33	0.46	0.57	0.44	0.18	0.25	0.30
Area total de riego	has	33.00	33.00	25.00	0.00	21.50	21.50	21.50	21.50	21.50	16.00	33.00	33.00
Q. demanda	l/seg	17.02	6.94	-1.10	0.00	7.87	14.93	20.82	25.74	19.96	6.08	17.52	20.90
Oferta fuente (****)	(l/s)	23.68	23.68	23.68	23.68	23.68	23.68	23.68	23.68	23.68	23.68	23.68	23.68
Oferta fte y reserv.	(l/s)	25.83	25.83	25.83	25.83	25.83	25.83	25.83	25.83	25.83	25.83	25.83	25.83

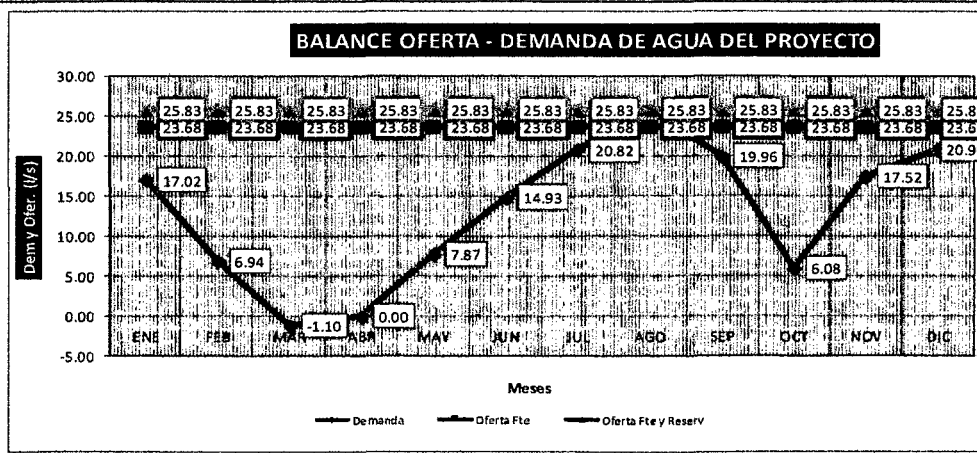
* El Eto fue calculado por el método de Hargraves

** La Precipitación Efectiva fue calculado (método USA) (**)

***Eficiencia de Riego 0.80

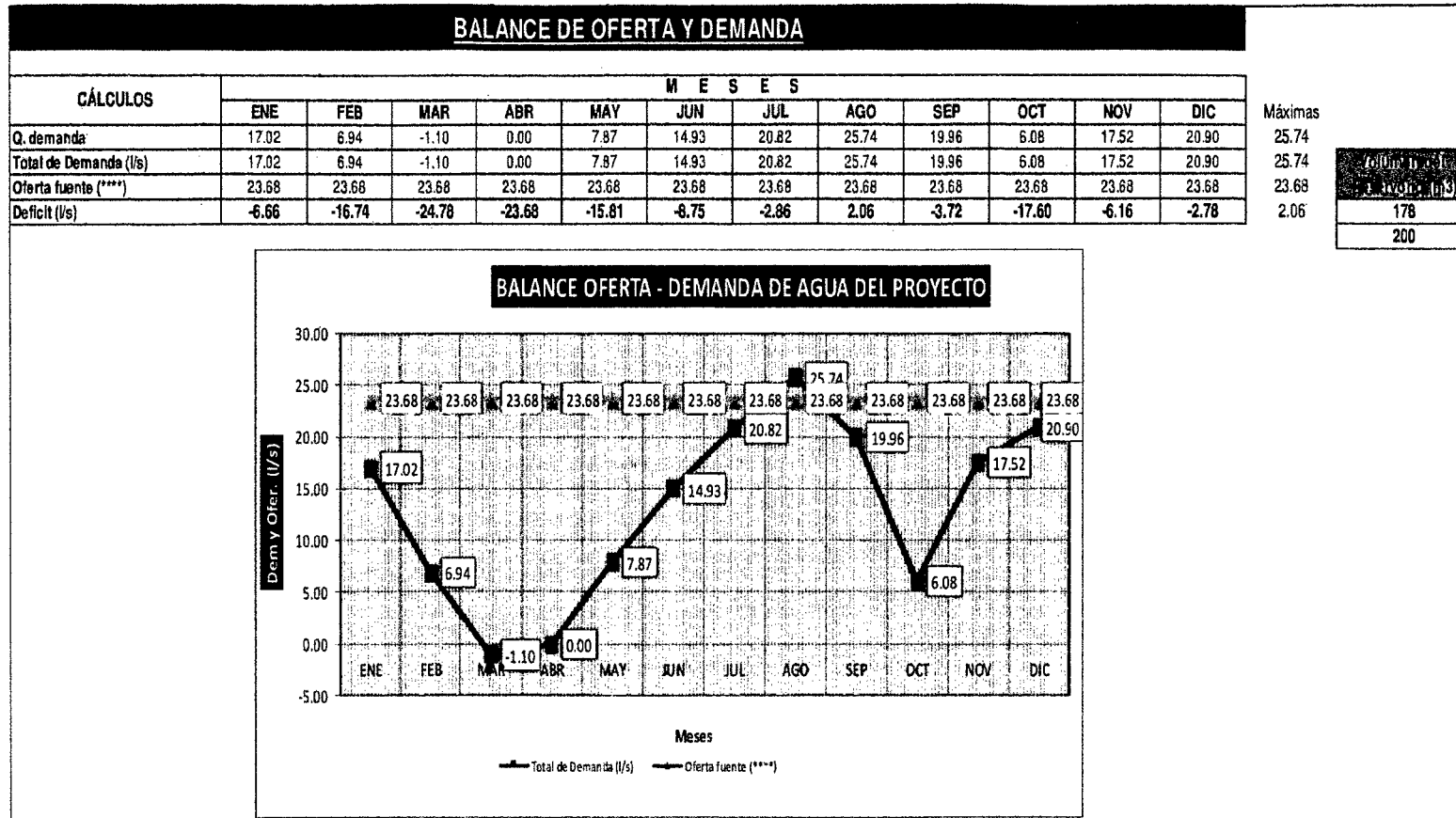
DISTRIBUCIÓN DE Pp EFECTIVA (Método USA)

VAR. PRECIPITACIÓN	% PE
5	0
30	95
55	90
80	82
105	65
130	45
155	25
>155	5



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

CUADRO N° 20. CALCULO VOLUMEN DE RESERVOIRIO CHALLHUAPUQUIO



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

A continuación se narra los principales aportes en este trabajo de investigación

1. Al aplicar las dos fórmulas de Clément (ver cuadro N° 18) muestra que los caudales obtenidos son muy similares. Lo cual explica el éxito y la difusión de la primera fórmula de Clément, mucho más empleada que el segundo modelo, más complejos y cuya mayor laboriosidad no aporta más verosimilitud ni seguridad de cara a satisfacer las demandas adecuadamente.
2. La primera y la segunda fórmula de Clément, ambas fórmulas con objeto de establecer una relación entre la garantía de suministro (GS), que es el parámetro que caracteriza el grado de satisfacción de la demanda en su primera expresión, y la probabilidad de saturación

(Pa), que es el parámetro que hace lo propio en la segunda. A la vista de estos resultados Clément estima que si se aplica la primera fórmula de la demanda y se persigue obtener una probabilidad de saturación del 1%, en redes pequeñas (hasta 100 tomas) se debe adoptar un valor de la garantía de suministro del 99%; que puede ir disminuyendo conforme aumenta el número de tomas de la red hasta el 95% que se recomienda para redes grandes (más de 400 tomas).

3. Al aplicar la primera fórmula de Clément se logró aplicar los parámetros de riego (caudal continuo unitario o caudal ficticio continuo, grado de libertad, garantía de suministro y coeficiente de seguridad de la red).

- En una red correctamente dimensionada es habitual fijar el caudal continuo unitario para cubrir la alternativa media de cultivos durante el periodo de máximo consumo de la campaña de riego. Este parámetro en sí mismo no suele contener ningún margen de seguridad, y es consecuencia de los estudios agronómicos previos al proyecto.
- El grado de libertad que se concede a las tomas de riego es un indicador del nivel de confort que tiene el usuario en la derivación del agua precisa para el riego de su parcela.
 - Valor mínimo $GL \geq 24/16 = 1.50$ Para el consumo de la alternativa media de cultivos

- Valor mínimo $GL \geq 24/20 = 1.20$ Para el cultivo, de entre los previstos en los estudios agronómicos, de mayor consumo de agua en punta
 - Valor recomendable $GL = 2$, este valor asegura repartos de los intervalos de riego de los usuarios suficientemente uniforme a lo largo del día, ajustándose a la distribución normal.
 - Valor recomendable $GL = 3$, parcelas en torno a 5 ha. Debe acompañarse con valores de $GS \sim 99\%$.
 - Valor recomendable $GL = 3$, parcelas pequeñas, de debe considerar coeficiente de seguridad.
- La garantía de suministro es el indicador de la calidad estadística del servicio que presta la red en las condiciones de proyecto, es decir señala la probabilidad con que se garantiza el suministro de agua a los usuarios, para un consumo y unas condiciones fijadas de antemano.
 - En zonas regables con parcelas de pequeña extensión ($S < 10$ ha) y grado de libertad alto ($GL = 2$) la garantía tenga valores muy altos ($GS > 99\%$), mientras que si la parcelación aumenta de tamaño ($S > 15$ ha) y se reduce el grado de libertad hasta valores próximos a 16 h de riego ($GL \sim 1,5$) la garantía de suministro puede ser del 97 al 99%.

- El margen de holgura con que se dota al dimensionamiento de la red puede realizarse mediante aplicación del rendimiento r . En la elección de uno u otro se recomienda tener presente lo siguiente.
 - El rendimiento de la red r es un coeficiente de seguridad, aplicado al dimensionamiento de las conducciones de la red, que actúa de una forma muy singular, ya que obliga a la red a que esté capacitada para dar el consumo de punta de campaña en menos horas de las 24 h disponibles del día. El cálculo de los caudales circulantes por la red se realiza con el artificio de reducir virtualmente el número de horas del día, lo cual repercute directamente sobre la probabilidad de que la toma de cada parcela esté o no abierta.
 - El rendimiento de la red r es un coeficiente de seguridad, que varían entre 0,67 (16/24) y 0,93 (22/24).
 - El número de parcelas varía en función del grado de libertad del usuario, de la garantía de suministro y del coeficiente de seguridad de la red; es decir, de la combinación de estos tres parámetros de riego.
- 4. El software WATERNETGEN de EPANET tiene herramientas muy prácticas y confiables para la verificación de las restricciones como lo son las presiones mínimas o máximas o las velocidades mínimas o máximas permitidas.

5. El software WATERNETGEN de EPANET tiene limitaciones en la optimización de redes que cuenten con elementos como bombas, turbinas o tanques de almacenamiento que tengan variación de nivel. Por lo tanto se debe hacer una modelación y optimización de dichas redes sin estos elementos.
6. El dimensionado óptimo con el algoritmo de recocido simulado (Simulated Annealing) cuyos costos de la red de riego Challhuapuquio para los dos modelos de Clément es S/. 43, 817.87.
7. El sistema de riego por aspersión a la demanda permite al regante abrir su toma en el momento que estime oportuno con la libertad de disponer del recurso hídrico todo el tiempo que lo desee esta forma de riego permite la libre disponibilidad del agua por el agricultor en condiciones de presión y caudal adecuadas y contribuye a conseguir un uso más eficiente de la misma, Así, cada agricultor puede programar sus riegos de acuerdo con las necesidades concretas de sus cultivos, según el estado fenológico en que se encuentren.
8. En el presente trabajo de investigación se lograron los objetivos planteados donde se logró la optimización de los diámetros de tuberías y el trazado de las tuberías utilizando el primer y segundo modelo de Clément en la comunidad de Challhuapuquio del distrito de san Miguel, provincia de La Mar– Ayacucho, prueba de ello es que las restricciones de velocidad, presiones en los hidrantes se encuentran dentro del rango preestablecido antes del diseño hidráulico.

5.2 RECOMENDACIONES

- El trazado de la red debe ser diseñado tomando en cuenta la topografía del sector, la disponibilidad de accesorios de tubería y evitando en lo posible que las líneas de conducción pasen por el centro de las parcelas.
- Realizar la estimación de los caudales, a través de los modelos de Clément, calculando dotaciones por línea, mas no una dotación media de todo el sistema.
- Continuar con el estudio en cuanto a métodos de diseño de redes de riego, que permitan mejorar, la calidad de los sistemas y disminuir costos de instalación y operación.

CAPITULO VI

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

6.1 BIBLIOGRAFIA

- CAMACHO E., RECA J., LÓPEZ R. y ROLDÁN J. (1998) Caudales de proyecto en una red de riego IV Congreso Internacional de Ingeniería de Proyectos. AEIPRO. Córdoba. 1629-1637.
- GRANADOS A. (1986). Redes colectivas de riego a presión (1ª edición 1986) Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Colección Escuelas. Madrid.
- GRANADA, I. (2015). Tesis para optar título de ingeniería civil: "Análisis de la sensibilidad de la calidad operacional en sistemas de riego colectivo". Área Técnica de Titulación de Ingeniería civil, Universidad Técnica Particular de Loja -Ecuador."
- GRANADOS, A. (1990). Infraestructura de regadíos: redes colectivas de riego a presión (2a edición). E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid.

- GRANADOS, A. (2013). Tesis doctoral: Criterios para el dimensionamiento de redes de riego robustas frente a cambios en la alternativa de cultivos. ETSI Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid.
- LAMADDALENA N. y CIOLLARO G. (1993) Taratura della formula di Clément in un distretto irriguo dell'Italia meridionale V Convegno Nazionale AIGR. Il ruolo dell'ingegneria per l'agricoltura del 2000.
- Lamaddalena N.; Sagardoy J. A. (2000). Performance analysis of on-demand pressurized irrigation systems, FAO irrigation and drainage paper 59.
- LABYE Y., OLSON M.A., GALAND A. y TSITOURIS N. (1988) Design and optimization of irrigation distribution networks FAO. Irrigation and Drainage Paper 44. Roma.
- MARTÍNEZ Alonso R. (2004) Evaluación de los caudales de punta en redes colectivas de riego a la demanda Tesis Doctoral. ETSI Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid.
- MONSERRAT J., POCH R., COLOMER M.A. y MORA F. (2004) Analysis of Clément's first formula for irrigation distribution networks Journal of Irrigation and Drainage Engineering. ASCE. 130(2) 99-105.

- PUIGJANER R. (2001) Modelado del comportamiento de sistemas informáticos y de comunicaciones Material docente. Universidad Miguel Hernández. Elche.
- PLANELLS, J. F. ORTEGA, M. VALIENTE, J. MONTERO y J.M. TARJUELO, (1999).Criterios para el diseño de redes colectivas de riego. Ingeniería del agua Vol. 6. Centro Regional de Estudios del Agua. Instituto de Desarrollo Regional. Universidad de Castilla-La Mancha. Campus Universitario s/n,
- RODRIGO J., HERNÁNDEZ J.M., PÉREZ A. y GONZÁLEZ J.E. (1992) Riego localizado Mundi-Prensa. IRYDA. Madrid.
- RODRÍGUEZ DÍAZ J.A., CAMACHO E. y LÓPEZ R. (2007) Model to forecast maximum flows in on-demand irrigation distribution networks Journal of Irrigation and Drainage Engineering. ASCE. 133(3) 222-231.

CAPITULO VII
ANEXO

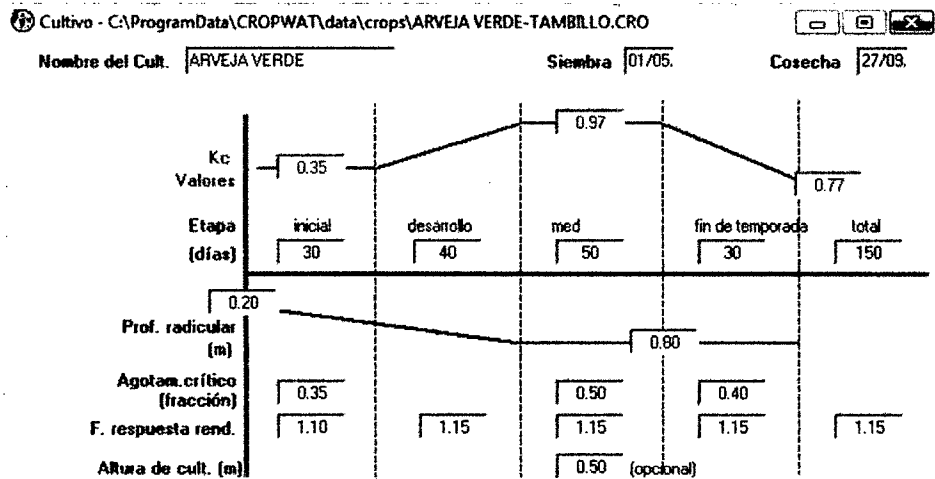
CAPITULO VII	152
ANEXO	152
ANEXO 1	154
ENTORNO DEL SOFTWARE CROPWAT	154
DATOS DE LOS CULTIVOS	155
FIGURA N° 01: DATOS DEL CULTIVO ARVEJA VERDE	155
FIGURA N° 02: DATOS DEL CULTIVO DE PAPA	155
FIGURA N° 03: DATOS DEL CULTIVO DE MAÍZ CHOCLO	156
FIGURA N° 04: DATOS DEL CULTIVO DE CEBOLLA	156
FIGURA N° 05: DATOS DEL CULTIVO DE ZANAHORIA	157
REQUERIMIENTOS DE LOS CULTIVOS	158
FIGURA N° 06: REQUERIMIENTO DE AGUA DEL CULTIVO ARVEJA VERDE	158
FIGURA N° 07 REQUERIMIENTO DE AGUA DEL CULTIVO DE PAPA	158
FIGURA N° 08: REQUERIMIENTO DE AGUA DEL CULTIVO DE MAÍZ CHOCLO	159
FIGURA N° 09: REQUERIMIENTO DE AGUA DEL CULTIVO DE CEBOLLA	159
FIGURA N° 10: REQUERIMIENTO DE AGUA DEL CULTIVO DE ZANAHORIA	160
PROGRAMACIÓN DE RIEGO	160
FIGURA N° 11: PROGRAMACIÓN DE RIEGO	160
FIGURA N° 12: PROGRAMACIÓN DE RIEGO DEL CULTIVO ARVEJA VERDE	161
FIGURA N° 13: PROGRAMACIÓN DE RIEGO DEL CULTIVO PAPA	162

FIGURA N° 14: PROGRAMACIÓN DE RIEGO DEL CULTIVO MAÍZ CHOCLO	163
FIGURA N° 15: PROGRAMACIÓN DE RIEGO DEL CULTIVO CEBOLLA	164
FIGURA N° 16: PROGRAMACIÓN DE RIEGO DEL CULTIVO ZANAHORIA	165
TABLA FINAL DE RESULTADOS.....	166
FIGURA N° 17: TABLA DE PATRÓN DE CULTIVOS.....	166
FIGURA N° 18: TABLA DE REQUERIMIENTO GLOBAL DE AGUA DEL SISTEMA PARA TODOS LOS CULTIVOS Y MESES DEL AÑO	167
ANEXO 2	168
CAUDAL FICTICIO EN REDES DE RIEGO A LA DEMANDA	168
ANEXO 3	169
CÁLCULO TIPO DE CAUDALES DE CLÉMENT.....	169
ANEXO 4	170
CALCULO DE CAUDALES PARA CADA LÍNEA –.....	170
GESTAR 2014.....	170
ANEXO 5	171
REPORTE DE LA RED DE RIEGO WATERNETGEN.....	171
ANEXO 6	172
PRUEBA DE INFILTRACIÓN.....	172
ANEXO 7	173
ANÁLISIS DEL AGUA CON FINES DE RIEGO.....	173
ANEXO 8	174
ANÁLISIS FÍSICO DEL SUELO	174
ANEXO 9	175
PANEL FOTOGRÁFICO.....	175
ANEXO 10.....	176
PLANOS	176

ANEXO 1
ENTORNO DEL SOFTWARE CROPWAT

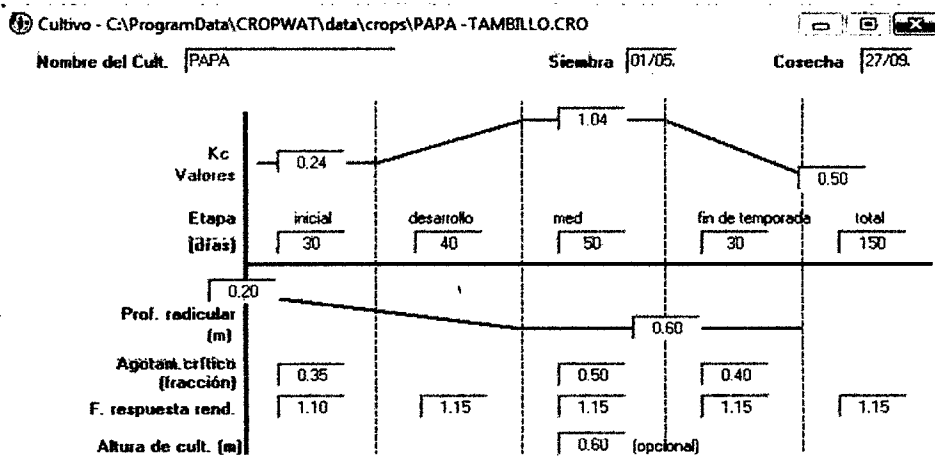
DATOS DE LOS CULTIVOS

FIGURA N° 01: DATOS DEL CULTIVO ARVEJA VERDE



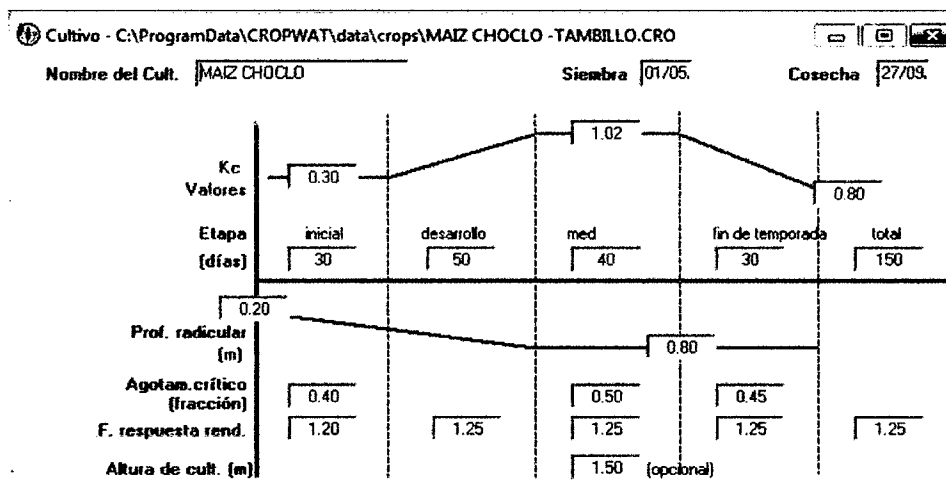
FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

FIGURA N° 02: DATOS DEL CULTIVO DE PAPA



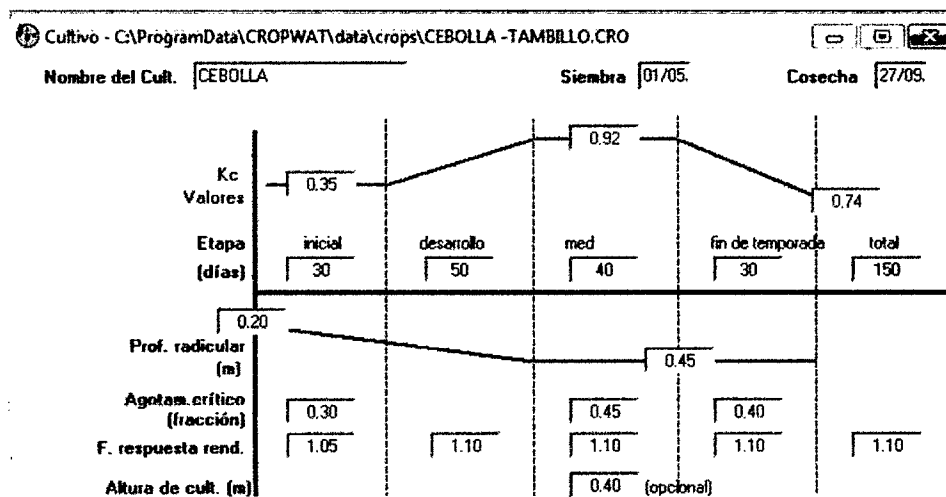
FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

