UNSAAC CUSCO

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS INTITULADO:

"AMPLIACION Y MEJORAMIENTO INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY, PROVINCIA DE PAUCARTAMBO, REGION CUSCO''

Tesis presentada por:
Bach. VARGAS CCAHUANA, Juan
Bach. HUYHUA MONTES, Herixs

Para optar al Título Profesional de:
INGENIERO CIVIL

Jurados:
Ing. Carlos Hugo Loayza Schiaffino
Mgt. Ing. Orlando Barreto Jara
Mgt. Ing. Miguel Angel Ccorihuaman Quispe

CUSCO – PERÚ
2020

AGRADECIMIENTOS

Expresar nuestro profundo agradecimiento y reconocimiento a los docentes de la escuela profesional de Ingeniería Civil, por brindarnos sus conocimientos y dedicación en nuestra formación, que harán de nosotros buenos profesionales al servicio de la sociedad. En especial a nuestros jurados, ***Ing. CARLOS HUGO LOAYZA SCHIAFFINO, Mgt. Ing. ORLANDO BARRETO JARA y al Mgt. Ing. MIGUEL ANGEL CCORIHUAMAN,*** *por el tiempo y apoyo incondicional brindado durante la realización de este proyecto de tesis de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco.*

DEDICATORIA

A nuestros