FIGURA N° 03: DATOS DEL CULTIVO DE MAÍZ CHOCLO



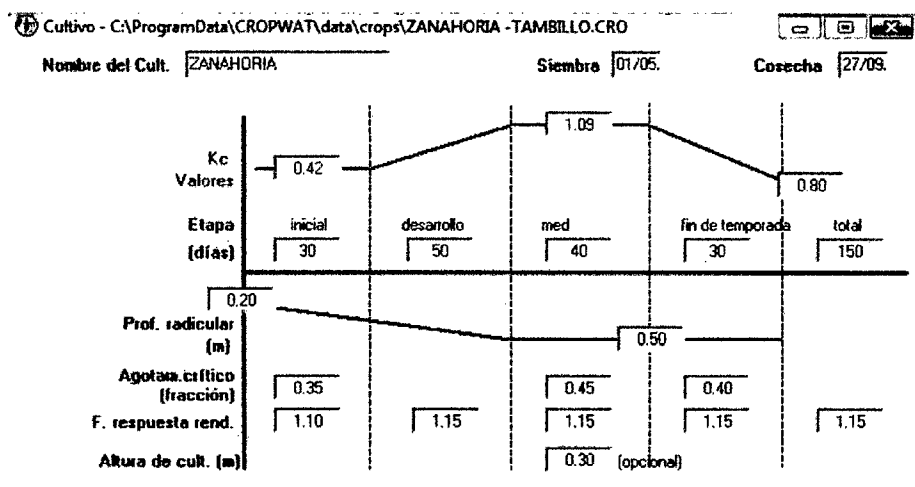
FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

FIGURA N° 04: DATOS DEL CULTIVO DE CEBOLLA



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

FIGURA N° 05: DATOS DEL CULTIVO DE ZANAHORIA



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

REQUERIMIENTOS DE LOS CULTIVOS

FIGURA N° 06: REQUERIMIENTO DE AGUA DEL CULTIVO ARVEJA VERDE

Requerimiento de Agua del Cultivo

Estación ET de **TAMBILLO-GRA-PERU** Cultivo **ARVEJA VERDE**

Est. de lluvia **TAMBILLO-GRA-PERU** Fecha de siembra **01/05/1994**

Mes	Decada	Etapa	Kc	ETc	ETc	Prec. efec	Req. Riego
			coef	mm/día	mm/dec	mm/dec	mm/dec
May	1	Inic	0.95	1.20	12.0	6.5	5.5
May	2	Inic	0.95	1.22	12.2	2.5	9.6
May	3	Des	0.35	1.19	13.1	2.5	10.6
Jun	1	Des	0.46	1.50	15.0	2.5	12.5
Jun	2	Des	0.62	1.98	19.8	1.9	18.0
Jun	3	Des	0.78	2.54	25.4	3.0	22.4
Jul	1	Med	0.94	3.11	31.1	4.6	26.5
Jul	2	Med	1.00	3.35	33.5	5.7	27.8
Jul	3	Med	1.00	3.47	34.7	5.4	32.7
Ago	1	Med	1.00	3.58	35.8	4.6	31.3
Ago	2	Med	1.00	3.70	37.0	4.2	32.8
Ago	3	Fin	1.00	3.77	41.5	5.7	35.8
Sep	1	Fin	0.94	3.65	36.5	7.2	29.3
Sep	2	Fin	0.88	3.47	34.7	8.4	26.3
Sep	3	Fin	0.82	3.37	23.6	7.4	13.0
					409.3	72.1	334.0

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

FIGURA N° 07 REQUERIMIENTO DE AGUA DEL CULTIVO DE PAPA

Requerimiento de Agua del Cultivo

Estación ET de **TAMBILLO-GRA-PERU** Cultivo **PAPA**

Est. de lluvia **TAMBILLO-GRA-PERU** Fecha de siembra **01/05/1994**

Mes	Decada	Etapa	Kc	ETc	ETc	Prec. efec	Req. Riego
			coef	mm/día	mm/dec	mm/dec	mm/dec
May	1	Inic	0.24	0.82	8.2	6.5	1.7
May	2	Inic	0.24	0.83	8.3	2.5	5.8
May	3	Des	0.24	0.82	9.0	2.5	6.5
Jun	1	Des	0.38	1.24	12.4	2.5	9.9
Jun	2	Des	0.58	1.87	18.7	1.9	16.9
Jun	3	Des	0.79	2.58	25.8	3.0	22.8
Jul	1	Med	1.00	3.29	32.9	4.6	28.3
Jul	2	Med	1.07	3.59	35.9	5.7	30.2
Jul	3	Med	1.07	3.72	40.9	5.4	35.5
Ago	1	Med	1.07	3.84	38.4	4.6	33.8
Ago	2	Med	1.07	3.96	39.6	4.2	35.4
Ago	3	Fin	1.06	4.02	44.2	5.7	38.5
Sep	1	Fin	0.92	3.55	35.5	7.2	28.3
Sep	2	Fin	0.74	2.92	29.2	8.4	20.8
Sep	3	Fin	0.59	2.40	16.8	7.4	6.2
					396.0	72.1	320.7

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA N° 08: REQUERIMIENTO DE AGUA DEL CULTIVO DE MAÍZ CHOCLO

Requerimiento de Agua del Cultivo

Estación ET: **TAMBILLO - GRA-PERU** Cultivo: **MAIZ CHOCLO**

Est. de Nuvia: **TAMBILLO - GRA-PERU** Fecha de siembra: **01/05/1994**

Mes	Decada	Etapas	Kc coef	ETc mm/día	ETc mm/dec	Prec. efec mm/dec	Req. Riego mm/dec
May	1	Inic	0.30	1.02	10.2	6.5	3.8
May	2	Inic	0.30	1.04	10.4	2.5	7.9
May	3	Des	0.30	1.02	11.2	2.5	8.7
Jun	1	Des	0.40	1.32	13.2	2.5	10.7
Jun	2	Des	0.55	1.77	17.7	1.9	15.8
Jun	3	Des	0.70	2.29	22.9	3.0	19.9
Jul	1	Des	0.86	2.83	28.3	4.6	23.7
Jul	2	Med	1.01	3.39	33.9	5.7	28.1
Jul	3	Med	1.06	3.68	40.5	5.4	35.1
Ago	1	Med	1.06	3.81	38.1	4.6	33.5
Ago	2	Med	1.06	3.93	39.3	4.2	35.1
Ago	3	Fin	1.06	4.00	44.0	5.7	38.3
Sep	1	Fin	1.00	3.87	38.7	7.2	31.5
Sep	2	Fin	0.92	3.66	36.6	8.4	28.2
Sep	3	Fin	0.86	3.55	24.8	7.4	14.2
					409.8	72.1	334.5

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA N° 09: REQUERIMIENTO DE AGUA DEL CULTIVO DE CEBOLLA

Requerimiento de Agua del Cultivo

Estación ET: **TAMBILLO - GRA-PERU** Cultivo: **CEBOLLA**

Est. de Nuvia: **TAMBILLO - GRA-PERU** Fecha de siembra: **01/05/1994**

Mes	Decada	Etapas	Kc coef	ETc mm/día	ETc mm/dec	Prec. efec mm/dec	Req. Riego mm/dec
May	1	Inic	0.35	1.20	12.0	6.5	5.5
May	2	Inic	0.35	1.22	12.2	2.5	9.6
May	3	Des	0.35	1.19	13.1	2.5	10.6
Jun	1	Des	0.43	1.41	14.1	2.5	11.6
Jun	2	Des	0.55	1.76	17.6	1.9	15.7
Jun	3	Des	0.67	2.17	21.7	3.0	18.7
Jul	1	Des	0.79	2.60	26.0	4.6	21.4
Jul	2	Med	0.90	3.04	30.4	5.7	24.7
Jul	3	Med	0.95	3.29	36.2	5.4	30.8
Ago	1	Med	0.95	3.40	34.0	4.6	29.4
Ago	2	Med	0.95	3.51	35.1	4.2	30.9
Ago	3	Fin	0.94	3.58	39.3	5.7	33.6
Sep	1	Fin	0.90	3.47	34.7	7.2	27.5
Sep	2	Fin	0.84	3.31	33.1	8.4	24.7
Sep	3	Fin	0.78	3.23	22.6	7.4	12.0
					382.0	72.1	306.7

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA N° 10: REQUERIMIENTO DE AGUA DEL CULTIVO DE ZANAHORIA

Requerimiento de Agua del Cultivo

Estación ET0: **TAMBILLO- GRA-PERU** Cultivo: **ZANAHORIA**

Est. de Ruvia: **TAMBILLO- GRA-PERU** Fecha de siembra: **01/05/1994**

Mes	Decada	Etap	Kc coef	ETc mm/día	ETc mm/dec	Prec. efec mm/dec	Req. Riego mm/dec
May	1	Inic	0.42	1.43	14.3	6.5	7.9
May	2	Inic	0.42	1.46	14.6	2.5	12.0
May	3	Des	0.42	1.43	15.7	2.5	13.2
Jun	1	Des	0.51	1.68	16.8	2.5	14.3
Jun	2	Des	0.65	2.09	20.9	1.9	19.0
Jun	3	Des	0.79	2.57	25.7	3.0	22.7
Jul	1	Des	0.93	3.07	30.7	4.6	26.1
Jul	2	Med	1.07	3.58	35.8	5.7	30.1
Jul	3	Med	1.12	3.87	42.6	5.4	37.2
Ago	1	Med	1.12	4.00	40.0	4.6	35.4
Ago	2	Med	1.12	4.13	41.3	4.2	37.1
Ago	3	Fin	1.11	4.20	46.2	5.7	40.5
Sep	1	Fin	1.03	4.00	40.0	7.2	32.8
Sep	2	Fin	0.94	3.71	37.1	8.4	28.7
Sep	3	Fin	0.85	3.51	24.6	7.4	14.0
					446.3	72.1	371.0

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA
PROGRAMACIÓN DE RIEGO

FIGURA N° 11: PROGRAMACIÓN DE RIEGO

Opciones de CROPWAT

Progr. de cultivos no inund

Criterio de programación para cultivos distintos al arroz

Momento de riego:

Riegar a intervalo fijo por etapa

Etapa inicial: 7 días Etapa med.: 14 días
Etapa de desarrollo: 14 días Fin de temporada: 14 días

Aplicación de riego:

Reponer a capacidad de campo

Reponer contenido de agua del suelo a 100% capacidad de ca

Eficiencia de riego:

Eficiencia de riego: 75 %

Guardar como por defecto Volver a conf. FAO por defecto OK **Cancelar** Ayuda

FIGURA N° 12: PROGRAMACIÓN DE RIEGO DEL CULTIVO

ARVEJA VERDE

Programación de riego de cultivo												
ETo estación	TAMBILLO- GRA-PERU		Cultivo	ARVEJA VERDE		Siembra	01/05/19		Red. Rend.	0.5 %		
Est. de lluvia	TAMBILLO- GRA-PERU		Suelo	ARCILLOSO		Cosecha	27/09/19					
Formato de Tabla			<input checked="" type="radio"/> Program. de riego <input type="radio"/> Bal. diario de agua de suelo									
			Momento: Regar a intervalo fijo por etapa Aplicación: Reponer a capacidad de campo Ef. campo 75 %									
Fecha	Día	Etapa	Precipit.	Ks	ETa	Agot.	Lám.Neta	Déficit	Pérdida	Lam.Br.	Caudal	
			mm	fracc.	%	%	mm	mm	mm	mm	l/s/ha	
25 Jun	56	Des	0.0	1.00	100	33	35.9	0.0	0.0	47.9	0.40	
9 Jul	70	Des	0.0	1.00	100	34	42.6	0.0	0.0	56.8	0.47	
23 Jul	84	Med	2.8	1.00	100	31	38.4	0.0	0.0	51.2	0.42	
6 Ago	98	Med	0.0	1.00	100	35	44.1	0.0	0.0	58.8	0.49	
20 Ago	112	Med	0.0	1.00	100	37	47.0	0.0	0.0	62.6	0.52	
3 Sep	126	Fin	3.7	1.00	100	34	42.8	0.0	0.0	57.0	0.47	
17 Sep	140	Fin	4.3	1.00	100	30	37.4	0.0	0.0	49.8	0.41	
27 Sep	Fin	Fin	0.0	1.00	0	15						
Totales												
Lámina bruta total			496.7	mm	Precipitación total			77.5	mm			
Lámina neta total			372.5	mm	Precipitación Efectiva			75.2	mm			
Pérdida total de riego			0.0	mm	Pérdida tot.prec.			2.3	mm			
Uso real de agua del cultivo			404.0	mm	Def. de hum. en cosecha			19.4	mm			
Uso pot. de agua del cultivo			405.9	mm	Requer. reales de riego			330.8	mm			
Efic. de programación de riego			100.0	%	Efic. de precipitación			97.0	%			
Deficiencia de programación de riego			0.5	%								
Reducción de rendimiento												
Stagelabel		A	B	C	D	Estación						
Reducciones en ETc		5.3	0.0	0.0	0.0	0.5	%					
Factor de respuesta del rend.		1.10	1.15	1.15	1.15	1.15						
Red. del rend.		5.8	0.0	0.0	0.0	0.0	%					
Reducc. acum. del rendimiento		5.8	5.8	5.8	5.8	0.5	%					

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA N° 13: PROGRAMACIÓN DE RIEGO DEL CULTIVO PAPA

Programación de riego de cultivo												
ETo estación		TAMBILLO-GRA-PERU		Cultivo		PAPA		Siembra		01/05/19		Red. Rend.
Est. de lluvia		TAMBILLO-GRA-PERU		Suelo		ARCILLOSO		Cosecha		27/09/19		0.3 %
Formato de Tabla				Momento: Regar a intervalo fijo por etapa								
<input checked="" type="radio"/> Program. de riego				Aplicación: Reponer a capacidad de campo								
<input type="radio"/> Bal. diario de agua de suelo				Ef. campo 75 %								
Fecha	Día	Etapa	Precipit.	Ks	ETa	Agot.	Lám.Neta	Déficit	Pérdida	Lam.Br.	Caudal	
			mm	fracc.	%	%	mm	mm	mm	mm	l/s/ha	
9 Jul	70	Des	0.0	1.00	100	37	43.8	0.0	0.0	58.5	0.48	
23 Jul	84	Med	2.8	1.00	100	35	41.8	0.0	0.0	55.7	0.46	
6 Ago	98	Med	0.0	1.00	100	40	47.7	0.0	0.0	63.5	0.53	
20 Ago	112	Med	0.0	1.00	100	42	50.7	0.0	0.0	67.5	0.56	
3 Sep	126	Fin	3.7	1.00	100	38	45.2	0.0	0.0	60.3	0.50	
17 Sep	140	Fin	4.3	1.00	100	27	32.9	0.0	0.0	43.8	0.36	
27 Sep	Fin	Fin	0.0	1.00	0	10						
Totales												
Lámina bruta total				487.1 mm		Precipitación total				77.5 mm		
Lámina neta total				365.3 mm		Precipitación Efectiva				75.2 mm		
Pérdida total de riego				0.0 mm		Pérdida tot.prec.				2.3 mm		
Uso real de agua del cultivo				392.4 mm		Def. de hum. en cosecha				11.9 mm		
Uso pot. de agua del cultivo				393.5 mm		Requer. reales de riego				318.4 mm		
Efic. de programación de riego				100.0 %		Efic. de precipitación				97.0 %		
Deficiencia de programación de riego				0.3 %								
Reducción de rendimiento												
Stagelabel		A	B	C	D	Estación						
Reducciones en ETc		4.6	0.0	0.0	0.0	0.3 %						
Factor de respuesta del rend.		1.10	1.15	1.15	1.15	1.15						
Red. del rend.		5.1	0.0	0.0	0.0	0.0 %						
Reducc. acum. del rendimiento		5.1	5.1	5.1	5.1	0.3 %						

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

**FIGURA N° 14: PROGRAMACIÓN DE RIEGO DEL CULTIVO MAÍZ
CHOCLO**

Programación de riego de cultivo												
ETo estación		TAMBILLO- GRA-PERU		Cultivo		MAIZ CHOCLO		Siembra		01/05/18		Red. Rend.
Est. de lluvia		TAMBILLO- GRA-PERU		Suelo		ARCILLOSO		Cosecha		27/09/18		0.3 %
Formato de Tabla				Momento: Regar a intervalo fijo por etapa								
<input checked="" type="radio"/> Program. de riego				Aplicación: Reponer a capacidad de campo								
<input type="radio"/> Bal. diario de agua de suelo				Ef. campo 75 %								
Fecha	Día	Etapa	Precipit.	Ks	ETa	Agot.	Lám.Neta	Déficit	Pérdida	Lam.Br.	Caudal	
			mm	fracc.	%	%	mm	mm	mm	mm	l/s/ha	
9 Jul	70	Des	0.0	1.00	100	33	38.3	0.0	0.0	51.1	0.42	
23 Jul	84	Med	2.8	1.00	100	35	43.9	0.0	0.0	58.6	0.48	
6 Ago	98	Med	0.0	1.00	100	37	47.2	0.0	0.0	62.9	0.52	
20 Ago	112	Med	0.0	1.00	100	40	50.2	0.0	0.0	66.9	0.55	
3 Sep	126	Fin	3.7	1.00	100	37	46.0	0.0	0.0	61.3	0.51	
17 Sep	140	Fin	4.3	1.00	100	32	40.3	0.0	0.0	53.7	0.44	
27 Sep	Fin	Fin	0.0	1.00	0	17						
Totales												
Lámina bruta total			495.9 mm		Precipitación total			77.5 mm				
Lámina neta total			371.9 mm		Precipitación Efectiva			75.2 mm				
Pérdida total de riego			0.0 mm		Pérdida tot.prec.			2.3 mm				
Uso real de agua del cultivo			405.1 mm		Def. de hum. en cosecha			21.0 mm				
Uso pot. de agua del cultivo			406.2 mm		Requer. reales de riego			331.1 mm				
Efic. de programación de riego			100.0 %		Efic. de precipitación			97.0 %				
Deficiencia de programación de riego			0.3 %									
Reducción de rendimiento												
Stagelabel		A	B	C	D	Estación						
Reducciones en ETo		3.6	0.0	0.0	0.0	0.3 %						
Factor de respuesta del rend.		1.20	1.25	1.25	1.25	1.25						
Red. del rend.		4.3	0.0	0.0	0.0	%						
Reducc. acum. del rendimiento		4.3	4.3	4.3	4.3	0.3 %						

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA N° 15: PROGRAMACIÓN DE RIEGO DEL CULTIVO

CEBOLLA

Programación de riego de cultivo

ETo estación: TAMBILLO- GRA-PERU Cultivo: CEBOLLA Siembra: 01/05/15 Red. Rend. 0.7 %
 Est. de lluvia: TAMBILLO- GRA-PERU Suelo: ARCILLOSO Cosecha: 27/09/15

Formato de Tabla:
 Program. de riego
 Bal. diario de agua de suelo

Momento: Regar a intervalo fijo por etapa
 Aplicación: Reponer a capacidad de campo
 Ef. campo: 75 %

Fecha	Día	Etapa	Precipit. mm	Ks fracc.	ETa %	Agot. %	Lám. Neta mm	Déficit mm	Pérdida mm	Lám. Br. mm	Caudal l/s/ha
9 Jul	70	Des	0.0	1.00	100	39	32.5	0.0	0.0	43.3	0.36
23 Jul	84	Med	2.8	1.00	100	41	37.1	0.0	0.0	49.4	0.41
6 Ago	98	Med	0.0	1.00	100	46	41.6	0.0	0.0	55.5	0.46
20 Ago	112	Med	0.0	0.99	100	49	44.3	0.0	0.0	59.1	0.49
3 Sep	126	Fin	3.7	1.00	100	45	40.1	0.0	0.0	53.5	0.44
17 Sep	140	Fin	4.3	1.00	100	39	35.1	0.0	0.0	46.7	0.39
27 Sep	Fin	Fin	0.0	1.00	0	20					

Totales

Lámina bruta total	437.7	mm	Precipitación total	77.5	mm
Lámina neta total	328.2	mm	Precipitación Efectiva	75.2	mm
Pérdida total de riego	0.0	mm	Pérdida tot. prec.	2.3	mm
Uso real de agua del cultivo	376.5	mm	Def. de hum. en cosecha	18.1	mm
Uso pot. de agua del cultivo	378.8	mm	Requer. reales de riego	303.6	mm
Efic. de programación de riego	100.0	%	Efic. de precipitación	97.0	%
Deficiencia de programación de riego	0.6	%			

Reducción de rendimiento

Stagelabel	A	B	C	D	Estación
Reducciones en ETe	6.4	0.0	0.0	0.0	0.6 %
Factor de respuesta del rend.	1.05	1.10	1.10	1.10	1.10
Red. del rend.	6.7	0.0	0.0	0.0	%
Reducc. acum. del rendimiento	6.7	6.7	6.7	6.7	0.7 %

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA N° 16: PROGRAMACIÓN DE RIEGO DEL CULTIVO

ZANAHORIA

Programación de riego de cultivo

ETo estación: TAMBILLO- GRA-PERU Cultivo: ZANAHORIA Siembra: 01/05/19 Red. Rend. 0.7 %
 Est. de lluvia: TAMBILLO- GRA-PERU Suelo: ARCILLOSO Cosecha: 27/09/19

Formato de Tabla:
 Program. de riego
 Bal. diario de agua de suelo

Momento: Regar a intervalo fijo por etapa
 Aplicación: Reponer a capacidad de campo
 Ef. campo: 75 %

Fecha	Día	Etapa	Precipit.	Ks	ETo	Agot.	Lám.Neta	Déficit	Pérdida	Lam.Br.	Caudal
			mm	fracc.	%	%	mm	mm	mm	mm	l/s/ha
9 Jul	70	Des	0.0	1.00	100	43	39.6	0.0	0.0	52.8	0.44
23 Jul	84	Med	2.8	1.00	100	45	45.2	0.0	0.0	60.3	0.50
6 Ago	98	Med	0.0	0.98	100	50	49.8	0.0	0.0	66.4	0.55
20 Ago	112	Med	0.0	0.93	99	53	52.7	0.0	0.0	70.2	0.58
3 Sep	126	Fin	3.7	0.99	100	49	48.6	0.0	0.0	64.7	0.54
17 Sep	140	Fin	4.3	1.00	100	42	41.5	0.0	0.0	55.4	0.46
27 Sep	Fin	Fin	0.0	1.00	0	21					

Totales

Lámina bruta total	525.0	mm	Precipitación total	77.5	mm
Lámina neta total	393.8	mm	Precipitación Efectiva	75.2	mm
Pérdida total de riego	0.0	mm	Pérdida tot.prec.	2.3	mm
Uso real de agua del cultivo	439.9	mm	Def. de hum. en cosecha	20.9	mm
Uso pot. de agua del cultivo	442.8	mm	Requer. reales de riego	367.6	mm
Efic. de programación de riego	100.0	%	Efic. de precipitación	97.0	%
Deficiencia de programación de riego	0.6	%			

Reducción de rendimiento

Stagelabel	A	B	C	D	Estación
Reducciones en ETc	5.7	0.0	0.2	0.0	0.6 %
Factor de respuesta del rend.	1.10	1.15	1.15	1.15	1.15
Red. del rend.	6.2	0.0	0.2	0.1	%
Reducc. acum. del rendimiento	6.2	6.2	6.5	6.5	0.7 %

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

TABLA FINAL DE RESULTADOS

FIGURA N° 17: TABLA DE PATRÓN DE CULTIVOS

Patrón de cultivo - C:\ProgramData\CROPWAT\data\sessions\PATRON - FINAL CAYO.PAT

Nombre de patrón de cultivo: CHALLHUAPUQUIO

No.	Archivo de cultivo	Nombre del cult.	Siembra fecha	Cosecha fecha	Área %
1.	ARVEJA VERDE - TAMBILLO.CRO	ARVEJA VERDE	01/05	27/09	30
2.	PAPA - TAMBILLO.CRO	PAPA	01/05	27/09	18
3.	MAIZ CHOCLLO - TAMBILLO.CRO	MAIZ CHOCLLO	01/05	27/09	28
4.	CEBOLLA - TAMBILLO.CRO	CEBOLLA	01/05	27/09	12
5.	ZANAHORIA - TAMBILLO.CRO	ZANAHORIA	01/05	27/09	12
6.			21/11		
7.			21/11		
8.			21/11		
9.			21/11		
10.			21/11		
11.			21/11		
12.			21/11		
13.			21/11		
14.			21/11		
15.			21/11		

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA N° 18: TABLA DE REQUERIMIENTO GLOBAL DE AGUA DEL SISTEMA PARA TODOS LOS CULTIVOS Y MESES DEL AÑO

Archivo Edición Cálculos Gráficos Configuración Ventanas Lenguaje Ayuda

Est. de estación: TAMBILLO- GRA-PERU Est. de lluvia: TAMBILLO- GRA-PERU Pabón de cultivo: CHALLHUAPUQUIO

Clima/ETO

Prec.

Cultivo

Suelo

RAC

	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Déficit de Precipitación												
1. ARVEJA VERDE	0.0	0.0	3.0	0.0	25.7	82.9	87.1	98.8	68.5	0.0	0.0	0.0
2. PAPA	0.0	0.0	3.0	0.0	14.0	48.5	94.0	107.7	95.3	0.0	0.0	0.0
3. MAIZ CHOCLO	0.0	0.0	3.0	0.0	20.4	46.4	86.9	106.9	73.9	0.0	0.0	0.0
4. CEBOLLA	0.0	0.0	3.0	0.0	25.7	48.1	76.8	93.9	64.2	0.0	0.0	0.0
5. ZANAHORIA	0.0	0.0	3.0	0.0	33.1	98.0	93.3	113.0	75.4	0.0	0.0	0.0
Req. Neto sistema												
en mm/día	0.0	0.0	3.0	0.0	0.7	1.7	2.8	3.4	2.3	0.0	0.0	0.0
en mm/mes	0.0	0.0	3.0	0.0	23.0	50.0	87.8	104.1	67.9	0.0	0.0	0.0
en l/s	0.00	0.00	0.00	0.00	0.09	0.19	0.33	0.39	0.26	0.00	0.00	0.00
Area irrigada												
(% del area total)	0.0	0.0	3.0	0.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	0.0	0.0	0.0
Req. de riego area real												
(l/s/h)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.09	0.19	0.33	0.39	0.26	0.00	0.00	0.00

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

ANEXO 2
CAUDAL FICTICIO EN REDES DE RIEGO A LA DEMANDA

CURVAS DEL COEFICIENTES DE USO CONSUNTIVO (Kc)

Proyecto:	SIMULACIÓN EN REDES DE RIEGO POR LOS MODELOS DE CLÉMENT EN LA COMUNIDAD DE CHALLHUAPUQUIO DEL DISTRITO DE SAN MIGUEL, PROVINCIA DE LA MAR- AYACUCHO 2014
Ubicación	
Departamento:	Ayacucho
Provincia:	La Mar
Distrito:	San Miguel
Localidad:	Challhuapuquio

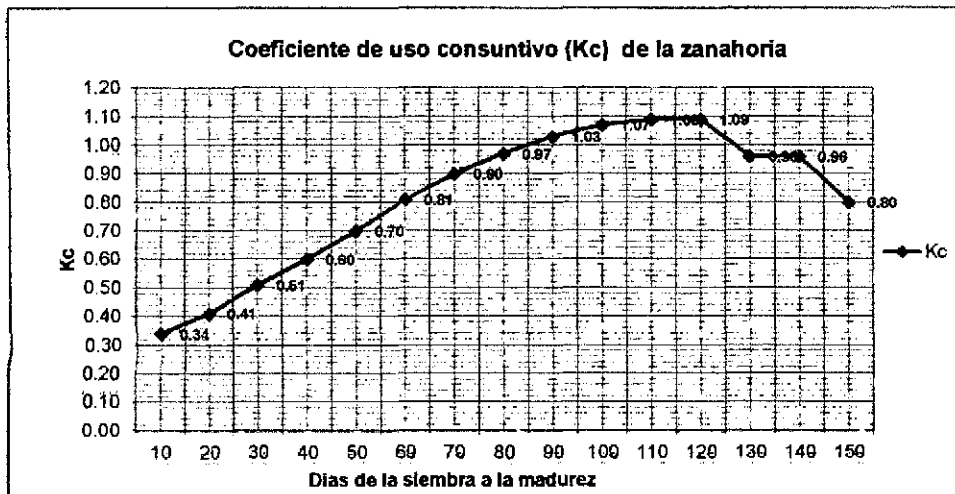
Cultivos	Días desde siembra a cosecha														
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
Papa	0.18	0.23	0.30	0.40	0.53	0.70	0.84	0.94	1.01	1.05	1.07	1.04	0.95	0.80	0.50
Maiz choclo	0.26	0.30	0.35	0.42	0.51	0.62	0.73	0.83	0.91	0.97	1.01	1.02	1.00	0.93	0.80
Arveja verde	0.30	0.34	0.40	0.48	0.60	0.71	0.80	0.87	0.93	0.96	0.97	0.97	0.94	0.86	0.77
Cebolla	0.28	0.34	0.42	0.52	0.62	0.71	0.78	0.84	0.84	0.91	0.92	0.92	0.90	0.85	0.74
Zanahoria	0.34	0.41	0.51	0.60	0.70	0.81	0.90	0.97	1.03	1.07	1.09	1.09	0.96	0.96	0.80

(*) Kc obtenido en base a dos campañas

Fuente. Subproyecto Pronóstico estacional de lluvias y temperaturas en la cuenca del río Mantaro para su aplicación en la agricultura 2007-2009

Manual de uso consuntivo del agua para los principales cultivos de los Andes Centrales Peruanos

Autor. MsC. Oscar Baldomero Garay Canales



CURVAS DEL COEFICIENTES DE USO CONSUNTIVO (Kc)

Proyecto:	SIMULACIÓN EN REDES DE RIEGO POR LOS MODELOS DE CLÉMENT EN LA COMUNIDAD DE CHALLHUAPUQUIO DEL DISTRITO DE SAN MIGUEL, PROVINCIA DE LA MAR- AYACUCHO 2014
Ubicación	
Departamento:	Ayacucho
Provincia:	La Mar
Distrito:	San Miguel
Localidad:	Challhuapuquio

COEFICIENTES DE USO CONSUNTIVO (Kc*) DE LOS PRINCIPALES CULTIVOS DE LOS ANDES CENTRALES DE PERÚ, DETERMINADOS PARA VARIAS ETAPAS DE CRECIMIENTO

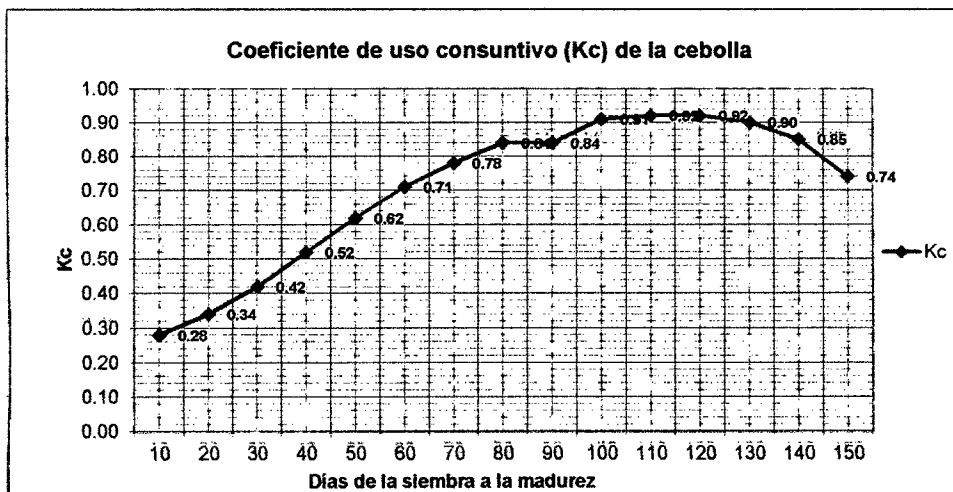
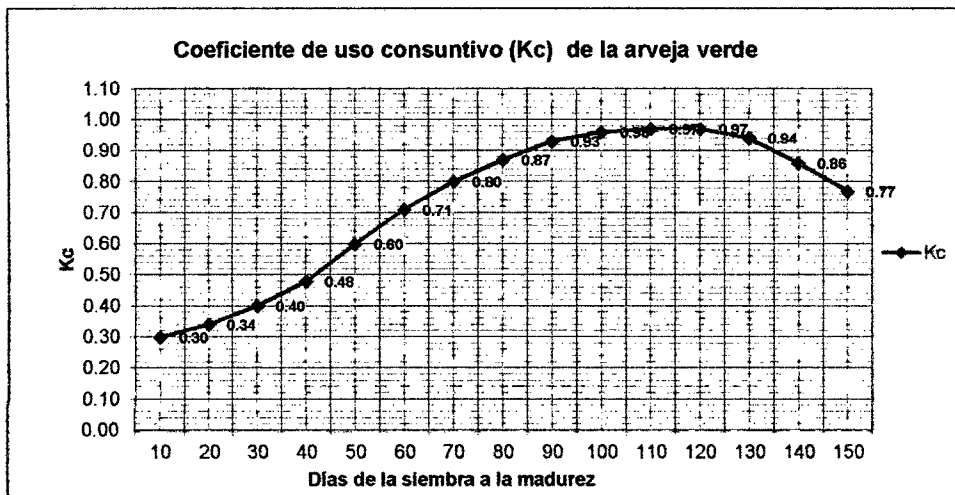
Cultivos	Días desde siembra a cosecha														
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
Papa	0.18	0.23	0.30	0.40	0.53	0.70	0.84	0.94	1.01	1.05	1.07	1.04	0.95	0.80	0.50
Maíz choclo	0.26	0.30	0.35	0.42	0.51	0.62	0.73	0.83	0.91	0.97	1.01	1.02	1.00	0.93	0.80
Arveja verde	0.30	0.34	0.40	0.48	0.60	0.71	0.80	0.87	0.93	0.96	0.97	0.97	0.94	0.86	0.77
Cebolla	0.28	0.34	0.42	0.52	0.62	0.71	0.78	0.84	0.84	0.91	0.92	0.92	0.90	0.85	0.74
Zanahoria	0.34	0.41	0.51	0.60	0.70	0.81	0.90	0.97	1.03	1.07	1.09	1.09	0.96	0.96	0.80

(*) Kc obtenido en base a dos campaña

Fuente. Subproyecto Pronóstico estacional de lluvias y temperaturas en la cuenca del río Mantaro para su aplicación en la agricultura 2007-2009

Manual de uso consuntivo del agua para los principales cultivos de los Andes Centrales Peruanos

Autor. MsC. Oscar Baldomero Garay Canales



CURVAS DEL COEFICIENTES DE USO CONSUNTIVO (Kc)

Proyecto:	SIMULACIÓN EN REDES DE RIEGO POR LOS MODELOS DE CLÉMENT EN LA COMUNIDAD DE CHALLHUAPUQUIO DEL DISTRITO DE SAN MIGUEL, PROVINCIA DE LA MAR- AYACUCHO 2014
Ubicación	
Departamento:	Ayacucho
Provincia:	La Mar
Distrito:	San Miguel
Localidad:	Challhuapuquio

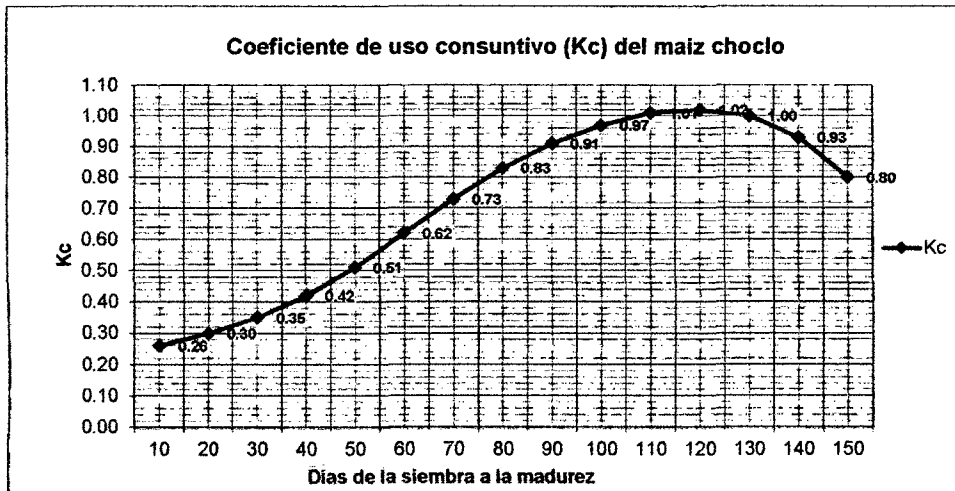
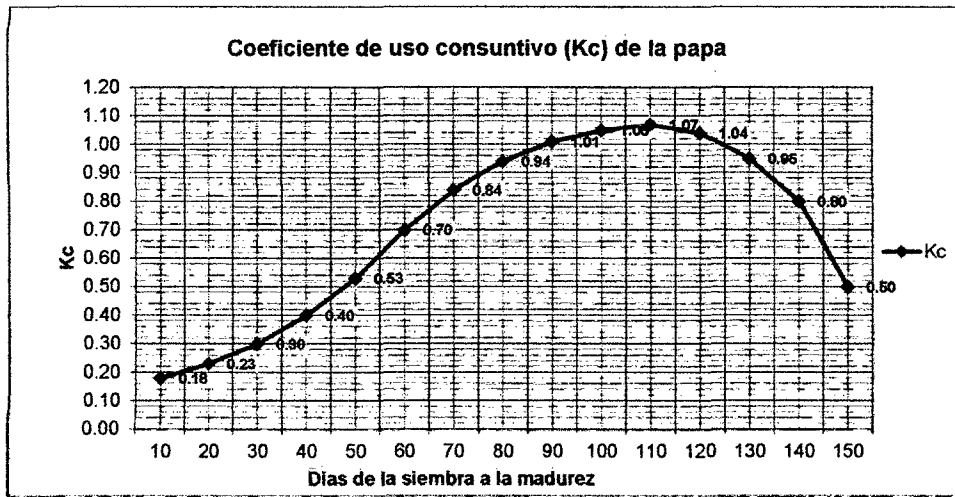
COEFICIENTES DE USO CONSUNTIVO (Kc*) DE LOS PRINCIPALES CULTIVOS DE LOS ANDES CENTRALES DE PERÚ, DETERMINADOS PARA VARIAS ETAPAS DE CRECIMIENTO															
Cultivos	Días desde siembra a cosecha														
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
Papa	0.18	0.23	0.30	0.40	0.53	0.70	0.84	0.94	1.01	1.05	1.07	1.04	0.95	0.80	0.50
Maiz choclo	0.26	0.30	0.35	0.42	0.51	0.62	0.73	0.83	0.91	0.97	1.01	1.02	1.00	0.93	0.80
Arveja verde	0.30	0.34	0.40	0.48	0.60	0.71	0.80	0.87	0.93	0.96	0.97	0.97	0.94	0.86	0.77
Cebolla	0.28	0.34	0.42	0.52	0.62	0.71	0.78	0.84	0.84	0.91	0.92	0.92	0.90	0.85	0.74
Zanahoria	0.34	0.41	0.51	0.60	0.70	0.81	0.90	0.97	1.03	1.07	1.09	1.09	0.96	0.96	0.80

(*) Kc obtenido en base a dos campaña

Fuente. Subproyecto Pronóstico estacional de lluvias y temperaturas en la cuenca del río Mantaro para su aplicación en la agricultura 2007-2009

Manual de uso consuntivo del agua para los principales cultivos de los Andes Centrales Peruanos

Autor. MsC. Oscar Baldomero Garay Canales



DETERMINACIÓN DEL CAUDAL FICTICIO CONTINUO ANALÍTICAMENTE

Proyecto: _____

Ubicación: _____

Departamento: _____

Provincia: _____

Distrito: _____

Localidad: _____

Latitud: _____

Altitud: _____

EVAPOTRANSPIRACION DE REFERENCIA

Descripción	Unidad	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Numero de días/mes	días	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
Evapotranspiración de referencia (Eto)	mm/día	4.38	3.65	3.85	3.49	3.42	3.02	3.11	3.60	4.32	4.92	5.16	5.24
Evapotranspiración de referencia (Eto)	mm/mes	135.87	102.40	119.35	104.70	106.22	90.60	96.42	113.40	131.76	152.52	154.80	162.54

* Método de Hargreaves, en función a Humedad Relativa y Temperatura

PRECIPITACION EFECTIVA

Descripción	Unidad	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Numero de días/mes	días	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
Precipitación promedio mensual	mm/mes	126.50	144.90	130.00	48.20	11.60	7.30	16.20	14.80	27.30	49.10	71.60	109.90
Precipitación efectiva al 75%	mm/mes	4.3	31.0	3.22	7.7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CÉDULA DE CULTIVO

Ingreso para cada mes Kc y modalidad de cultivo (base "B", de rotación "R") correspondientes.

CULTIVOS BASE	AREA		Modalidad de Cultivo												CULTIVOS DE ROTACION	AREA Ha	%
	Ha	%	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D			
1 Arveja verde	8.00	24.24%	B	B			R	R	R	R	R	B	B	B	Arveja Verde	6.50	30.23%
2 Maíz choclo	9.00	27.27%	B	B	B		R	R	R	R	R	B	B	B	Papa	4.00	18.60%
3 Papa	8.00	24.24%	B	B	B		R	R	R	R	R	B	B	B	Maíz Choclo	6.00	27.91%
4 Haba grano	4.00	12.12%	B	B	B		R	R	R	R	R	B	B	B	Cebolla	2.50	11.63%
5 Arveja grano	4.00	12.12%	B	B	B		R	R	R	R	R	B	B	B	Zanahoria	2.50	11.63%
6																	
7																	
8																	
9																	
10																	
11																	
12																	

CULTIVOS BASE	Kc de los Cultivos												CULTIVOS DE ROTACION
	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	
1 Arveja verde	0.87	0.77			0.35	0.71	0.93	0.97	0.77	0.34	0.71	0.83	Arveja Verde
2 Maíz choclo	0.91	1.02	0.98		0.24	0.70	1.01	1.04	0.90		0.90	0.82	Papa
3 Papa	1.01	1.04	0.90		0.30	0.82	0.91	1.02	0.80		0.24	0.79	Maíz Choclo
4 Haba grano	0.87	0.91	0.93		0.35	0.71	0.84	0.92	0.74	0.80	1.00	0.80	Cebolla
5 Arveja grano	0.87	0.77	0.90		0.42	0.81	1.03	1.09	0.80	0.35	0.71	0.83	Zanahoria
6													
7													
8													
9													
10													
11													
12													

WCTP / 2013

BCTA/2013

B

R

1	7.780	6.160	-	-	2.275	4.615	6.045	6.305	5.005	2.600	5.680	7.440
2	8.180	8.180	7.200	-	0.950	2.800	4.040	4.180	2.000	-	2.700	5.580
3	8.080	8.320	4.000	-	1.800	3.720	5.460	6.120	4.800	-	1.920	5.600
4	3.680	3.640	3.900	-	0.875	1.775	2.100	2.300	1.850	2.760	4.000	3.600
5	3.880	3.080	2.000	-	1.050	2.025	2.575	2.725	2.000	1.400	2.840	3.720
6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	31.78	30.33	17.00	-	6.98	14.94	20.22	21.61	15.88	6.85	17.14	25.94

DETERMINACIÓN DEL CAUDAL FICTICIO CONTINUO ANALÍTICAMENTE

Proyecto:

Ubicación:

Departamento:

Provincia:

Distrito:

Localidad:

Latitud:

Altitud:

NECESIDADES NETAS DE RIEGO DE LA ALTERNATIVA DE CULTIVOS CORRESPONDIENTE A UN AÑO MEDIO

CULTIVOS BASE	Necesidades netas (mm/mes)												Annual (mm/año)	CULTIVOS DE ROTACION
	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D		
1 Arveja verde	49.25	1.17			37.09	64.38	89.74	108.29	89.82	22.88	77.65	82.73	622.82	Arveja Verde
2 Maiz choco	41.11	28.79	10.19		25.44	83.47	97.48	116.11	54.63	0.00	14.21	32.42	483.83	Papa
3 Papa	54.68	31.00	-25.59		31.79	58.21	87.81	113.87	93.51	0.00	4.83	45.41	493.84	Maiz Choco
4 Haba grano	49.25	18.64	28.07		37.09	64.38	81.09	102.71	85.74	105.20	122.52	77.87	770.53	Cebolla
5 Arveja grano	49.25	1.17	-25.59		-44.51	73.44	99.30	121.60	93.51	53.38	77.65	82.73	671.13	Zanahoria
6														
7														
8														
9														
10														
11														
12														
Total	413.5	77.7	-12.7	0.0	17.33	32.78	45.57	74.2	117.0	18.7	104.9	122.9	3297.7	

ALTERNATIVA DE CULTIVOS PROPUESTA PARA ZONA REGABLE

Eficiencia de aplicación: $Ea = EDa * Po * Pd = 0.97$

Ea =

Po =

Pd =

Dónde:

Ea = eficiencia general de aplicación para un determinado porcentaje de área bien regada (a) (como decimal);

EDa = eficiencia de distribución para el porcentaje "a" de área bien regada (como decimal) (en este caso se ha fijado a = 0.8 y un Coeficiente de Uniformidad de Christiansen para el sistema de riego del 85%);

Po = la proporción de agua que llega al suelo (en este caso Po = 0.95); y Pd = proporción del agua bombeada que distribuye el sistema de riego (en este caso Pd = 1).

CULTIVOS DE ROTACION	ma	Ocupación	Ma ponderada	NMa ponderada	Ma agosto	Ma agosto	q=0.1182 q=0.115 (an.La)
Arveja Verde	622.82	30.23%	188.23	2,353.21	108.20	3.49	0.51
Papa	483.83	19.80%	90.01	1,125.32	116.11	3.75	0.54
Maiz Choco	493.84	27.91%	137.78	1,722.20	113.87	3.87	0.53
Cebolla	770.53	11.83%	89.80	1,120.09	102.71	3.31	0.48
Zanahoria	671.13	11.63%	78.04	975.60	121.60	3.93	0.57
Total	3042.95		583.86	7,296.42	572.49	17.37	0.57

DETERMINACION DEL CAUDAL FICTICIO

Fijando un intervalo entre riegos Ir=	16.00	días
Tiempo de riegos Tr=	4.00	horas
Necesidades netas de riego Nn=	3.83	mm/día
Necesidades neta de riego =	58.08	mm/16día
Necesidades bruta de riego =	72.61	mm/16día
Necesidades brutas de riego N=	4.54	l.m ² .día ⁻¹
Pluviosidad del sistema Pms=	18.15	mm/h
Caudal ficticio continuo q=	0.53	l/s.ha
Jornada efectiva de riego (JER)	22.00	horas
Rendimiento de la red (r.)	0.82	
Caudal ficticio continuo de diseño (qs)	0.57	l/s.ha

DETERMINACION DEL CAUDAL FICTICIO METODO DE CLEMENT (DEMANDA)

Proyecto: PROVINCIA DE MARIYACUCHO 2015

Ubicación: Latitud: Altitud:

Departamento:

Provincia:

Distrito:

Localidad:

DATOS:
CALCULOS:

1.- RESUMEN DE LA DEMANDA MENSUAL - MES DE MAXIMA DEMANDA AGOSTO

		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Nº de días/mes	días	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
ETP	mm/día	4.98	3.95	3.85	3.49	3.42	3.02	3.11	3.90	4.32	4.92	5.16	5.24
ETP	mm/mes	135.79	110.48	119.25	104.72	105.98	90.87	98.50	111.84	129.59	152.46	154.73	162.29
Kc Ponderado		0.96	0.92	0.88	0.80	0.82	0.89	0.84	1.01	0.73	0.44	0.52	0.79
ETA	mm/día	4.22	3.63	2.62	0.00	1.11	2.10	2.93	3.62	3.15	2.14	2.68	4.12
Precipitación efectiva (metodo USDA S.C.)	mm/mes	82.43	83.90	85.22	25.78	0.00	0.00	0.00	0.00	10.17	30.68	32.21	68.20
Nn (Lamina neta - Necesidades netas)	mm/día	1.560	0.836	-0.133	-0.833	-1.107	2.095	2.927	3.620	2.807	1.150	1.666	1.915
Eficiencia de riego	%	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0
Nr (Lamina bruta - Necesidades Brutas de Riego)	Lts/m ² *día	1.95	0.90	-0.17	-1.07	1.38	2.62	3.66	4.53	3.51	1.44	2.01	2.39

DETERMINACION DE LA DOTACION DE LAS TOMAS

2.- CALCULO DEL RENDIMIENTO DE LA RED.

DONDE:
r = Rendimiento de la red
JER = Jornada efectiva de riego (h/día)

$$r = \frac{JER}{24}$$

→ JER = 22 horas

		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
r, Rendimiento de la red	h/día	0.917	0.917	0.917	0.917	0.917	0.917	0.917	0.917	0.917	0.917	0.917	0.917

3.- CALCULO DEL CAUDAL FICTICIO CONTINUO.

DONDE:
q = Caudal ficticio continuo (l/seg.ha)
N = Necesidades brutas de riego de la alternativa de cultivo ene el periodo punta (Lts/m²*día)

$$q = \frac{Nr \cdot 10000}{24 \cdot 3600} = 0.116 \cdot Nr$$

		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
q, Caudal ficticio continuo	l/seg.ha	0.23	0.09	-0.02	-0.12	0.16	0.30	0.42	0.52	0.41	0.17	0.23	0.28

4.- CALCULO DEL CAUDAL FICTICIO CONTINUO PARA SATISFACER LA JER.

q = Caudal ficticio continuo (l/seg.ha)
qr = Caudal ficticio continuo para satisfacer la JER (l/seg.ha)
r = Rendimiento de la red

$$qr = \frac{q}{r}$$

		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
qr, Caudal ficticio continuo para satisfacer la JER	l/seg.ha	0.25	0.10	-0.02	-0.14	0.17	0.33	0.46	0.57	0.44	0.18	0.25	0.30

5.- CALCULO DE LA DOSIS BRUTA DE RIEGO

		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Ir, Frecuencia de Riego	días	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00
Tr, Tiempo de Riego	horas	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00

$$Db = Ir \cdot Nr$$

		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Db, Dosis Bruta de Riego	mm	31.20	12.72	-2.56	-17.19	22.14	41.96	56.56	72.80	56.14	23.68	32.11	36.31

6.- CALCULO DE PLUVIOSIDAD MEDIA DEL SISTEMA

$$Pms = \frac{Db}{Tr}$$

		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Pms, Pluviosidad media del sistema	mm/hr	7.80	3.18	-0.67	-4.30	5.53	10.50	14.84	18.10	14.03	5.75	8.03	9.56

7.- CALCULO DE LA DOTACION

$$d = Qasp \cdot \#asp$$

		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Qasp, Caudal del aspersor	Lt/seg	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67
#asp, Numero de aspersor	und	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
d, Dotacion	lt/seg	0.02574	0.02574	0.02574	0.02574	0.02574	0.02574	0.02574	0.02574	0.02574	0.02574	0.02574	0.02574

$$d = qr \cdot \frac{JER \cdot Ir}{Tr \cdot Ns} \cdot S$$

		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
NS	und	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00
S	ha	33.00	33.00	25.00	0.00	21.50	21.50	21.50	21.50	21.50	16.00	33.00	33.00
d, Dotacion	m3/seg	0.01702	0.00694	-0.00110	0.00000	0.00787	0.01493	0.02082	0.02574	0.01996	0.00608	0.01752	0.02090

$$d = 2.778 \cdot Pms \cdot \frac{S}{Ns}$$

		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
d, Dotacion	m3/seg	0.01702	0.00694	-0.00110	0.00000	0.00787	0.01493	0.02082	0.02574	0.01996	0.00608	0.01752	0.02090

$$d = qr \cdot GL \cdot S$$

		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
d, Dotacion	m3/seg	0.01702	0.00694	-0.00110	0.00000	0.00787	0.01493	0.02082	0.02574	0.01996	0.00608	0.01752	0.02090

$$d = q \cdot \frac{24 \cdot Ir}{Tr \cdot Ns} \cdot S$$

		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
d, Dotacion	m3/seg	0.01702	0.00694	-0.00110	0.00000	0.00787	0.01493	0.02082	0.02574	0.01996	0.00608	0.01752	0.02090

ANEXO 3
CÁLCULO TIPO DE CAUDALES DE CLÉMENT

CAUDALES DE LINEA POR EL PRIMER METODO DE CLEMENT- RED DE RIEGO CHALLHUAPUQUIO

Proyecto

SIMULACION EN REDES DE RIEGO POR LOS MODELOS DE CLEMENT EN LA COMPAÑIA DE SANEAMIENTO DE CHALLHUAPUQUIO DEL DISTRITO DE SAN MIGUEL PROVINCIA DE LA MAR AYACUCHO 2013

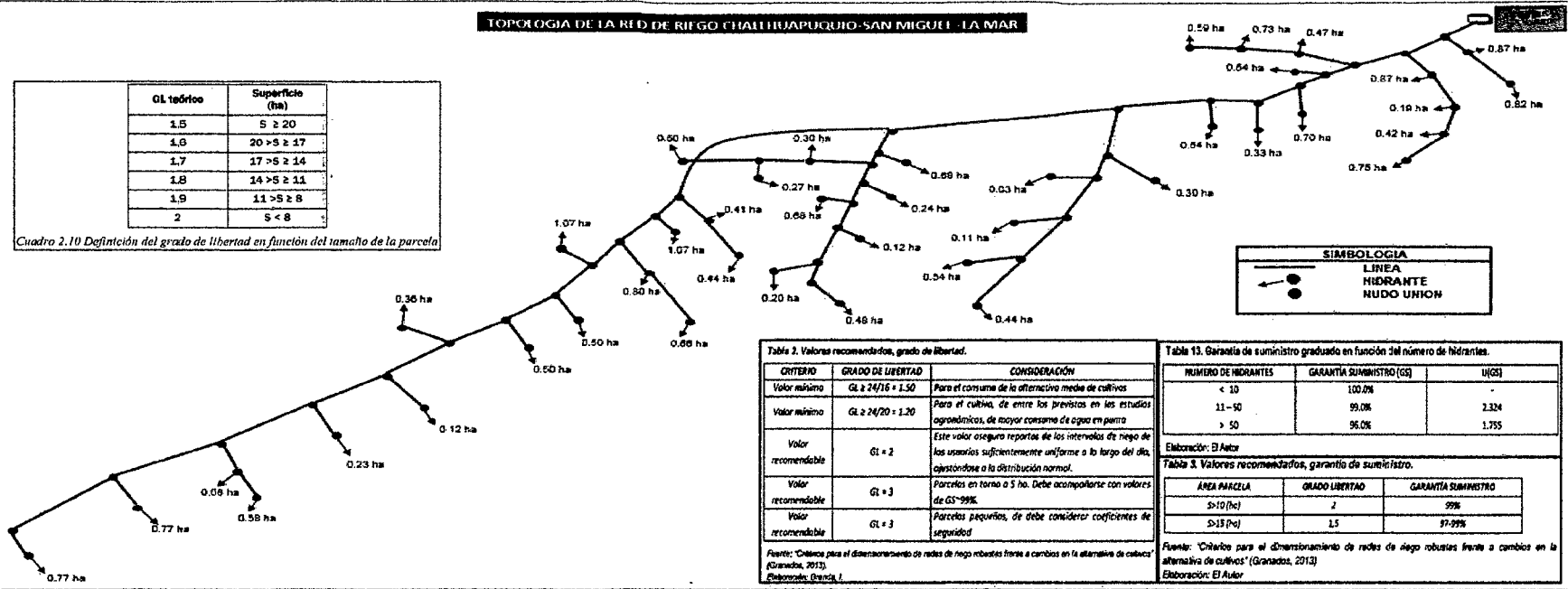
Ubicación

Departamento:	Ayacucho
Provincia:	La Mar
Distrito:	San Miguel
Localidad:	Challhuapuquio

TOPOLOGIA DE LA RED DE RIEGO CHALLHUAPUQUIO-SAN MIGUEL LA MAR

GL teórico	Superficie (ha)
1.5	5 ≥ 20
1.6	20 > 5 ≥ 17
1.7	17 > 5 ≥ 14
1.8	14 > 5 ≥ 11
1.9	11 > 5 ≥ 8
2	5 < 8

Cuadro 2.10 Definición del grado de libertad en función del tamaño de la parcela



SIMBOLOGIA

—	LÍNEA
●	HIDRANTE
●—●	NUDO UNION

Tabla 2. Valores recomendados, grado de libertad.

CRITERIO	GRADO DE LIBERTAD	CONSIDERACIÓN
Valor máximo	GL ≥ 24/16 = 1.50	Para el consumo de la alternativa media de cultivos
Valor mínimo	GL ≥ 24/20 = 1.20	Para el cultivo, de entre los previstos en los estudios agroclimáticos, de mayor consumo de agua en punto
Valor recomendable	GL = 2	Este valor asegura repartos de los intervalos de riego de los usuarios suficientemente uniforme a lo largo del día, ajustándose a la distribución normal.
Valor recomendable	GL = 3	Parcelas en torno a 5 ha. Debe acompañarse con valores de GS > 99%.
Valor recomendable	GL = 3	Parcelas pequeñas, de debe considerarse coeficientes de seguridad

Fuente: "Criterios para el dimensionamiento de redes de riego robustas frente a cambios en la alternativa de cultivos" (Granados, 2013).
Elaboración: (Banda, I)

Tabla 3. Garantía de suministro graduado en función del número de hidrantes.

NÚMERO DE HIDRANTES	GARANTÍA SUMINISTRO (GS)	U(GS)
< 10	100.0%	-
11 - 50	99.0%	2.324
> 50	96.0%	1.755

Elaboración: El Autor

Tabla 3. Valores recomendados, garantía de suministro.

ÁREA PARCELA	GRADO LIBERTAD	GARANTÍA SUMINISTRO
5-10 (ha)	2	99%
> 10 (ha)	1.5	97-99%

Fuente: "Criterios para el dimensionamiento de redes de riego robustas frente a cambios en la alternativa de cultivos" (Granados, 2013).
Elaboración: El Autor

CALCULO DE DOTACION Y CAUDALES PRIMERA FORMULA DE CLEMEN EN LINEA

DATOS PARA EL CALCULO DE LA DOTACION

NUMERO DE HIDRANTES (R)	[1]
SUPERFICIE TOTAL DE RIEGO (S)	[2]
CAUDAL FICTICIO CONTINUO (q)	[3]
HORAS DE RIEGO EFECTIVA (t"=JER)	[4]
HORAS DE RIEGO DISPONIBLE (t)	[5]
TIEMPO DE APERTURA DEL HIDRANTE (T')	[6]
RENDIMIENTO (r)	[7]
GRADO DE LIBERTAD DEL SISTEMA (GL)	[8]

En otras publicaciones (Lahye et al, 1990) (Lamaldalena y Sagardoy 2000) se indica que los valores habituales del coeficiente r varían entre 0,67 (16/24) y 0,93 (22/24), y que para establecerlo es conveniente tener en cuenta el estado del funcionamiento de redes existentes, atendiendo principalmente a las características y evolución en el tiempo de su explotación y los cultivos.

GARANTÍA DE SUMINISTRO

pg	U(pg)
90	1.285
91	1.345
92	1.405
93	1.475
94	1.555
95	1.645
96	1.755
97	1.885
98	2.055
99	2.325
99.5	2.58

GL teórico	Superficie (ha)
1,5	S ≥ 20
1,6	20 > S ≥ 17
1,7	17 > S ≥ 14
1,8	14 > S ≥ 11
1,9	11 > S ≥ 8
2	S < 8

Cuadro 2.10 Definición del grado de libertad en función del tamaño de la parcela

TRAMO	DATOS DE LOS NUDOS		CALCULO DE DOTACION			CALCULO DE CAUDALES DE CLEMEN EN LINEA					Caudal de usuario
	[2]	[2]	[8]	[9]	[9]	[10]	[11]	[11]	[11]	[12]	
	Si (ha)	Σ Si (ha)	GL	di	Σ di	di*pi	Σ di*pi	di ² *pi(1-p)	Σ di ² *pi(1-p)	Q Clement (l/s)	
1	0.77	0.77	2.10	0.93	0.93	0.44	0.44	0.21	0.21	1.52	0.93
2	0.77	1.54	2.10	0.93	1.85	0.44	0.88	0.21	0.43	2.41	1.85
3	0.58	0.58	2.10	0.70	0.70	0.33	0.33	0.12	0.12	1.14	0.70
4	0.58	1.16	2.10	0.70	1.40	0.33	0.67	0.12	0.24	1.81	1.40
5	0.00	2.70	2.10	0.00	3.25	0.00	1.55	0.00	0.67	3.45	3.25
6	0.23	2.93	2.10	0.28	3.53	0.13	1.68	0.02	0.69	3.61	3.53
7	0.12	3.05	2.10	0.14	3.67	0.07	1.75	0.01	0.70	3.69	3.67
8	0.36	3.43	2.10	0.43	4.10	0.21	1.96	0.05	0.74	3.96	3.96
9	0.50	3.91	2.10	0.60	4.70	0.29	2.25	0.09	0.83	4.37	4.37
10	0.50	4.41	2.10	0.60	5.31	0.29	2.53	0.09	0.92	4.77	4.77
11	1.07	5.48	2.10	1.29	6.59	0.61	3.15	0.41	1.34	5.83	5.83
12	0.58	0.58	2.10	0.67	0.67	0.32	0.32	0.11	0.11	1.10	0.67
13	0.80	1.36	2.10	0.96	1.64	0.46	0.78	0.23	0.34	2.16	1.64
14	0.00	6.84	2.10	0.00	8.23	0.00	3.93	0.00	1.68	6.94	6.94
15	1.07	7.91	2.10	1.29	9.52	0.61	4.54	0.41	2.09	7.91	7.91
16	0.44	0.44	2.10	0.53	0.53	0.25	0.25	0.07	0.07	0.87	0.53
17	0.41	0.85	2.10	0.49	1.02	0.24	0.49	0.06	0.13	1.33	1.02
18	0	8.76	2.10	0.00	10.54	0.00	5.03	0.00	2.23	8.50	8.50
19	0.48	0.48	2.10	0.58	0.58	0.28	0.28	0.08	0.08	0.95	0.58
20	0.00	0.48	2.10	0.00	0.58	0.00	0.28	0.00	0.08	0.95	0.58
21	0.20	0.68	2.10	0.24	0.82	0.11	0.39	0.01	0.10	1.12	0.82
22	0.12	0.80	2.10	0.14	0.96	0.07	0.46	0.01	0.10	1.20	0.96
23	0.68	1.48	2.10	0.82	1.78	0.39	0.85	0.17	0.27	2.06	1.78
24	0.24	1.72	2.10	0.29	2.07	0.14	0.99	0.02	0.29	2.24	2.07
25	0.50	0.50	2.10	0.60	0.60	0.29	0.29	0.09	0.09	0.89	0.60
26	0.27	0.77	2.10	0.32	0.93	0.16	0.44	0.03	0.12	1.24	0.93
27	0.30	1.07	2.10	0.36	1.29	0.17	0.61	0.03	0.15	1.61	1.29

TRAMO	DATOS DE LOS NUDOS		CALCULO DE DOTACION			CALCULO DE CAUDALES DE CLEMENT EN LINEA						
	Si (ha)	Σ Si (ha)	[8] GL	d _i	Σ d _i	[10] d _i *p _i	Σ d _i *p _i	[11] d _i ² *p _i (1-p)	Σ d _i ² *p _i (1-p)	Q Clement (l/s)	Caudal de usuario	
27-28												
28	0.00	2.79	2.10	0.00	3.36	0.00	1.60	0.00	0.44	3.14	3.14	
29	0.68	3.47	2.10	0.82	4.18	0.39	1.99	0.17	0.61	3.80	3.80	
30	0.00	12.23	2.10	0.00	14.72	0.00	7.02	0.00	2.83	10.93	10.93	
31	0.44	0.44	2.10	0.53	0.53	0.25	0.25	0.07	0.07	0.87	0.53	
32	0.54	0.98	2.10	0.65	1.18	0.31	0.56	0.11	0.18	1.54	1.18	
33	0.11	1.09	2.10	0.13	1.31	0.06	0.63	0.00	0.18	1.61	1.31	
34	0.03	1.12	2.10	0.04	1.35	0.02	0.64	0.00	0.18	1.63	1.35	
35	0.30	1.42	2.10	0.36	1.71	0.17	0.82	0.03	0.21	1.89	1.71	
36	0.00	13.65	2.10	0.00	16.43	0.00	7.84	0.00	3.04	11.89	11.89	
37	0.54	14.19	2.10	0.65	17.07	0.31	8.15	0.11	3.15	12.27	12.27	
38	0.33	14.52	2.10	0.40	17.47	0.19	8.34	0.04	3.19	12.49	12.49	
39	0.70	15.22	2.10	0.84	18.31	0.40	8.74	0.18	3.37	13.00	13.00	
40	0.54	15.76	2.10	0.65	18.96	0.31	9.05	0.11	3.47	13.38	13.38	
41	0.59	0.59	2.10	0.71	0.71	0.34	0.34	0.13	0.13	1.16	0.71	
42	0.73	1.32	2.10	0.88	1.59	0.42	0.76	0.19	0.32	2.07	1.59	
43	0.47	1.79	2.10	0.57	2.15	0.27	1.03	0.08	0.40	2.49	2.15	
44	0.00	17.55	2.10	0.00	21.12	0.00	10.08	0.00	3.87	14.65	14.65	
45	0.75	0.75	2.10	0.90	0.90	0.43	0.43	0.20	0.20	1.48	0.90	
46	0.42	1.17	2.10	0.51	1.41	0.24	0.67	0.06	0.27	1.87	1.41	
47	0.19	1.36	2.10	0.23	1.64	0.11	0.78	0.01	0.28	2.01	1.64	
48	0.87	2.23	2.10	1.05	2.68	0.50	1.28	0.27	0.55	3.01	2.68	
49	0.00	19.78	2.10	0.00	23.80	0.00	11.36	0.00	4.42	16.25	16.25	
50	0.82	0.82	2.10	0.99	0.99	0.47	0.47	0.24	0.24	1.62	0.99	
51	0.87	1.69	2.10	1.05	2.03	0.50	0.97	0.27	0.52	2.64	2.03	
52	0.00	21.47	2.10	0.00	25.83	0.00	12.33	0.00	4.94	17.60	17.60	

FORMULAS DEL PRIMER MODELO DE CLEMEN (PARA n HIDRANTES DE DESCARGAS DIFERENTES)

[7] RENDIMIENTO (r)

$$r = \frac{t''}{t} = \frac{JER}{t}$$

[9] DOTACION (d)

$$r = \frac{q^*s + GL}{r}$$

[8] GRADO DE LIBERTAD (GL)

$$GL = \frac{t}{t'}$$

[10] CAUDAL MEDIO

$$\sum_{i=1}^n p_i d_i$$

[11] VARIANZA DE CAUDAL EN NUDO

$$\sum_{i=1}^n p_i (1-p_i) d_i^2$$

[12] PRIMERA FORMULA DE CLEMEN (PARA n HIDRANTES DE DESCARGAS DIFERENTES)

$$Q = \sum_{i=1}^n p_i d_i + U(p_q) * \sqrt{\sum_{i=1}^n p_i (1-p_i) d_i^2}$$

CAUDALES DE LINEA POR EL SEGUNDO METODO DE CLEMENT- RED DE RIEGO CHALLHUAPUQUIO

Ubicación

Departamento:	Ayacucho
Provincia:	La Mar
Distrito:	San Miguel
Localidad:	Challhuapuquio

Cl. árboles	Superficie (ha)
1,5	5 ≥ 20
1,6	20 > 5 ≥ 17
1,7	17 > 8 ≥ 14
1,8	14 > 9 ≥ 11
1,9	11 > 3 ≥ 8
2	5 < 8

Cuadro 2.10 Definición del grado de libertad en función del tamaño de la parcela

TOPOLOGIA DE LA RED DE RIEGO CHALLHUAPUQUIO-SAN MIGUEL-LA MAR

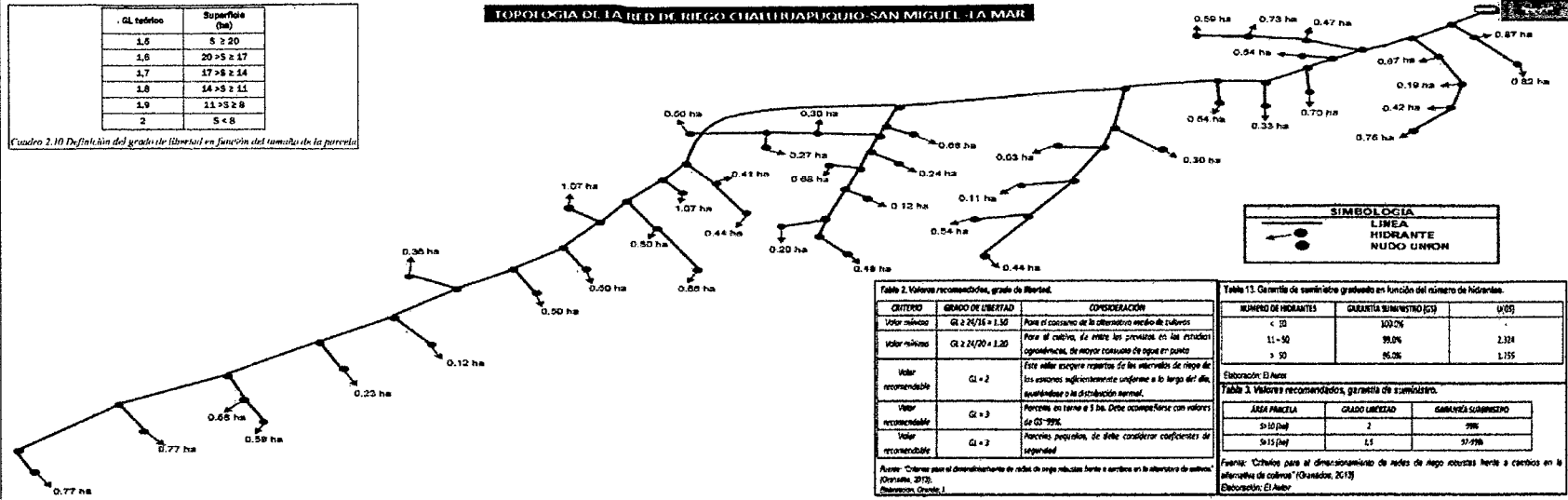


Tabla 2. Valores recomendados, grado de libertad.

CRITERIO	GRADO DE LIBERTAD	COOPERACION
Valor mínimo	$Cl \geq 24/16 = 1,50$	Apoye el consumo de la capacidad medio de cultivos
Valor máximo	$Cl \geq 24/30 = 1,20$	Para el cultivo, se entre las promesas en las prácticas agrícolas, de mayor consumo de agua en punto
Valor recomendable	$Cl = 2$	Este valor asegura reservas de los intervalos de riego de los esteros significativamente uniforme a lo largo del día, según el tipo de distribución normal.
Valor recomendable	$Cl = 3$	Permite en torno a 1 ha. Debe ocuparse con valores de 0,7-0,9%
Valor recomendable	$Cl = 2$	Parcelas pequeñas, de debe considerar coeficientes de seguridad

Fuente: Cálculo para el dimensionamiento de redes de riego reducidas frente a errores en la selección de cultivos.
 Fuente: (Guzmán, 2013)
 Elaboración: El Autor

Tabla 3. Garantía de suministro garantado en función del número de hidrantes.

NÚMERO DE HIDRANTES	GARANTÍA SUMINISTRO (%)	(X.00)
< 10	100,0%	1
11-50	99,0%	2,334
> 50	95,0%	1,155

Elaboración: El Autor

Tabla 3. Valores recomendados, garantía de suministro.

ÁREA PARCELA	GRADO LIBERTAD	GARANTÍA SUMINISTRO
5-10 (ha)	2	99%
5-15 (ha)	1,5	91-99%

Fuente: Cálculo para el dimensionamiento de redes de riego reducidas frente a errores en la selección de cultivos (Guzmán, 2013)
 Elaboración: El Autor

CALCULO DE DOTACION Y CAUDALES SEGUNDA FORMULA DE CLEMEN EN LINEA

DATOS PARA EL CLCULO DE LA DOTACION

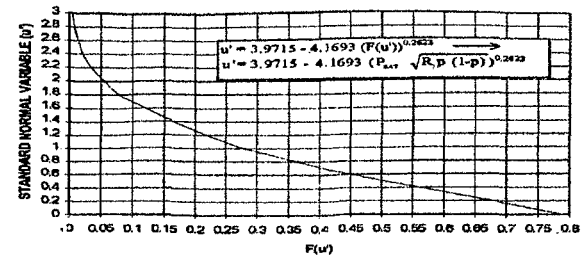
NUMERO DE HORNOS (ES) (n)	[1]
SUPERFICIE TOTAL DE RIEGOS (S) (ha)	[2]
CAUDAL MEDIO CONTINUA (Q) (l/s)	[3]
HORAS DE RIEGO EFECTIVA (H) (hrs)	[4]
HORAS DE RIEGO EFECTIVA FUERA (H _f) (hrs)	[5]
TIEMPO DE APERTURA DEL HIDRANTE (T) (min)	[6]
RENDIMIENTO (r)	[7]
GRADO DE LIBERTAD DEL SISTEMA (L) (%)	[8]
PROBABILIDAD DE SATURACION (Pa) (%)	[9]

GL. (horas)	Superficie (ha)
1.5	5 ≤ 20
1.6	20 > S ≤ 37
1.7	37 > S ≤ 54
1.8	54 > S ≤ 81
1.9	81 > S ≤ 108
2	S > 108

Cuadro 2.10 Definición del grado de libertad en función del tamaño de la parcela

En otras publicaciones (Labye et al. 1990) (Lamasdalcena y Sagaray 2000) se indica que los valores habituales del coeficiente r varían entre 0,67 (16/24) y 0,93 (22/24), y que para establecerlo es conveniente tener en cuenta el estado del funcionamiento de redes existentes, atendiendo principalmente a las características y evolución en el tiempo de la explotación y los cultivos.

FIGURE 23 Diagram representing u' as a function of F(u')



TRAMO	DATOS DE LOS NUDOS		CALCULO DE DOTACION				CALCULO DE CAUDALES DE CLEMEN EN LINEA							Q. Clemen (l/s)	Caudal de U' (l/s)
	[2] Si (ha)	[2] Σ Si (ha)	[3] GL	[10] di	[10] Σ di	[11] di²pi	[11] Σ di²pi	[12] di²pi(1-pi)	[12] Σ di²pi(1-pi)	[13] pi(1-pi)	[13] Σ pi(1-pi)	H(U')	U'		
1	0.77	0.77	2.10	0.93	0.93	0.44	0.44	0.21	0.21	0.25	0.25	0.005	2.933	1.80	0.93
2	0.77	1.54	2.10	0.93	1.85	0.44	0.88	0.21	0.43	0.25	0.50	0.007	2.834	2.74	1.85
3	0.58	0.58	2.10	0.70	0.70	0.33	0.33	0.12	0.12	0.25	0.25	0.005	2.933	1.38	0.70
4	0.58	1.16	2.10	0.70	1.40	0.33	0.67	0.12	0.24	0.25	0.50	0.007	2.834	2.06	1.40
5	0.00	2.70	2.10	0.00	3.25	0.00	1.55	0.00	0.67	0.00	1.00	0.010	2.726	3.78	3.25
6	0.23	2.93	2.10	0.28	3.53	0.13	1.68	0.02	0.69	0.25	1.25	0.011	2.689	3.92	3.53
7	0.12	3.05	2.10	0.14	3.67	0.07	1.75	0.01	0.70	0.25	1.50	0.012	2.658	3.97	3.67
8	0.36	3.41	2.10	0.43	4.10	0.21	1.96	0.05	0.74	0.25	1.75	0.013	2.631	4.23	4.10
9	0.50	3.91	2.10	0.60	4.70	0.29	2.25	0.09	0.83	0.25	2.00	0.014	2.607	4.63	4.63
10	0.50	4.41	2.10	0.60	5.31	0.29	2.53	0.09	0.92	0.25	2.25	0.015	2.586	5.02	5.02
11	1.07	5.48	2.10	1.29	6.59	0.61	3.15	0.41	1.34	0.25	2.49	0.016	2.567	6.11	6.11
12	0.56	0.56	2.10	0.67	0.67	0.32	0.32	0.11	0.11	0.25	0.25	0.005	2.933	1.31	0.67
13	0.80	1.36	2.10	0.96	1.64	0.46	0.78	0.23	0.34	0.25	0.50	0.007	2.834	2.44	1.64
14	0.00	6.84	2.10	0.00	8.23	0.00	3.93	0.00	1.68	0.00	2.99	0.017	2.533	7.21	7.21
15	1.07	7.91	2.10	1.29	9.52	0.61	4.54	0.41	2.09	0.25	3.24	0.018	2.518	8.19	8.19
16	0.44	0.44	2.10	0.53	0.53	0.25	0.25	0.07	0.07	0.25	0.25	0.005	2.933	1.03	0.53
17	0.41	0.85	2.10	0.49	1.02	0.24	0.49	0.06	0.13	0.25	0.50	0.007	2.834	1.51	1.02
18	0	8.76	2.10	0.00	10.54	0.00	5.03	0.00	2.23	0.00	3.74	0.019	2.490	8.75	8.75
19	0.48	0.48	2.10	0.58	0.58	0.28	0.28	0.08	0.08	0.25	0.25	0.005	2.933	1.12	0.58
20	0.00	0.48	2.10	0.00	0.58	0.00	0.28	0.00	0.08	0.00	0.25	0.005	2.933	1.12	0.58
21	0.20	0.68	2.10	0.24	0.82	0.11	0.39	0.01	0.10	0.25	0.50	0.007	2.834	1.28	0.82
22	0.12	0.80	2.10	0.14	0.96	0.07	0.46	0.01	0.10	0.25	0.75	0.009	2.772	1.35	0.96
23	0.68	1.48	2.10	0.82	1.78	0.39	0.85	0.17	0.27	0.25	1.00	0.010	2.726	2.27	1.78
24	0.24	1.72	2.10	0.29	2.07	0.14	0.99	0.02	0.29	0.25	1.25	0.011	2.689	2.44	2.07
25	0.50	0.50	2.10	0.60	0.60	0.29	0.29	0.09	0.09	0.25	0.25	0.005	2.933	1.17	0.60
26	0.27	0.77	2.10	0.32	0.93	0.16	0.44	0.03	0.12	0.25	0.50	0.007	2.834	1.41	0.93
27	0.30	1.07	2.10	0.36	1.29	0.17	0.61	0.03	0.15	0.25	0.75	0.009	2.772	1.69	1.29
28	0.00	2.79	2.10	0.00	3.38	0.00	1.60	0.00	0.44	0.00	2.00	0.014	2.607	3.33	3.33
29	0.68	3.47	2.10	0.82	4.18	0.39	1.99	0.17	0.61	0.25	2.25	0.015	2.586	4.01	4.01
30	0.00	12.23	2.10	0.00	14.72	0.00	7.02	0.00	2.83	0.00	5.99	0.024	2.396	11.06	11.06

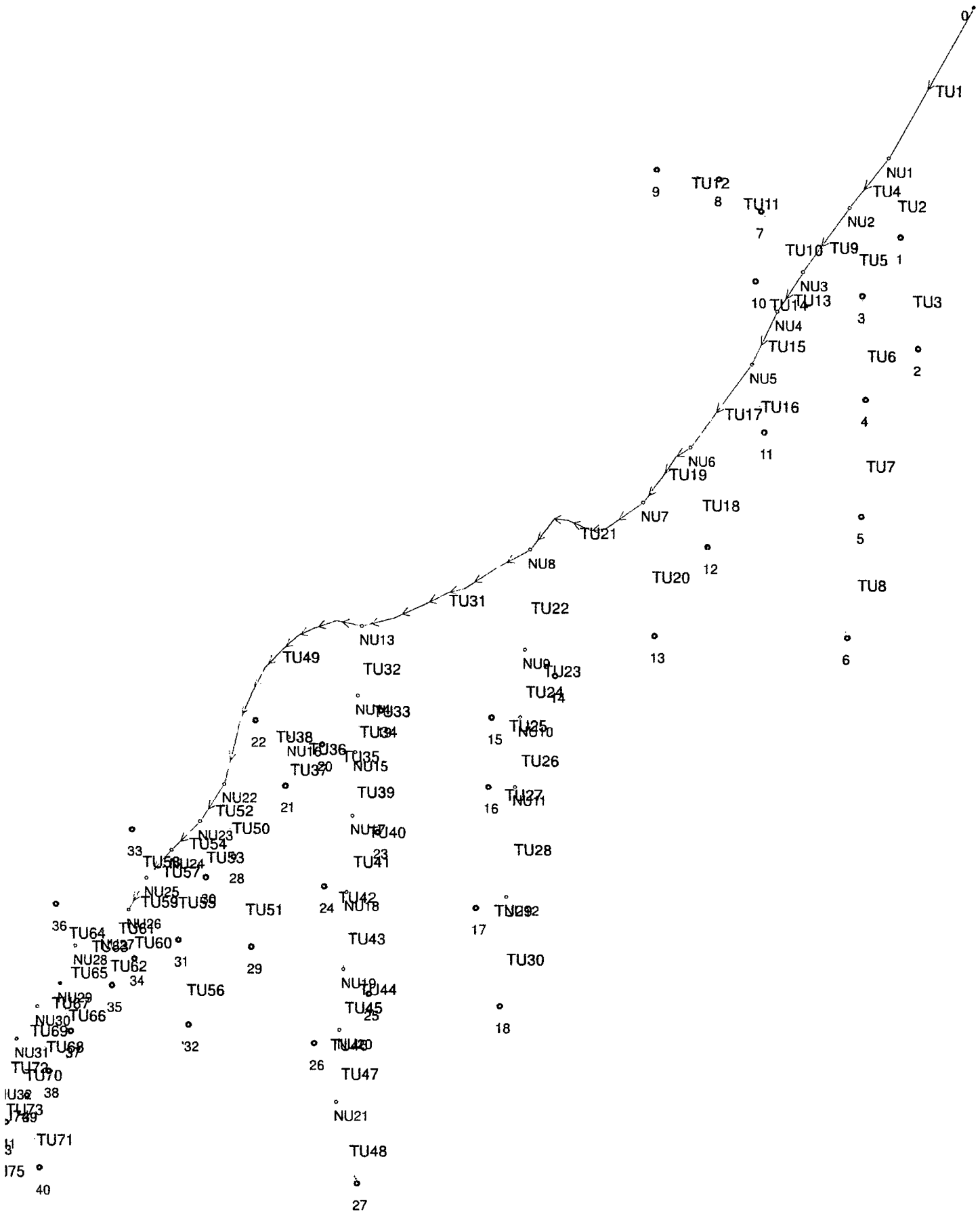
TRAMO	DATOS DE LOS NUDOS		CALCULO DE DOTACION			CALCULO DE CAUDALES DE CLEMENT EN LINEA									
	[2] SI (ha)	[3] Σ SI (ha)	[8] GL	[9] d _i	[10] Σ d _i	[11] d _i ² *p _i	[12] Σ d _i ² *p _i	[13] d _i ² *p _i (1-p _i)	[14] Σ d _i ² *p _i (1-p _i)	[15] p _i (1-p _i)	[16] Σ p _i (1-p _i)	[17] H(U')	[18] U'	[19] Q Clement (l/s)	[20] Caudal de n.º 1
31	0.44	0.44	2.10	0.83	0.53	0.25	0.25	0.07	0.07	0.25	0.25	0.005	2.933	1.03	0.53
32	0.54	0.98	2.10	0.65	1.18	0.31	0.56	0.11	0.18	0.25	0.50	0.007	2.834	1.75	1.18
33	0.11	1.09	2.10	0.13	1.31	0.06	0.63	0.00	0.18	0.25	0.75	0.009	2.772	1.80	1.31
34	0.03	1.12	2.10	0.04	1.35	0.02	0.64	0.00	0.18	0.25	1.00	0.010	2.726	1.80	1.35
35	0.30	1.42	2.10	0.36	1.71	0.17	0.82	0.03	0.21	0.25	1.25	0.011	2.689	2.06	1.71
36	0.00	13.65	2.10	0.00	16.43	0.00	7.84	0.00	3.04	0.00	7.24	0.027	2.356	11.95	11.95
37	0.54	14.19	2.10	0.65	17.07	0.31	8.15	0.11	3.15	0.25	7.48	0.027	2.349	12.32	12.32
38	0.33	14.52	2.10	0.40	17.47	0.19	8.34	0.04	3.19	0.25	7.73	0.028	2.342	12.52	12.52
39	0.70	15.22	2.10	0.84	18.31	0.40	8.74	0.18	3.37	0.25	7.98	0.028	2.335	13.03	13.03
40	0.54	15.76	2.10	0.65	18.96	0.31	9.05	0.11	3.47	0.25	8.23	0.029	2.329	13.39	13.39
41	0.59	0.59	2.10	0.71	0.71	0.34	0.34	0.13	0.13	0.25	0.25	0.005	2.933	1.38	0.71
42	0.73	1.32	2.10	0.88	1.59	0.42	0.76	0.19	0.32	0.25	0.50	0.007	2.834	2.36	1.59
43	0.47	1.79	2.10	0.57	2.15	0.27	1.03	0.08	0.40	0.25	0.75	0.009	2.772	2.78	2.15
44	0.00	17.55	2.10	0.00	21.12	0.00	10.08	0.00	3.87	0.00	8.98	0.030	2.310	14.62	14.62
45	0.75	0.75	2.10	0.90	0.90	0.43	0.43	0.20	0.20	0.25	0.25	0.005	2.933	1.75	0.90
46	0.42	1.17	2.10	0.51	1.41	0.24	0.87	0.06	0.27	0.25	0.50	0.007	2.834	2.14	1.41
47	0.19	1.36	2.10	0.23	1.64	0.11	0.78	0.01	0.28	0.25	0.75	0.009	2.772	2.25	1.64
48	0.87	2.23	2.10	1.05	2.68	0.50	1.28	0.27	0.55	0.25	1.00	0.010	2.726	3.31	2.68
49	0.00	19.78	2.10	0.00	23.80	0.00	11.36	0.00	4.42	0.00	9.98	0.032	2.287	16.17	16.17
50	0.82	0.82	2.10	0.99	0.99	0.47	0.47	0.24	0.24	0.25	0.25	0.005	2.933	1.92	0.99
51	0.87	1.69	2.10	1.05	2.03	0.50	0.97	0.27	0.52	0.25	0.50	0.007	2.834	3.01	2.03
52	0.00	21.47	2.10	0.00	25.83	0.00	12.33	0.00	4.94	0.00	10.46	0.032	2.276	17.39	17.39

FORMULAS DEL SEGUNDO MODELO DE CLEMEN (PARA n HIDRANTES DE DESCARGAS DIFERENTES)

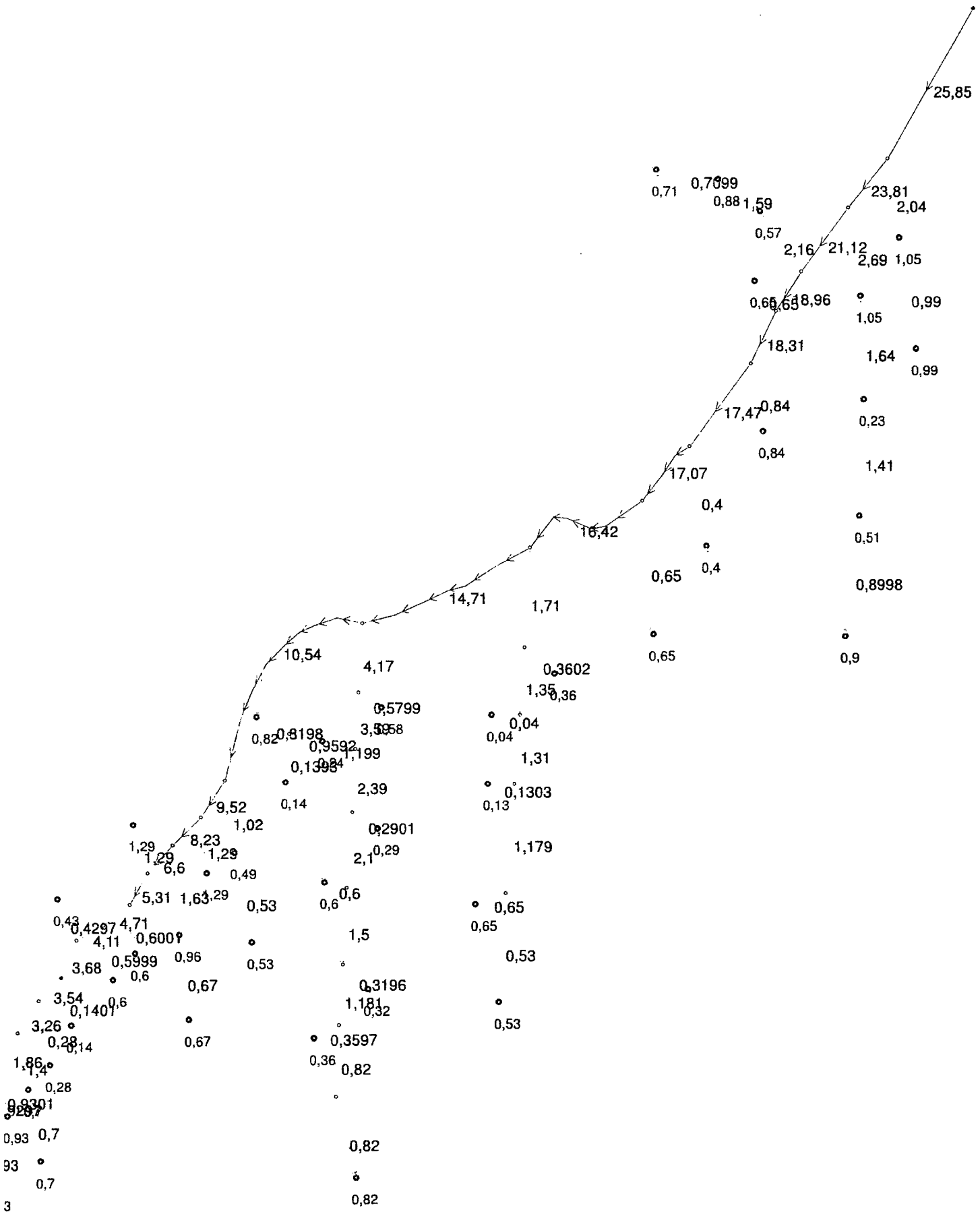
[7] $r = \frac{t''}{t} = \frac{JER}{t}$	[10] DOTACION (l)	$r = \frac{q^*s}{r} + GL$
[8] $GL = \frac{t}{t'}$	[11] CAUDAL (l/s)	$\sum_{i=1}^n p_i d_i$
[12] VARIANZA DE CAUDAL EN NUDO	[13] DISTRIBUCION NORMAL (U') FUNCION H(U')	$H(U') = P_a * \sqrt{\sum_{i=1}^n p_i (1-p_i)}$
[14] SEGUNDA FORMULA DE CLEMENT PARA n HIDRANTES DE DESCARGAS DIFERENTES		$U' = 3.9715 - 4.1693 * (H(U'))^{0.2623}$
$Q = \sum_{i=1}^n p_i d_i + U' * \sqrt{\sum_{i=1}^n p_i (1-p_i) d_i^2}$		

ANEXO 4
CALCULO DE CAUDALES PARA CADA LÍNEA –
GESTAR 2014

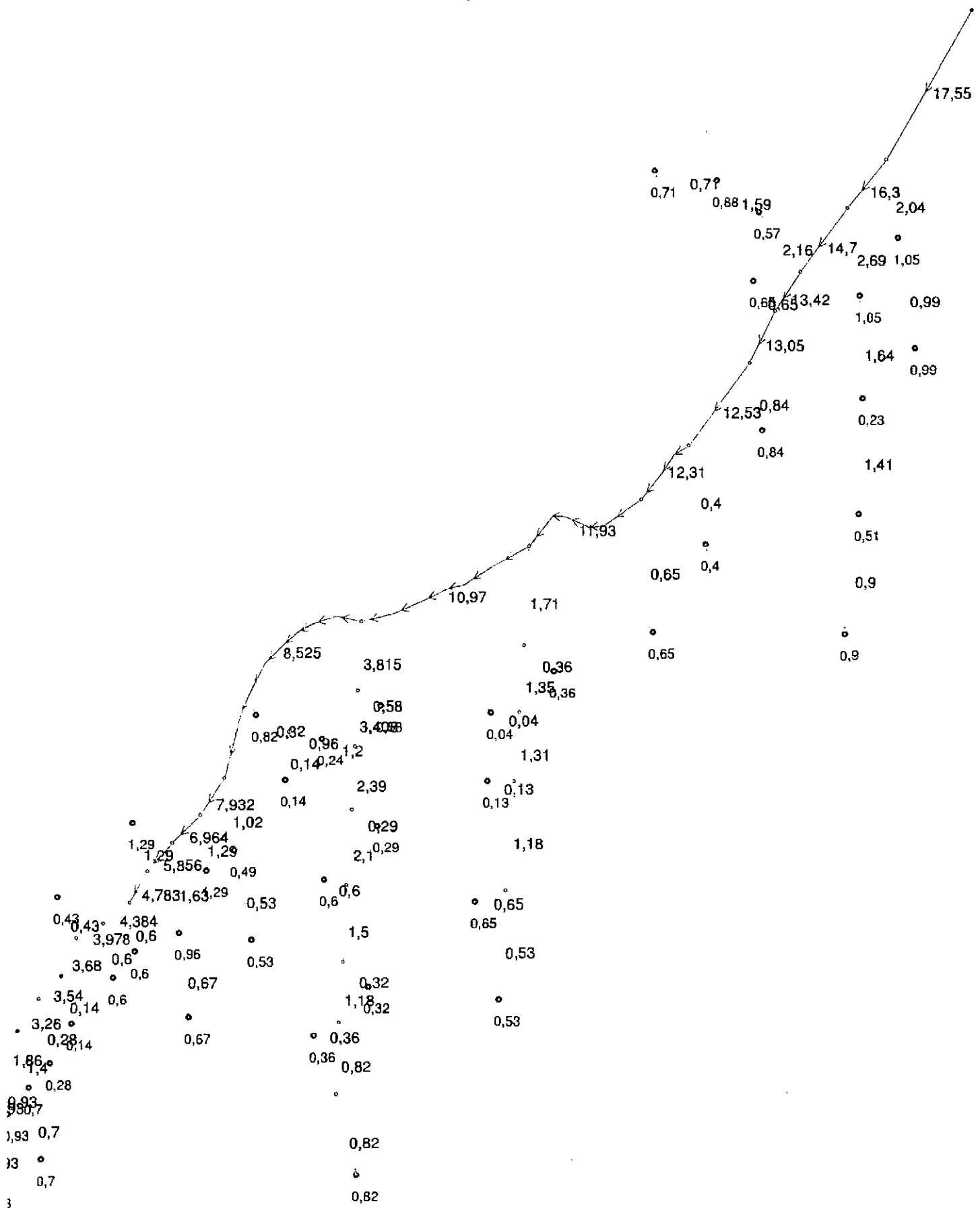
RED DE RIEGO CHALLHUAPUQUIO - GESTAR 2014



DOTACIÓN Y CUADALES DE LINEA DE LA RED DE RIEGO CHALLHUAPUQUIO



DOTACION Y CAUDAL DEL PRIMER MODELO DE CLEMET



CAUDALES POR EL MÉTODO DE CLEMENT CON UN 99% DE GARANTÍA DE SUMINISTRO.	
Proyecto: SIMULACIÓN EN REDES DE RIEGO POR LOS MODELOS DE CLEMENT EN LA COMUNIDAD DE CHALLHUAPUQUIO DEL DISTRITO DE SAN MIGUEL, PROVINCIA DE LA MAR- AYACUCHO 2014	
Ubicación	
Departamento:	Ayacucho
Provincia:	La Mar
Distrito:	San Miguel
Localidad:	Challhuapuquio

TU	Q Acumulado L/s	Q Clément L/s	Q Diseño L/s	Hid AA	Area AA ha
TU1	25.85	17.55	17.55	42.00	21.47
TU2	2.04	2.65	2.04	2.00	1.69
TU3	0.99	1.62	0.99	1.00	0.82
TU4	23.81	16.30	16.30	40.00	19.78
TU5	2.69	3.02	2.69	4.00	2.23
TU6	1.64	2.02	1.64	3.00	1.36
TU7	1.41	1.88	1.41	2.00	1.17
TU8	0.90	1.48	0.90	1.00	0.75
TU9	21.12	14.70	14.70	36.00	17.55
TU10	2.16	2.50	2.16	3.00	1.79
TU11	1.59	2.08	1.59	2.00	1.32
TU12	0.71	1.17	0.71	1.00	0.59
TU13	18.96	13.42	13.42	33.00	15.76
TU14	0.65	1.07	0.65	1.00	0.54
TU15	18.31	13.05	13.05	32.00	15.22
TU16	0.84	1.38	0.84	1.00	0.70
TU17	17.47	12.53	12.53	31.00	14.52
TU18	0.40	0.66	0.40	1.00	0.33
TU19	17.07	12.31	12.31	30.00	14.19
TU20	0.65	1.07	0.65	1.00	0.54
TU22	1.71	1.89	1.71	5.00	1.42
TU23	0.36	0.59	0.36	1.00	0.30
TU24	1.35	1.63	1.35	4.00	1.12
TU25	0.04	0.06	0.04	1.00	0.03
TU26	1.31	1.62	1.31	3.00	1.09
TU27	0.13	0.21	0.13	1.00	0.11
TU28	1.18	1.54	1.18	2.00	0.98
TU29	0.65	1.07	0.65	1.00	0.54
TU30	0.53	0.87	0.53	1.00	0.44
TU32	4.17	3.82	3.82	9.00	3.47
TU33	0.58	0.95	0.58	1.00	0.48
TU34	3.59	3.41	3.41	8.00	2.99
TU35	1.20	1.58	1.20	3.00	1.00
TU36	0.96	1.43	0.96	2.00	0.80
TU37	0.14	0.23	0.14	1.00	0.12
TU38	0.82	1.35	0.82	1.00	0.68
TU39	2.39	2.50	2.39	5.00	1.99
TU40	0.29	0.48	0.29	1.00	0.24
TU41	2.10	2.32	2.10	4.00	1.75
TU42	0.60	0.99	0.60	1.00	0.50
TU43	1.50	1.83	1.50	3.00	1.25
TU44	0.32	0.53	0.32	1.00	0.27
TU45	1.18	1.61	1.18	2.00	0.98
TU46	0.36	0.59	0.36	1.00	0.30
TU47	0.82	1.35	0.82	1.00	0.68
TU48	0.82	1.35	0.82	1.00	0.68
TU50	1.02	1.33	1.02	2.00	0.85
TU51	0.53	0.87	0.53	1.00	0.44
TU52	8.52	7.93	7.93	13.00	7.91
TU53	1.29	2.12	1.29	1.00	1.07
TU54	8.23	6.96	6.96	12.00	6.84
TU55	1.63	2.15	1.63	2.00	1.36
TU56	0.67	1.10	0.67	1.00	0.56
TU57	6.60	5.86	5.86	10.00	5.48
TU58	1.29	2.12	1.29	1.00	1.07
TU59	5.31	4.78	4.78	9.00	4.41
TU60	0.60	0.99	0.60	1.00	0.50
TU61	4.71	4.38	4.38	8.00	3.91
TU62	0.60	0.99	0.60	1.00	0.50
TU63	4.11	3.98	3.98	7.00	3.41
TU64	0.43	0.71	0.43	1.00	0.36
TU65	3.68	3.71	3.68	6.00	3.05
TU66	0.14	0.23	0.14	1.00	0.12
TU67	3.54	3.63	3.54	5.00	2.93
TU68	0.28	0.46	0.28	1.00	0.23
TU69	3.26	3.47	3.26	4.00	2.70
TU70	1.40	1.82	1.40	2.00	1.16
TU71	0.70	1.15	0.70	1.00	0.58
TU72	1.86	2.42	1.86	2.00	1.54
TU73	0.93	1.53	0.93	1.00	0.77
TU74	0.93	1.53	0.93	1.00	0.77
TU75	0.93	1.53	0.93	1.00	0.77
TU49	10.54	8.53	8.53	15.00	8.76
TU31	14.71	10.97	10.97	24.00	12.23
TU21	16.42	11.93	11.93	29.00	13.65

ANEXO 5
REPORTE DE LA RED DE RIEGO WATERNETGEN

PRESIONES EN WATERNETGEN CON ANNEALING

Proyecto: SIMULACION EN REDES DE RIEGO POR LOS MODELOS DE ELEMENT EN LA COMUNIDAD DE GRALLAPUQUEO DEL DISTRITO DE SAN MIGUEL, PROVINCIA DE LA MAR AYACUCHO 2015

Ubicación	
Departamento:	Ayacucho
Provincia:	La Mar
Distrito:	San Miguel
Localidad:	Grallapuqueo

Nodo ID	Demanda l/seg	Cota m	presion m
Junc J-1	0.00	3033.92	42.73
Junc J-2	0.00	3025.00	50.02
Junc J-3	0.00	3011.89	60.60
Junc J-4	0.00	3009.16	62.72
Junc J-5	0.00	3005.47	65.95
Junc J-6	0.00	2991.67	76.40
Junc J-7	0.00	2989.76	77.58
Junc J-8	0.00	2985.00	4.29
Junc J-9	0.00	2945.36	18.95
Junc J-10	0.00	2856.90	37.66
Junc J-11	0.49	2842.77	42.92
Junc J-12	0.53	2826.11	59.53
Junc J-13	0.00	2853.96	40.22
Junc J-14	1.29	2851.42	42.59
Junc J-15	0.00	2843.49	47.55
Junc J-16	0.96	2828.64	61.88
Junc J-17	0.67	2811.96	60.92
Junc J-18	0.00	2835.12	51.39
Junc J-19	1.29	2839.12	46.80
Junc J-20	0.00	2824.94	59.45
Junc J-21	0.60	2818.96	53.36
Junc J-22	0.00	2823.15	51.60
Junc J-23	0.60	2818.75	55.44
Junc J-24	0.00	2819.12	47.55
Junc J-25	0.43	2817.49	48.78
Junc J-26	0.00	2798.06	38.05
Junc J-27	0.14	2793.52	42.58
Junc J-28	0.00	2783.95	40.92
Junc J-29	0.28	2777.22	47.58
Junc J-30	0.00	2776.37	44.18
Junc J-31	0.70	2771.58	48.77
Junc J-32	0.70	2754.64	64.95
Junc J-33	0.00	2773.99	46.34
Junc J-34	0.93	2763.92	55.80
Junc J-35	0.00	2774.16	43.33
Junc J-36	0.93	2768.92	48.30
Junc J-37	0.00	2923.98	38.66
Junc J-38	0.82	2919.67	42.59
Junc J-39	0.00	2921.45	40.66
Junc J-40	0.36	2915.69	45.40
Junc J-41	0.00	2914.45	46.12
Junc J-42	0.32	2906.82	53.70

Nodo ID	Demanda l/seg	Cota m	presion m
Junc J-43	0.60	2915.07	45.25
Junc J-44	0.00	2916.36	44.41
Junc J-45	0.29	2907.99	52.25
Junc J-46	0.00	2910.67	49.70
Junc J-47	0.82	2910.94	49.42
Junc J-48	0.00	2897.13	60.02
Junc J-49	0.14	2893.24	63.84
Junc J-50	0.00	2877.93	74.04
Junc J-51	0.24	2873.60	78.23
Junc J-52	0.00	2871.23	80.45
Junc J-53	0.58	2868.27	82.46
Junc J-54	0.00	2949.44	37.63
Junc J-55	0.36	2945.58	41.35
Junc J-56	0.00	2948.01	38.98
Junc J-57	0.04	2947.52	39.47
Junc J-58	0.00	2937.80	48.67
Junc J-59	0.13	2937.89	48.57
Junc J-60	0.00	2913.55	68.85
Junc J-61	0.65	2912.50	69.02
Junc J-62	0.53	2883.14	95.96
Junc J-63	1.05	3029.77	46.71
Junc J-64	0.99	3022.21	54.03
Junc J-65	1.05	3020.90	48.95
Junc J-66	0.23	3014.01	44.80
Junc J-67	0.51	3009.90	47.33
Junc J-68	0.90	3001.11	54.86
Junc J-69	0.57	3011.56	56.22
Junc J-70	0.88	3005.90	57.69
Junc J-71	0.71	3002.73	59.78
Junc J-72	0.65	3009.37	62.05
Junc J-73	0.84	2997.67	70.60
Junc J-74	0.40	2984.20	74.83
Junc J-75	0.65	2981.02	66.30
Junc 216-A	0.00	2990.26	75.37
Junc 216-B	0.00	2990.26	0.00
Junc 219-A	0.00	2965.99	22.49
Junc 219-B	0.00	2965.99	0.00
Junc 222-A	0.00	2900.00	49.60
Junc 222-B	0.00	2900.00	0.00
Junc 366-A	0.00	2814.59	51.64
Junc 366-B	0.00	2814.59	22.00
Resvr R-1	-25.85	3085.00	0.00

DIAMETROS DE TUBERIAS EN WATERNETGEN CON ANNEALING

Proyecto:

Ubicación

Departamento:

Provincia:

Distrito:

Localidad:

Tramo ID	Longitud de tubería m	Diametro interno mm	Caudal l/seg	velocidad m/s	perdida unitaria m/km	Factor de fricción mm
Pipe P-1	366.61	129.80	25.85	1.95	22.56	0.015
Pipe P-2	47.66	115.80	23.81	2.26	33.71	0.015
Pipe P-3	82.56	113.00	21.12	2.11	30.51	0.015
Pipe P-4	12.72	99.40	18.96	2.44	46.60	0.015
Pipe P-5	19.36	113.00	18.31	1.83	23.55	0.016
Pipe P-6	65.24	94.60	17.47	2.49	50.99	0.015
Pipe P-7	47.98	120.40	17.07	1.50	15.27	0.016
Pipe P-8	37.61	94.60	16.42	2.34	45.56	0.016
Pipe P-9	63.40	118.80	16.42	1.48	15.18	0.016
Pipe P-10	107.58	133.00	14.71	1.06	7.23	0.017
Pipe P-11	131.61	118.80	14.71	1.33	12.45	0.016
Pipe P-12	182.41	71.20	10.54	2.65	80.34	0.016
Pipe P-13	143.13	83.40	10.54	1.93	37.45	0.016
Pipe P-14	94.46	28.60	1.02	1.57	93.77	0.022
Pipe P-15	78.86	81.40	0.53	0.10	0.22	0.033
Pipe P-16	12.26	83.40	9.52	1.74	31.16	0.017
Pipe P-17	10.76	46.20	1.29	0.77	14.83	0.023
Pipe P-18	48.06	67.80	8.23	2.28	64.98	0.017
Pipe P-19	60.55	57.00	1.63	0.64	8.23	0.023
Pipe P-20	95.71	21.40	0.67	1.86	184.23	0.022
Pipe P-21	44.95	57.00	6.60	2.59	100.64	0.017
Pipe P-22	12.58	36.20	1.29	1.25	47.62	0.022
Pipe P-23	71.38	67.80	5.31	1.47	29.47	0.018
Pipe P-24	26.44	17.00	0.60	2.64	456.86	0.022
Pipe P-25	57.68	45.20	4.71	2.94	167.39	0.017
Pipe P-26	15.02	28.80	0.60	0.92	36.61	0.024
Pipe P-27	61.81	45.20	4.11	2.56	130.83	0.018
Pipe P-28	19.34	28.80	0.43	0.66	20.39	0.026
Pipe P-29	22.85	46.20	0.14	0.08	0.31	0.041
Pipe P-30	124.88	46.20	3.54	2.11	89.94	0.018
Pipe P-31	22.71	37.00	0.28	0.26	2.95	0.032
Pipe P-32	171.75	58.40	3.26	1.22	25.15	0.019
Pipe P-33	11.54	46.20	1.40	0.84	17.16	0.022
Pipe P-34	44.92	36.20	0.70	0.68	16.14	0.025
Pipe P-35	128.35	83.40	1.86	0.34	1.69	0.024
Pipe P-36	22.32	36.20	0.93	0.90	26.64	0.023
Pipe P-37	118.30	37.00	0.93	0.86	24.01	0.023
Pipe P-38	9.31	36.20	0.93	0.90	26.67	0.023
Pipe P-39	41.61	58.40	4.17	1.56	39.12	0.019
Pipe P-40	19.37	37.00	0.82	0.76	19.23	0.024
Pipe P-41	6.57	46.20	3.35	2.00	81.47	0.019

Tramo ID	Longitud de tubería m	Diametro interno mm	Caudal l/seg	velocidad m/s	perdida unitaria m/km	Factor de fricción mm
Pipe P-42	68.77	46.20	1.28	0.76	14.63	0.023
Pipe P-43	22.10	37.00	0.92	0.86	23.56	0.023
Pipe P-44	19.76	45.20	0.32	0.20	1.43	0.032
Pipe P-45	22.58	37.00	0.60	0.56	11.10	0.026
Pipe P-46	13.26	37.00	2.07	1.93	99.80	0.020
Pipe P-47	51.47	28.80	0.29	0.45	10.25	0.029
Pipe P-48	14.96	46.20	1.78	1.06	26.25	0.021
Pipe P-49	9.94	69.40	0.32	0.22	0.96	0.028
Pipe P-50	38.04	28.80	0.96	1.47	84.18	0.022
Pipe P-51	18.38	28.80	0.14	0.21	2.93	0.036
Pipe P-52	63.81	27.40	0.32	1.39	80.75	0.022
Pipe P-53	18.14	28.80	0.24	0.37	7.38	0.031
Pipe P-54	23.24	36.20	0.58	0.56	11.60	0.026
Pipe P-55	27.43	28.80	0.58	0.89	34.49	0.025
Pipe P-56	68.04	46.20	1.71	1.02	24.45	0.021
Pipe P-57	27.57	37.00	0.36	0.33	4.56	0.030
Pipe P-58	4.66	46.20	1.35	0.81	16.10	0.023
Pipe P-59	10.05	37.00	0.04	0.04	0.09	0.047
Pipe P-60	33.26	46.20	1.31	0.78	15.24	0.023
Pipe P-61	28.90	46.20	0.13	0.08	0.25	0.038
Pipe P-62	77.57	34.40	1.18	1.27	51.88	0.022
Pipe P-63	20.91	28.80	0.85	1.00	42.18	0.024
Pipe P-64	110.33	28.80	0.53	0.81	29.43	0.025
Pipe P-65	39.72	69.40	2.04	0.54	4.78	0.022
Pipe P-66	74.23	58.40	0.99	0.37	3.04	0.026
Pipe P-67	29.10	36.20	2.89	2.61	177.57	0.018
Pipe P-68	50.40	28.80	1.84	2.52	219.28	0.020
Pipe P-69	28.31	36.20	1.41	1.37	55.79	0.021
Pipe P-70	55.18	37.00	0.90	0.84	22.66	0.023
Pipe P-71	39.37	36.20	2.16	2.10	119.66	0.019
Pipe P-72	60.60	36.20	1.59	1.54	69.13	0.021
Pipe P-73	64.87	36.20	0.71	0.69	16.55	0.025
Pipe P-74	11.00	28.80	0.95	1.00	42.17	0.024
Pipe P-75	47.27	28.80	0.34	1.29	66.39	0.023
Pipe P-76	40.75	17.00	0.40	1.76	222.05	0.024
Pipe P-77	38.01	17.00	0.95	2.86	527.16	0.021
Pipe P-78	15.37	59.80	3.98	1.31	27.90	0.019
Pipe P-79	78.66	83.40	3.88	0.67	5.66	0.020
Valve PRV-1	0.50	148.40	16.42	0.95	75.52	0.000
Valve PRV-2	0.50	148.40	14.71	0.85	22.53	0.000
Valve PRV-3	0.50	152.40	10.54	0.58	49.69	0.000
Valve PRV-4	0.50	59.80	3.98	1.31	29.70	0.000

PRESIONES EN WATERNETGEN CON MINIMA PRESION

Proyecto: SIMULACION EN REDES DE RIEGO POR LOS MODELOS DE ELEMENTOS EN LA COMUNIDAD DE CHAYLLA, DISTRITO DE SAN MIGUEL, PROVINCIA DE LA MAR, AYACUCHO 2013

Ubicación
 Departamento: Ayacucho
 Provincia: La Mar
 Distrito: Chaylla
 Localidad: Chayllapueblo

Nodo ID	Demanda l/seg	Cota m	presion m
Junc J-1	0.00	3033.92	42.73
Junc J-2	0.00	3025.00	50.70
Junc J-3	0.00	3011.89	59.12
Junc J-4	0.00	3009.16	61.25
Junc J-5	0.00	3005.47	64.08
Junc J-6	0.00	2991.67	74.54
Junc J-7	0.00	2989.76	74.10
Junc J-8	0.00	2985.00	0.58
Junc J-9	0.00	2945.36	12.64
Junc J-10	0.00	2856.90	30.02
Junc J-11	0.49	2842.77	35.28
Junc J-12	0.53	2826.11	49.59
Junc J-13	0.00	2853.96	32.04
Junc J-14	1.29	2851.42	34.11
Junc J-15	0.00	2843.49	39.37
Junc J-16	0.96	2828.64	41.09
Junc J-17	0.67	2811.96	4.57
Junc J-18	0.00	2835.12	43.21
Junc J-19	1.29	2839.12	37.42
Junc J-20	0.00	2824.94	48.53
Junc J-21	0.60	2818.96	42.44
Junc J-22	0.00	2823.15	40.67
Junc J-23	0.60	2818.75	44.52
Junc J-24	0.00	2819.12	36.63
Junc J-25	0.43	2817.49	37.86
Junc J-26	0.00	2798.06	30.93
Junc J-27	0.14	2793.52	35.44
Junc J-28	0.00	2783.95	33.80
Junc J-29	0.28	2777.22	40.45
Junc J-30	0.00	2776.37	28.07
Junc J-31	0.70	2771.58	32.29
Junc J-32	0.70	2754.64	47.03
Junc J-33	0.00	2773.99	19.89
Junc J-34	0.93	2763.92	28.18
Junc J-35	0.00	2774.16	16.89
Junc J-36	0.93	2768.92	21.33
Junc J-37	0.00	2923.98	28.96
Junc J-38	0.82	2919.67	32.89
Junc J-39	0.00	2921.45	30.96
Junc J-40	0.36	2915.69	33.80
Junc J-41	0.00	2914.45	34.52
Junc J-42	0.32	2906.82	41.89

Nodo ID	Demanda l/seg	Cota m	presion m
Junc J-43	0.60	2915.07	33.65
Junc J-44	0.00	2916.36	34.71
Junc J-45	0.29	2907.99	42.55
Junc J-46	0.00	2910.67	39.25
Junc J-47	0.82	2910.94	38.80
Junc J-48	0.00	2897.13	49.57
Junc J-49	0.14	2893.24	53.40
Junc J-50	0.00	2877.93	51.92
Junc J-51	0.24	2873.60	56.10
Junc J-52	0.00	2871.23	57.80
Junc J-53	0.58	2868.27	59.81
Junc J-54	0.00	2949.44	29.83
Junc J-55	0.36	2945.58	33.56
Junc J-56	0.00	2948.01	31.05
Junc J-57	0.04	2947.52	31.54
Junc J-58	0.00	2937.80	39.78
Junc J-59	0.13	2937.89	39.66
Junc J-60	0.00	2913.55	52.02
Junc J-61	0.65	2912.50	52.19
Junc J-62	0.53	2883.14	79.12
Junc J-63	1.05	3029.77	43.60
Junc J-64	0.99	3022.21	49.15
Junc J-65	1.05	3020.90	49.63
Junc J-66	0.23	3014.01	45.48
Junc J-67	0.51	3009.90	44.86
Junc J-68	0.90	3001.11	52.39
Junc J-69	0.57	3011.56	54.74
Junc J-70	0.88	3005.90	47.85
Junc J-71	0.71	3002.73	47.82
Junc J-72	0.65	3009.37	60.57
Junc J-73	0.84	2997.67	68.73
Junc J-74	0.40	2984.20	72.96
Junc J-75	0.65	2981.02	62.83
Junc 216-A	0.00	2990.26	71.90
Junc 216-B	0.00	2990.26	0.00
Junc 219-A	0.00	2965.99	13.06
Junc 219-B	0.00	2965.99	0.00
Junc 222-A	0.00	2900.00	43.29
Junc 222-B	0.00	2900.00	0.00
Junc 366-A	0.00	2814.59	40.72
Junc 366-B	0.00	2814.59	22.00
Resvr R-1	-25.85	3085.00	0.00

DIAMETROS DE TUBERIAS EN WATERNETGEN CON MINIMA PRESION

Proyecto: SIMULACION DE REDES DE TUBERIAS DE AGUA POTABLE EN EL MUNICIPIO DE SAN MIGUEL DE PERU, VALLE DE CAJAMAHA

Ubicación

Departamento:

Provincia:

Distrito:

Localidad:

Tramo ID	Longitud de tubería m	Diametro interno mm	Caudal l/seg	velocidad m/s	perdida unitaria m/km	Factor de fricción mm
Pipe P-1	366.61	129.80	25.85	1.95	22.56	0.02
Pipe P-2	47.66	129.80	23.81	1.80	19.43	0.02
Pipe P-3	82.56	99.40	21.12	2.72	56.70	0.02
Pipe P-4	12.72	99.40	18.96	2.44	46.60	0.02
Pipe P-5	19.36	99.40	18.31	2.36	43.72	0.02
Pipe P-6	65.24	94.60	17.47	2.49	50.99	0.02
Pipe P-7	47.98	94.60	17.07	2.43	48.89	0.02
Pipe P-8	37.61	94.60	16.42	2.34	45.56	0.02
Pipe P-9	63.40	85.60	16.42	2.85	73.85	0.02
Pipe P-10	107.58	85.60	14.71	2.56	60.46	0.02
Pipe P-11	131.61	85.60	14.71	2.56	60.46	0.02
Pipe P-12	182.41	71.20	10.54	2.65	80.34	0.02
Pipe P-13	143.13	69.40	10.54	2.79	90.92	0.02
Pipe P-14	94.46	28.80	1.02	1.57	93.77	0.02
Pipe P-15	78.86	28.80	0.53	0.81	29.43	0.03
Pipe P-16	12.26	69.40	9.52	2.52	75.58	0.02
Pipe P-17	10.76	37.00	1.29	1.20	42.88	0.02
Pipe P-18	48.06	67.80	8.23	2.28	64.98	0.02
Pipe P-19	60.55	28.80	1.63	2.50	216.88	0.02
Pipe P-20	95.71	17.00	0.67	2.95	556.56	0.02
Pipe P-21	44.95	57.00	6.60	2.59	100.64	0.02
Pipe P-22	12.58	28.80	1.29	1.98	142.59	0.02
Pipe P-23	71.38	57.00	5.31	2.08	67.93	0.02
Pipe P-24	26.44	17.00	0.60	2.64	456.86	0.02
Pipe P-25	57.68	45.20	4.71	2.94	167.39	0.02
Pipe P-26	15.02	28.80	0.60	0.92	36.61	0.02
Pipe P-27	61.81	45.20	4.11	2.56	130.83	0.02
Pipe P-28	19.34	28.80	0.43	0.66	20.38	0.03
Pipe P-29	22.85	37.00	0.14	0.13	0.90	0.04
Pipe P-30	124.88	46.20	3.54	2.11	89.94	0.02
Pipe P-31	22.71	37.00	0.28	0.26	2.95	0.03
Pipe P-32	171.75	46.20	3.26	1.94	77.55	0.02
Pipe P-33	11.54	37.00	1.40	1.30	49.61	0.02
Pipe P-34	44.92	28.80	0.70	1.07	48.07	0.02
Pipe P-35	128.35	37.00	1.86	1.73	82.39	0.02
Pipe P-36	22.32	28.80	0.93	1.43	79.55	0.02
Pipe P-37	118.30	37.00	0.93	0.86	24.01	0.02
Pipe P-38	9.91	28.80	0.93	1.43	79.57	0.02
Pipe P-39	41.61	46.20	4.17	2.49	120.85	0.02
Pipe P-40	19.37	37.00	0.82	0.76	19.23	0.02
Pipe P-41	6.57	46.20	3.35	2.00	81.42	0.02

Tramo ID	Longitud de tubería m	Diametro interno mm	Caudal l/seg	velocidad m/s	perdida unitaria m/km	Factor de fricción mm
Pipe P-42	68.77	37.00	1.28	1.19	42.30	0.02
Pipe P-43	22.10	37.00	0.92	0.86	23.54	0.02
Pipe P-44	19.76	28.80	0.32	0.49	12.18	0.03
Pipe P-45	22.58	37.00	0.60	0.56	11.10	0.03
Pipe P-46	13.26	37.00	2.07	1.93	99.80	0.02
Pipe P-47	51.47	28.80	0.29	0.45	10.26	0.03
Pipe P-48	14.96	37.00	1.78	1.66	76.17	0.02
Pipe P-49	9.94	37.00	0.82	0.76	19.22	0.02
Pipe P-50	38.04	28.80	0.96	1.47	84.18	0.02
Pipe P-51	18.38	28.80	0.14	0.21	2.93	0.04
Pipe P-52	63.81	21.40	0.82	2.28	264.14	0.02
Pipe P-53	18.14	28.80	0.24	0.37	7.40	0.03
Pipe P-54	23.24	28.80	0.58	0.89	34.50	0.03
Pipe P-55	27.43	28.80	0.58	0.89	34.49	0.03
Pipe P-56	88.04	37.00	1.71	1.59	70.88	0.02
Pipe P-57	27.57	37.00	0.36	0.33	4.56	0.03
Pipe P-58	4.66	37.00	1.35	1.26	46.50	0.02
Pipe P-59	10.05	37.00	0.04	0.04	0.09	0.05
Pipe P-60	33.26	37.00	1.31	1.22	44.08	0.02
Pipe P-61	26.90	37.00	0.13	0.12	0.30	0.04
Pipe P-62	77.57	27.40	1.18	2.00	154.46	0.02
Pipe P-63	20.91	28.80	0.65	1.00	42.18	0.02
Pipe P-64	110.33	28.80	0.53	0.81	29.43	0.03
Pipe P-65	33.72	37.00	2.04	1.90	97.22	0.02
Pipe P-66	74.23	37.00	0.99	0.92	26.81	0.02
Pipe P-67	29.10	36.20	2.69	2.61	177.57	0.02
Pipe P-68	50.40	28.80	1.64	2.52	219.28	0.02
Pipe P-69	28.31	28.80	1.41	2.16	167.21	0.02
Pipe P-70	55.18	37.00	0.90	0.84	22.66	0.02
Pipe P-71	39.37	36.20	2.16	2.10	119.66	0.02
Pipe P-72	60.60	28.80	1.59	2.44	207.42	0.02
Pipe P-73	64.87	28.80	0.71	1.09	49.29	0.02
Pipe P-74	11.00	28.80	0.65	1.00	42.17	0.02
Pipe P-75	47.27	28.80	0.84	1.29	66.40	0.02
Pipe P-76	40.75	17.00	0.40	1.76	222.06	0.02
Pipe P-77	38.01	17.00	0.65	2.86	527.16	0.02
Pipe P-78	15.37	59.80	3.68	1.31	27.89	0.02
Pipe P-79	78.66	46.20	3.68	2.20	96.46	0.02
Valva PRV-1	0.50	148.40	16.42	0.95	72.04	0.00
Valva PRV-2	0.50	148.40	14.71	0.85	13.08	0.00
Valva PRV-3	0.50	152.40	10.54	0.58	43.38	0.00
Valva PRV-4	0.50	59.80	3.68	1.31	18.76	0.00

PRESIONES EN WATERNETGEN CON MAXIMA VELOCIDAD

Proyecto: SIMULACION EN REDES DE RIEGO POR LOS MODELOS DE ELEMENT EN LA COMUNIDAD DE CHALLHUAPUQUIO DEL DISTRITO DE SAN MIGUEL, PROVINCIA DE LA MAR, AYACUCHO 2013

Ubicación	
Departamento:	Ayacucho
Provincia:	La Mar
Distrito:	San Miguel
Localidad:	Challhuapuquio

Nodo ID	Demanda l/seg	Cota m	presion m
Junc J-1	0.00	3033.92	36.66
Junc J-2	0.00	3025.00	42.59
Junc J-3	0.00	3011.89	51.01
Junc J-4	0.00	3009.16	53.14
Junc J-5	0.00	3005.47	55.98
Junc J-6	0.00	2991.67	66.43
Junc J-7	0.00	2989.76	66.00
Junc J-8	0.00	2985.00	0.58
Junc J-9	0.00	2945.36	12.64
Junc J-10	0.00	2856.90	30.02
Junc J-11	0.49	2842.77	35.28
Junc J-12	0.53	2826.11	49.59
Junc J-13	0.00	2853.96	32.04
Junc J-14	1.29	2851.42	34.11
Junc J-15	0.00	2843.49	39.37
Junc J-16	0.96	2828.64	41.09
Junc J-17	0.67	2811.96	4.57
Junc J-18	0.00	2835.12	43.21
Junc J-19	1.29	2839.12	37.42
Junc J-20	0.00	2824.94	48.53
Junc J-21	0.60	2818.96	42.44
Junc J-22	0.00	2823.15	40.67
Junc J-23	0.60	2818.75	44.52
Junc J-24	0.00	2819.12	36.63
Junc J-25	0.43	2817.49	37.86
Junc J-26	0.00	2798.06	30.93
Junc J-27	0.14	2793.52	35.44
Junc J-28	0.00	2783.95	33.80
Junc J-29	0.28	2777.22	40.45
Junc J-30	0.00	2776.37	28.07
Junc J-31	0.70	2771.58	32.29
Junc J-32	0.70	2754.64	47.03
Junc J-33	0.00	2773.99	19.89
Junc J-34	0.93	2763.92	28.18
Junc J-35	0.00	2774.16	16.89
Junc J-36	0.93	2768.92	21.33
Junc J-37	0.00	2923.98	28.96
Junc J-38	0.82	2919.67	32.89
Junc J-39	0.00	2921.45	30.96
Junc J-40	0.36	2915.69	33.80
Junc J-41	0.00	2914.45	34.52
Junc J-42	0.32	2906.82	41.89

Nodo ID	Demanda l/seg	Cota m	presion m
Junc J-43	0.60	2915.07	33.65
Junc J-44	0.00	2916.36	34.71
Junc J-45	0.29	2907.99	42.55
Junc J-46	0.00	2910.67	39.25
Junc J-47	0.82	2910.94	38.80
Junc J-48	0.00	2897.13	49.57
Junc J-49	0.14	2893.24	53.40
Junc J-50	0.00	2877.93	51.92
Junc J-51	0.24	2873.60	56.10
Junc J-52	0.00	2871.23	57.80
Junc J-53	0.58	2868.27	59.81
Junc J-54	0.00	2949.44	29.83
Junc J-55	0.36	2945.58	33.56
Junc J-56	0.00	2948.01	31.05
Junc J-57	0.04	2947.52	31.54
Junc J-58	0.00	2937.80	39.78
Junc J-59	0.13	2937.89	39.66
Junc J-60	0.00	2913.55	52.02
Junc J-61	0.65	2912.50	52.19
Junc J-62	0.53	2883.14	79.12
Junc J-63	1.05	3029.77	37.52
Junc J-64	0.99	3022.21	43.08
Junc J-65	1.05	3020.90	41.52
Junc J-66	0.23	3014.01	37.37
Junc J-67	0.51	3009.90	36.75
Junc J-68	0.90	3001.11	44.28
Junc J-69	0.57	3011.56	46.63
Junc J-70	0.88	3005.90	39.74
Junc J-71	0.71	3002.73	39.71
Junc J-72	0.65	3009.37	52.46
Junc J-73	0.84	2997.67	60.62
Junc J-74	0.40	2984.20	64.85
Junc J-75	0.65	2981.02	54.72
Junc 216-A	0.00	2990.26	63.79
Junc 216-B	0.00	2990.26	0.00
Junc 219-A	0.00	2965.99	13.06
Junc 219-B	0.00	2965.99	0.00
Junc 222-A	0.00	2900.00	43.29
Junc 222-B	0.00	2900.00	0.00
Junc 366-A	0.00	2814.59	40.72
Junc 366-B	0.00	2814.59	22.00
Resvr R-1	-25.85	3085.00	0.00

DIAMETROS DE TUBERIAS EN WATERNETGEN CON MAXIMA VELOCIDAD

Proyecto: **INSTALACION DE REDES DE RIEGO POR GOTA A GOTA DE ALIEN EN LA COMUNIDAD DE BAÑUAPUQUE DEL DISTRITO DE SAN MIGUEL, PROVINCIA DE TAMBAYACOCHO**

Ubicación

Departamento: **Tambucocho**
 Provincia: **Moravia**
 Distrito: **San Miguel**
 Localidad: **Bañuapuche**

Tramo ID	Longitud de tubería m	Diametro interno mm	Caudal l/seg	velocidad m/s	perdida unitaria m/km	Factor de fricción mm
Pipe P-1	368.81	115.80	25.85	2.45	39.15	0.02
Pipe P-2	47.66	102.00	23.81	2.91	62.26	0.02
Pipe P-3	82.56	99.40	21.12	2.72	56.70	0.02
Pipe P-4	12.72	99.40	18.96	2.44	46.57	0.02
Pipe P-5	19.36	99.40	18.31	2.36	43.73	0.02
Pipe P-6	65.24	94.60	17.47	2.49	50.99	0.02
Pipe P-7	47.98	94.60	17.07	2.43	48.88	0.02
Pipe P-8	37.61	94.60	16.42	2.34	45.56	0.02
Pipe P-9	63.40	85.60	16.42	2.85	73.85	0.02
Pipe P-10	107.58	85.60	14.71	2.56	60.46	0.02
Pipe P-11	131.61	85.60	14.71	2.56	60.46	0.02
Pipe P-12	182.41	71.20	10.54	2.65	80.34	0.02
Pipe P-13	143.13	69.40	10.54	2.79	90.92	0.02
Pipe P-14	94.46	28.80	1.02	1.57	93.77	0.02
Pipe P-15	78.86	28.80	0.53	0.81	29.43	0.03
Pipe P-16	12.26	69.40	9.52	2.52	75.58	0.02
Pipe P-17	10.76	37.00	1.29	1.20	42.88	0.02
Pipe P-18	48.06	67.80	8.23	2.28	64.98	0.02
Pipe P-19	60.55	28.80	1.63	2.50	216.88	0.02
Pipe P-20	95.71	17.00	0.67	2.95	556.56	0.02
Pipe P-21	44.95	57.00	6.60	2.59	100.64	0.02
Pipe P-22	12.58	28.80	1.29	1.98	142.59	0.02
Pipe P-23	71.38	57.00	5.31	2.08	67.93	0.02
Pipe P-24	26.44	17.00	0.60	2.64	456.86	0.02
Pipe P-25	57.68	45.20	4.71	2.94	167.39	0.02
Pipe P-26	15.02	28.80	0.60	0.92	36.61	0.02
Pipe P-27	61.81	45.20	4.11	2.56	130.83	0.02
Pipe P-28	19.34	28.80	0.43	0.66	20.38	0.03
Pipe P-29	22.85	37.00	0.14	0.13	0.90	0.04
Pipe P-30	124.88	46.20	3.54	2.11	89.94	0.02
Pipe P-31	22.71	37.00	0.28	0.26	2.95	0.03
Pipe P-32	171.75	46.20	3.26	1.94	77.55	0.02
Pipe P-33	11.54	37.00	1.40	1.10	49.61	0.02
Pipe P-34	44.92	28.80	0.70	1.07	48.07	0.02
Pipe P-35	128.35	37.00	1.86	1.73	82.39	0.02
Pipe P-36	22.32	28.80	0.93	1.43	79.55	0.02
Pipe P-37	118.30	37.00	0.93	0.86	24.01	0.02
Pipe P-38	9.91	28.80	0.93	1.43	79.57	0.02
Pipe P-39	41.61	46.20	4.17	2.49	120.85	0.02
Pipe P-40	19.37	37.00	0.82	0.76	19.23	0.02
Pipe P-41	6.57	46.20	3.35	2.00	81.42	0.02

Tramo ID	Longitud de tubería m	Diametro interno mm	Caudal l/seg	velocidad m/s	perdida unitaria m/km	Factor de fricción mm
Pipe P-42	68.77	37.00	1.28	1.19	42.30	0.02
Pipe P-43	22.10	37.00	0.92	0.86	23.54	0.02
Pipe P-44	19.76	28.80	0.32	0.49	12.18	0.03
Pipe P-45	22.58	37.00	0.60	0.56	11.10	0.03
Pipe P-46	13.26	37.00	2.07	1.93	99.80	0.02
Pipe P-47	51.47	28.80	0.29	0.45	10.26	0.03
Pipe P-48	14.96	37.00	1.78	1.66	76.17	0.02
Pipe P-49	9.94	37.00	0.82	0.76	19.22	0.02
Pipe P-50	38.04	28.80	0.96	1.47	84.18	0.02
Pipe P-51	18.38	28.80	0.14	0.21	2.93	0.04
Pipe P-52	63.61	21.40	0.82	2.28	264.14	0.02
Pipe P-53	18.14	28.80	0.24	0.37	7.40	0.03
Pipe P-54	23.24	28.80	0.58	0.89	34.50	0.03
Pipe P-55	27.43	28.80	0.58	0.89	34.49	0.03
Pipe P-56	88.04	37.00	1.71	1.59	70.88	0.02
Pipe P-57	27.57	37.00	0.36	0.33	4.56	0.03
Pipe P-58	4.63	37.00	1.35	1.26	46.50	0.02
Pipe P-59	10.05	37.00	0.04	0.04	0.09	0.05
Pipe P-60	33.26	37.00	1.31	1.22	44.08	0.02
Pipe P-61	26.90	37.00	0.13	0.12	0.80	0.04
Pipe P-62	77.57	27.40	1.18	2.00	154.46	0.02
Pipe P-63	20.91	28.80	0.65	1.00	42.18	0.02
Pipe P-64	110.33	28.80	0.53	0.81	29.43	0.03
Pipe P-65	33.72	37.00	2.04	1.90	97.22	0.02
Pipe P-66	74.23	37.00	0.99	0.92	26.81	0.02
Pipe P-67	29.10	36.20	2.69	2.61	177.58	0.02
Pipe P-68	50.40	28.80	1.64	2.52	219.28	0.02
Pipe P-69	28.31	28.80	1.41	2.16	167.20	0.02
Pipe P-70	55.18	37.00	0.90	0.84	22.66	0.02
Pipe P-71	39.37	36.20	2.16	2.10	119.66	0.02
Pipe P-72	60.60	28.80	1.59	2.44	207.42	0.02
Pipe P-73	64.87	28.80	0.71	1.09	49.29	0.02
Pipe P-74	11.00	28.80	0.65	1.00	42.19	0.02
Pipe P-75	47.27	28.80	0.84	1.29	66.39	0.02
Pipe P-76	40.75	17.00	0.40	1.76	222.05	0.02
Pipe P-77	38.01	17.00	0.65	2.86	527.16	0.02
Pipe P-78	15.37	59.80	3.68	1.31	27.89	0.02
Pipe P-79	78.66	46.20	3.68	2.20	96.46	0.02
Valve PRV-1	0.50	146.40	16.42	0.95	63.91	0.00
Valve PRV-2	0.50	146.40	14.71	0.85	13.08	0.00
Valve PRV-3	0.50	152.40	10.54	0.58	43.38	0.00
Valve PRV-4	0.50	59.80	3.68	1.31	18.76	0.00

ANEXO 6
PRUEBA DE INFILTRACIÓN

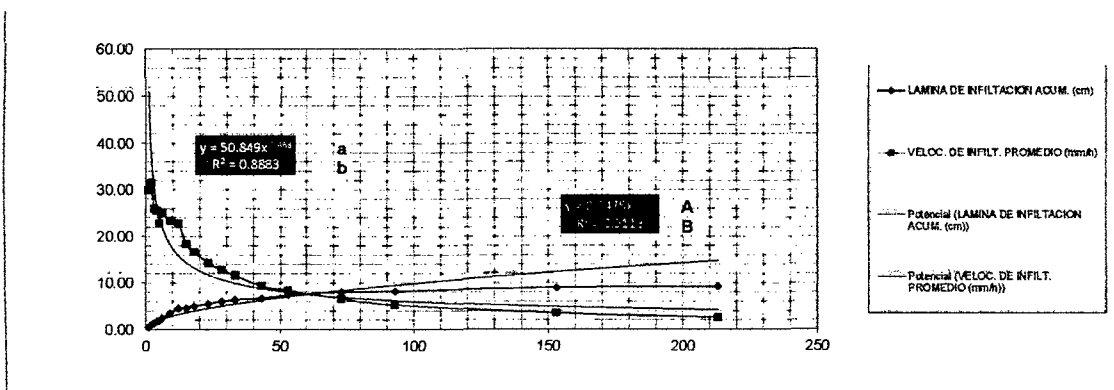
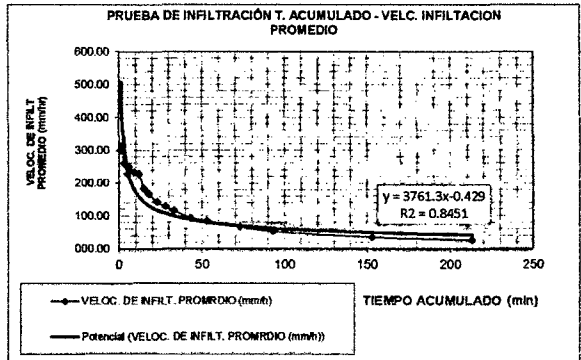
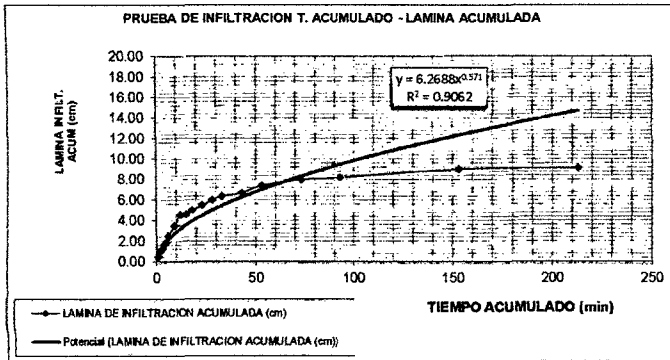
PRUEBA DE INFILTRACION

PROYECTO: SIMULACIÓN EN REDES DE RIEGO POR LOS MODELOS DE CLÉMENT EN LA COMUNIDAD DE CHALLHUAPUQUIO DEL DISTRITO DE SAN MIGUEL, PROVINCIA DE LA MAR-AYACUCHO-2013

DEPARTAMENTO: AYACUCHO DISTRITO: SAN MIGUEL
 PROVINCIA: LA MAR LOCALIDAD: CHALLHUAPUQUIO

TIEMPO DE PRUEBA : 3:00 Horas

HORA	LECTURAS			TIEMPO ACUMULADO (min)	LECTURAS INFILTRADAS		VELOCIDAD DE INFILTRACION		
	ENRASE	LECTURA DE DESENSE (mm)	PARCIAL (mm)		LAMINA PARCIAL (cm)	LAMINA DE INFILTRACION ACUMULADA (cm)	INSTANTANEO (mm/hr)	PROMEDIO (mm/hr)	PROMEDIO (cm/hr)
10	2	602	25.00	0	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
10	3	603	24.50	1	0.500	0.50	300.00	300.00	30.00
10	4	604	23.95	1	0.550	1.05	330.00	315.00	31.50
10	5	605	23.70	1	0.250	1.30	150.00	260.00	26.00
10	6	606	23.30	1	0.400	1.70	240.00	255.00	25.50
10	7	607	23.10	1	0.200	1.90	120.00	228.00	22.80
10	8	608	22.50	1	0.600	2.50	360.00	250.00	25.00
10	11	611	21.50	3	1.000	3.50	200.00	233.33	23.33
10	14	614	20.45	3	1.050	4.55	210.00	227.50	22.75
10	17	617	20.42	3	0.030	4.58	6.00	183.20	18.32
10	20	620	20.00	3	0.420	5.00	84.00	166.67	16.67
10	25	625	19.50	5	0.500	5.50	60.00	143.48	14.35
10	30	630	19.00	5	0.500	6.00	60.00	128.57	12.86
10	35	635	18.60	5	0.400	6.40	48.00	116.36	11.64
10	45	645	18.30	10	0.390	6.70	18.00	93.49	9.35
10	55	655	17.60	10	0.700	7.40	42.00	83.77	8.38
11	15	675	17.00	20	0.600	8.00	18.00	65.75	6.58
11	35	695	16.80	20	0.200	8.20	6.00	52.60	5.26
12	35	755	16.00	60	0.800	9.00	8.00	35.29	3.53
13	35	815	15.80	60	0.200	9.20	2.00	25.92	2.59



Luego de obtener los valores de (A, B) después de la regresión de la grafica obtenida del cuadro (tiempo acumulado versus lamina de infiltración acumulada). Se obtuvo:

1.- Ecuación: De la lamina de infiltracion acumulada

$$I_{acum} = 0.8475 T^{0.532} \text{ cm}$$

Donde:

$$A = 0.8475$$

$$B = 0.532$$

$$T \text{ (min)} = 281 \Rightarrow \begin{matrix} I_{acum. (cm)} = 17.02 \\ I_{acum. (mm)} = 170.16 \end{matrix}$$

Es la lamina de infiltracion acumulada

PROYECTO: SIMULACIÓN EN REDES DE RIEGO POR LOS MODELOS DE CLÉMENT EN LA COMUNIDAD DE CHALLHUAPUQUIO DEL DISTRITO DE SAN MIGUEL, PROVINCIA DE LA MAR- AYACUCHO-2013

DEPARTAMENTO: AYACUCHO DISTRITO: SAN MIGUEL
 PROVINCIA: LA MAR LOCALIDAD: CHALLHUAPUQUIO

2.- Cálculo de la velocidad de infiltración

$$I_{scm} = \frac{\partial (I_{scm})}{\partial t} \cong \frac{\partial (0.8475 \times T^{0.532})}{\partial t}$$

$$I = 0.4509 \times T^{-0.468}$$

Donde:

$$a = 0.4509$$

$$b = -0.468$$

T (min)=	60	→	I (cm/min)=	0.07
			I (cm/hora)=	3.98
			I (mm/hora)=	39.81

3.- Cálculo de la velocidad de infiltración básica:

Por tanto el tiempo de infiltración base donde la velocidad de infiltración es casi constante es:

$$T_{base} = -600 \cdot b_{min} \quad b = \text{constante}$$

$$T_b = -600 \times -0.468 \text{ min}$$

$$T_b = -280.8 \text{ min} = 281 \text{ min}$$

$$T_b = 5 \text{ Hr}$$

T b (min)=	281	→	Vib (cm/min) =	0.032
			Vib (mm/hora) =	19.335
			Vib (cm/hora) =	1.934

Resumen del resultado del análisis físico de suelos

CLAVE MUESTRA	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO			CLASE TEXTURAL	DENSIDAD APARENTE (g/cc)	CAPACIDAD DE CAMPO %	PUNTO DE MARCHITES %	INFILTRACION (cm/h)	INFILTRACION (mm/h)
	% ARENA	% LIMO	% ARCILLA						
01	31.60	25.20	43.20	Ar	1.42	31.20	16.80	1.80	18.00
02	25.60	31.10	43.30	Ar	1.38	32.50	17.70	1.40	14.00

Datos representativos de algunas propiedades físicas del suelo, según su textura

TEXTURA DEL SUELO	VELOCIDAD DE INFILTRACION BASICA **	VOLUMEN POROSO TOTAL	PESO ESPECIFICO APARENTE P _a	CAPACIDAD DE CAMPO H _c	PUNTO DE MARCHITEZ PERMANENTE H _p	AGUA DISPONIBLE	
						% DEL VOLUMEN	CAPA DE 1 metro
	mm/h	P%	g/cm ³	%W	%W	%V	m ³ /ha/m
Arenosa	50 (25-250)	38 (32-42)	1.65 (1.55-1.80)	9 (6-12)	4 (2-8)	6 (6-10)	800 (700-1000)
Franco-Arenosa	25 (13-78)	43 (40-47)	1.5 (1.40-1.60)	14 (10-18)	6 (4-8)	12 (9-15)	1200 (500-1500)
Franca	45 (25-100)	46 (43-49)	1.55 (1.45-1.65)	22 (18-28)	10 (8-12)	17 (14-20)	1700 (1400-1900)
Franco-Arcillosa	8.5 (2.5-15)	49 (47-51)	1.55 (1.30-1.40)	27 (23-31)	13 (11-15)	19 (16-22)	1900 (1700-2200)
Arcillosa Arenosa	4 (3-5)	51 (49-53)	1.3 (1.25-1.35)	31 (27-35)	15 (13-17)	21 (18-23)	2100 (1800-2500)
Arcillosa	0.5 (0.1-1)	53 (51-55)	1.25 (1.20-1.30)	35 (31-39)	17 (15-19)	23 (20-25)	2300 (2000-2500)

**Los rangos de la velocidad de infiltración básica exceden los datos presentados, y varían con la estructura del suelo y su estabilidad

Valores representativos del peso específico aparente de los

MATERIAL	PESO ESPECIFICO APARENTE g/cm ³
Lana de roca	0.08 - 0.15
Escoria	0.08 - 0.90
Suelo Arcilloso	1.10 - 1.30
Suelo Franco	1.35 - 1.55
Suelo ligero	1.50 - 1.70

ANEXO 7
ANÁLISIS DEL AGUA CON FINES DE RIEGO



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS

LABORATORIO DE SUELOS Y ANALISIS FOLIAR

Jr. Abraham Valdelomar N° 249 – Telf. 315936 RPM # 151505

Ayacucho – Perú

“Año de la Integración Nacional y el Reconocimiento de Nuestra Diversidad”

Región : Ayacucho
Provincia : La Mar
Distrito : San Miguel
Comunidad : Challhuapuquio
Proyecto : “Instalación de Riego Tecnificado en la Comunidad de Challhuapuquio del Distrito de San Miguel, Provincia La Mar – Ayacucho”
Solicitante : MAKROCONCSULT SRL

ANALISIS DE AGUA

DETERMINACIONES	FUENTE	
	Riachuelo Tenería Huaycco	
CATIONES (meq./ Litro)		
CALCIO (Ca ⁺⁺)	1.48	
MAGNESIO (Mg ⁺⁺)	0.48	
POTASIO (K ⁺)	0.17	
SODIO (Na ⁺)	0.18	
AMONIO (NH ₄ ⁺)	0.00	
ANIONES (meq./ Litro)		
BICARBONATOS (HCO ₃ ⁻)	1.86	
CARBONATOS (CO ₃ ⁼)	0.00	
CLORUROS (Cl ⁻)	0.19	
FOSFATOS (PO ₄ ⁻³)	0.01	
NITRATOS (NO ₃ ⁻)	0.00	
SULFATOS (SO ₄ ⁼)	0.26	
OTRAS DETERMINACIONES		
pH	7.46	
CE. (dS/m.)	0.214	
Sólidos en Suspensión (g/litro)	0.056	
Sales Solubles Totales (ppm)	150.0	
Relación de Adsorción de Sodio	0.20	
Dureza Total (ppm CaCO ₃)	96.0	

OBSERVACIONES: Por el reporte analítico el agua es apta para fines de riego.

Ayacucho, 16 de Agosto del 2012

LABORATORIO DE ANALISIS D. SUELOS
PLANTA. AGUAS Y FERTILIZANTES
RESPONSABLE

Juan B. Girón Molin
C.I.P. 77120

INTERPRETACIÓN DE LA CALIDAD DE AGUA DE RIEGO

La salinidad total es determinada por la medición de la conductividad del agua (CE.) Expresada en unidades de deci Siemens por metro (dSm^{-1}) o en milimhos por centímetro ($mmhos\ cm^{-1}$). También puede ser expresada como la cantidad total de sales disueltas (TDS), donde: $TDS\ (en\ ppm\ o\ mgL^{-1}) = 640 \times CE\ (en\ de\ Sm^{-1}\ ó\ mmhos\ cm^{-1})$.

Cuadro 1 Clasificación de las aguas de riego basada en su CE y TDS

Peligro de Salinidad	Características	CE dSm^{-1}	TDS ppm
Bajo (C_1)	- Bajo peligro de salinidad, no se espera efectos dañinos sobre las plantas y suelos.	< 0.25	< 160
Medio (C_2)	- Plantas sensibles pueden mostrar estrés a sales; moderada lixiviación previene la acumulación de sales en el suelo.	0.25 – 0.75	160 – 500
Alto (C_3)	- Salinidad afectará a muchas plantas. Requiere: selección de plantas tolerantes a salinidad, buen drenaje y lixiviación.	0.75 – 2.25	500 – 1500
Muy Alto (C_4)	- Generalmente no aceptable, excepto para plantas muy tolerantes a sales, se requiere excelente drenaje y lixiviación.	>2.25	>1500

* SAR (Relación de Absorción de Sodio): $SAR = Na\ en\ meq.\ L^{-1} / ((Ca + Mg\ en\ meq.\ L^{-1})/2)^{1/2}$

Cuadro 2 Peligro de Sodio basado en el valor del SAR

Peligro de Na	SAR del agua	Comentarios sobre el peligro de Na
Bajo (S_1)	< 10	- Puede usarse para el riego de casi todos los suelos, sin peligro de destrucción de la estructura.
Medio (S_2)	10 – 18	- Puede desmejorarse la permeabilidad de suelos de textura fina con alta CIC. Puede usarse en suelos de texturas gruesa con buen drenaje.
Alto (S_3)	18 – 26	- Se producen, daños de los suelos, por acumulación de Na. Se requerirá intensivas prácticas de aplicación de enmiendas, drenaje y lixiviación.
Muy Alto (S_4)	> 26	- Generalmente no recomendable para el riego excepto en suelos de muy bajo contenido de sales. Se requerirá prácticas de manejo.

* Carbonato de sodio residual. (CSR) Tercer criterio que se usa para juzgar el peligro de sodio en las aguas de riego. Es definido como: $CSR = (CO_3 + HCO_3) - (Ca + Mg)$.

Cuadro 3 Peligro de Sodio basado en el valor del CSR

Valor de CSR ($meq\ L^{-1}$)	Peligro de Na
< 0 (valores negativos)	- Ninguno. Ca y Mg del agua no participarán como carbonatos, ellos se mantienen Activos para prevenir la acumulación de Na en los sitios de cambio de la CIC.
0 – 1.25	- Bajo. Existe alguna remoción del Ca y Mg del agua de riego.
1.25 – 2.50	- Medio. Apreciable de Ca y Mg del agua de riego.
> 2.50	- Alto. Todo o mayor parte del Ca y Mg del agua de riego es removido como carbonato precipitado produciendo acumulación de Na.

ANEXO 8
ANÁLISIS FÍSICO DEL SUELO



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
PROGRAMA DE INVESTIGACION EN PASTOS Y GANADERIA
LABORATORIO DE SUELOS Y ANALISIS FOLIAR

Jr. Abraham Valdelomar N° 249 – Telf. 315936 RPM # 151505

Ayacucho – Perú

“Año de la Integración Nacional y el Reconocimiento de Nuestra Diversidad”

Región : Ayacucho
Provincia : La Mar
Distrito : San Miguel
Comunidad : Challhuapuquio
Proyecto : “Instalación de Riego Tecnificado en la Comunidad de Challhuapuquio del Distrito de San Miguel, Provincia La Mar – Ayacucho”
Solicitante : MAKROCONCONSULT SRL

ANALISIS FISICO DE SUELOS

Clave Muestra	Análisis Granulométrico			Clase Textural	Densidad Aparente (g/cc)	Capacidad de Campo (%)	Punto de Marchites (%)	Infiltración (cm/h.)
	%Arena	%Limo	%Arcilla					
01	31.6	25.2	43.2	Ar	1.42	31.2	16.9	1.8

Ayacucho, 16 de Agosto del 2012.

LABORATORIO DE ANALISIS DE SUELOS
PLANTA, AGUAS Y FERTILIZANTES
RESPONSABLE
Juan B. Girón Molin
C.I.P. 77120

(*) Ao: Arenoso; AoFr: Arena franca; FrAo: Franco arenosos; Fr: Franco; FrL: Franco limoso; L: Limoso; FrArAo: Franco arcillo arenoso; FrAr: Franco arcilloso; FrAr: Franco arcillosos; FrArL: Franco arcillo limoso; ArAo: Arcillo arenoso; ArL: Arcillo limoso; Ar: Arcilloso



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
PROGRAMA DE INVESTIGACION EN PASTOS Y GANADERIA
LABORATORIO DE SUELOS Y ANALISIS FOLIAR

Jr. Abraham Valdelomar N° 249 – Telf. 315936 RPM # 151505

Ayacucho – Perú

“Año de la Integración Nacional y el Reconocimiento de Nuestra Diversidad”

Región : Ayacucho
Provincia : La Mar
Distrito : San Miguel
Comunidad : Challhuapuquio
Proyecto : “Instalación de Riego Tecnificado en la Comunidad de Challhuapuquio del Distrito de San Miguel, Provincia La Mar – Ayacucho”
Solicitante : MAKROCONCONSULT SRL

ANALISIS FISICO DE SUELOS

Clave Muestra	Análisis Granulométrico			Clase Textural	Densidad Aparente (g/cc)	Capacidad de Campo (%)	Punto de Marchites (%)	Infiltración (cm/h.)
	%Arena	%Limo	%Arcilla					
02	25.6	31.1	43.3	Ar	1.38	32.5	17.7	1.4

Ayacucho, 16 de Agosto del 2012.

LABORATORIO DE ANALISIS DE SUELOS
PLANTA, AGUAS Y FERTILIZANTES
RES.
Juan B. Girón Molin
E.I.R. 77120

(*) Ao: Arenoso; AoFr: Arena franca; FrAo: Franco arenosos; Fr: Franco; FrL: Franco limoso; L: Limoso; FrArAo: Franco arcillo arenoso; FrAr: Franco arcilloso;
FrAr: Franco arcillosos; FrArL: Franco arcillo limoso; ArAo: Arcillo arenoso; ArL: Arcillo limoso; Ar: Arcilloso

ANEXO 9
PANEL FOTOGRÁFICO

PANEL FOTOGRAFICO

"SIMULACIÓN EN REDES DE RIEGO POR LOS MODELOS DE CLÉMENT EN LA COMUNIDAD DE CHALLHUAPUQUIO
DEL DISTRITO DE SAN MIGUEL, PROVINCIA DE LA MAR- AYACUCHO - 2013"



Vista Fotográfica: VISTA PANORÁMICA DE LA QUEBRADA TENERIA HUAYCCO - BOCATOMA



Vista Fotográfica: VISTA PANORÁMICA DEL MUESTREO DE AGUA – ANÁLISIS DEL AGUA CON
FINES DE RIEGO

PANEL FOTOGRAFICO

"SIMULACIÓN EN REDES DE RIEGO POR LOS MODELOS DE CLÉMENT EN LA COMUNIDAD DE CHALLHUAPUQUIO DEL DISTRITO DE SAN MIGUEL, PROVINCIA DE LA MAR- AYACUCHO - 2013"



Vista Fotográfica: VISTA PANORÁMICA DEL AFORO DE LA QUEBRADA TENERIA HUAYCCO



Vista Fotográfica: VISTA PANORAMICA DEL PARTIDO DEL BM EN LA BOCATOMA

PANEL FOTOGRAFICO

"SIMULACIÓN EN REDES DE RIEGO POR LOS MODELOS DE CLÉMENT EN LA COMUNIDAD DE CHALLHUAPUQUIO DEL DISTRITO DE SAN MIGUEL, PROVINCIA DE LA MAR- AYACUCHO - 2013"



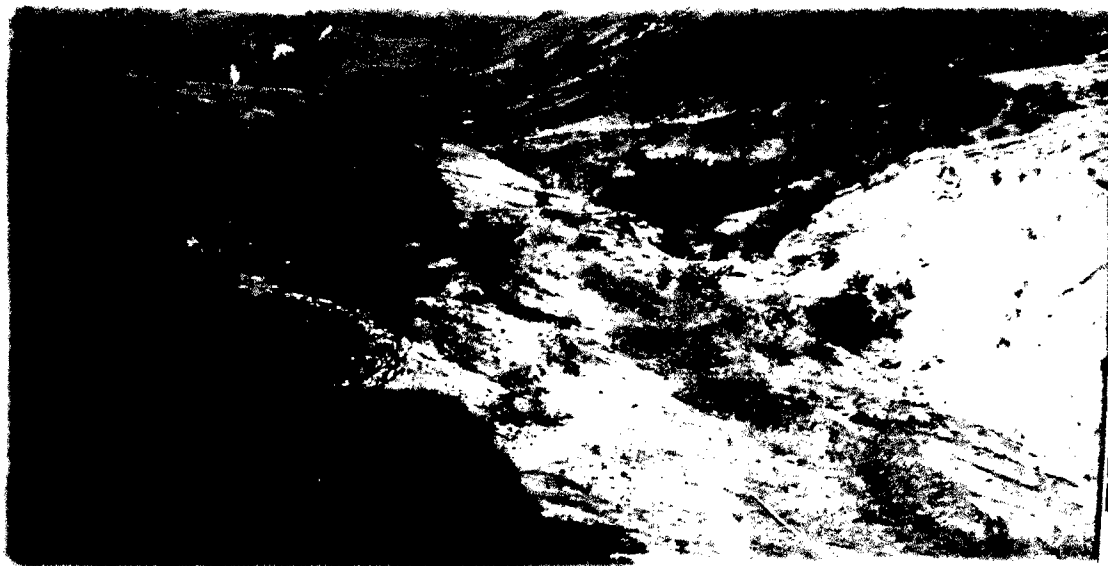
Vista Fotográfica: VISTA PANORÁMICA DEL PARTIDO DEL BM EN LA BOCATOMA



Vista FOTOGRAFICA: VISTA PANORÁMICA DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DE LA QUEBRADA PARA PROYECTAR BOCATOMA.

PANEL FOTOGRAFICO

"SIMULACIÓN EN REDES DE RIEGO POR LOS MODELOS DE CLÉMENT EN LA COMUNIDAD DE CHALLHUAPUQUIO DEL DISTRITO DE SAN MIGUEL, PROVINCIA DE LA MAR- AYACUCHO - 2013"



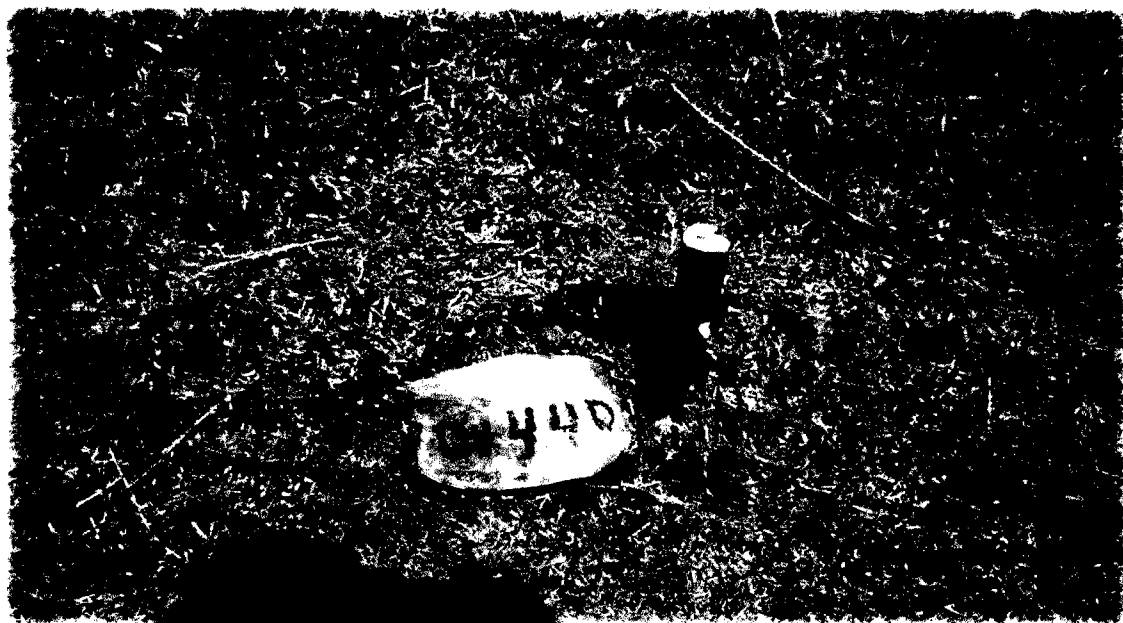
Vista Fotográfica: VISTA PANORÁMICA DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN



Vista Fotográfica: VISTA PANORÁMICA DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN

PANEL FOTOGRAFICO

"SIMULACIÓN EN REDES DE RIEGO POR LOS MODELOS DE CLÉMENT EN LA COMUNIDAD DE CHALLHUAPUQUIO DEL DISTRITO DE SAN MIGUEL, PROVINCIA DE LA MAR- AYACUCHO - 2013"



Vista Fotográfica: VISTA PANORÁMICA DEL PINTADO DE PROGRESIVAS Y ESTACAS DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN



Vista Fotográfica: VISTA PANORÁMICA DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN

PANEL FOTOGRAFICO

"SIMULACIÓN EN REDES DE RIEGO POR LOS MODELOS DE CLÉMENT EN LA COMUNIDAD DE CHALLHUAPUQUIO
DEL DISTRITO DE SAN MIGUEL, PROVINCIA DE LA MAR- AYACUCHO - 2013"



Vista Fotográfica: VISTA PANORÁMICA DE LA APERTURA DE CALICATA PARA RESERVORIO



Vista Fotográfica: VISTA PANORÁMICA DE LA CALICATA PARA RESERVORIO

PANEL FOTOGRAFICO

"SIMULACIÓN EN REDES DE RIEGO POR LOS MODELOS DE CLÉMENT EN LA COMUNIDAD DE CHALLHUAPUQUIO
DEL DISTRITO DE SAN MIGUEL, PROVINCIA DE LA MAR- AYACUCHO - 2013"



Vista Fotográfica: VISTA PANORÁMICA DEL TERRENO AGRÍCOLA DE LA COMUNIDAD DE
CHALLHUAPUQUIO



Vista Fotográfica: VISTA PANORÁMICA DEL TERRENO AGRÍCOLA DE LA COMUNIDAD DE
CHALLHUAPUQUIO

PANEL FOTOGRAFICO

"SIMULACIÓN EN REDES DE RIEGO POR LOS MODELOS DE CLÉMENT EN LA COMUNIDAD DE CHALLHUAPUQUIO DEL DISTRITO DE SAN MIGUEL, PROVINCIA DE LA MAR- AYACUCHO - 2013"



Vista Fotográfica: VISTA PANORÁMICA DEL PINTADO DE PROGRESIVAS Y ESTACAS DE LA RED DE RIEGO EN DISTRIBUCIÓN



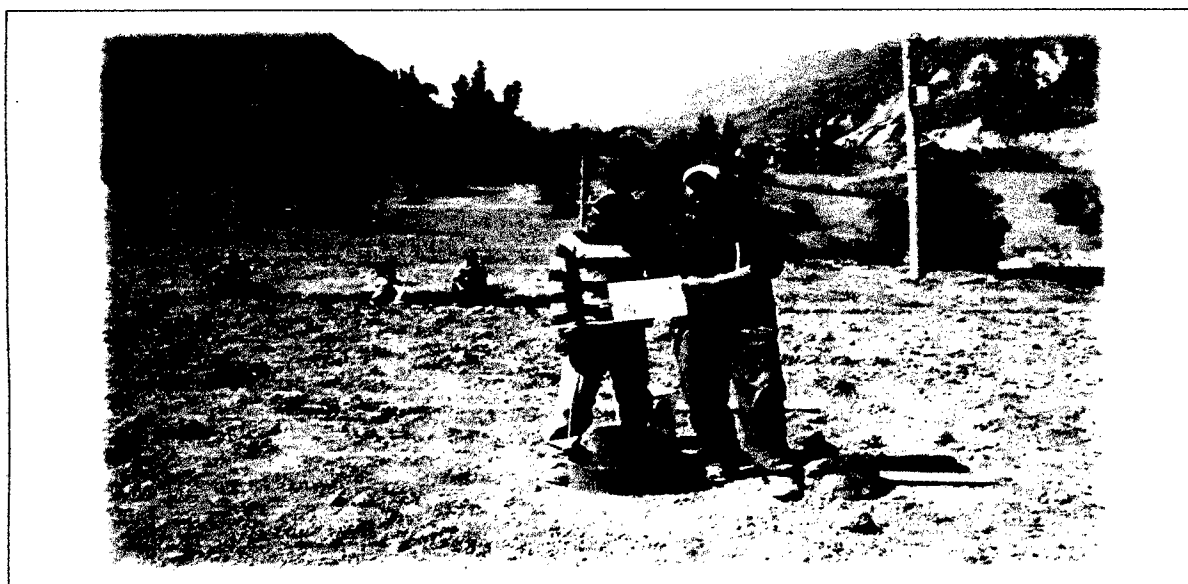
Vista Fotográfica: VISTA PANORÁMICA DEL PINTADO DE PROGRESIVAS Y ESTACAS DE LA RED DE RIEGO EN DISTRIBUCIÓN

PANEL FOTOGRAFICO

"SIMULACIÓN EN REDES DE RIEGO POR LOS MODELOS DE CLÉMENT EN LA COMUNIDAD DE CHALLHUAPUQUIO DEL DISTRITO DE SAN MIGUEL, PROVINCIA DE LA MAR- AYACUCHO - 2013"



Vista Fotográfica: VISTA PANORAMICA DE LA PRUEVA DE INFILTRACION DE SUELO – CON CILINDROS INFILTRO METROS



Vista Fotográfica: VISTA PANORAMICA DE LA PRUEVA DE INFILTRACION DE SUELO – CON CILINDROS INFILTRO METROS

PANEL FOTOGRAFICO

"SIMULACIÓN EN REDES DE RIEGO POR LOS MODELOS DE CLÉMENT EN LA COMUNIDAD DE CHALLHUAPUQUIO DEL DISTRITO DE SAN MIGUEL, PROVINCIA DE LA MAR- AYACUCHO - 2013"



Vista Fotográfica: VISTA PANORAMICA DEL MUESTREO DE SUELO PARA EL ANÁLISIS DE SUELOS CON FINES DE USO AGRÍCOLAS MUESTREO I



Vista Fotográfica: VISTA PANORAMICA DEL MUESTREO DE SUELO PARA EL ANÁLISIS DE SUELOS CON FINES DE USO AGRÍCOLAS MUESTREO II

PANEL FOTOGRAFICO

*"SIMULACIÓN EN REDES DE RIEGO POR LOS MODELOS DE CLÉMENT EN LA COMUNIDAD DE CHALLHUAPUQUIO
DEL DISTRITO DE SAN MIGUEL, PROVINCIA DE LA MAR- AYACUCHO - 2013"*



Vista Fotográfica: VISTA PANORAMICA DEL TERRENO AGRICOLA DE CHALLHUAPUQUIO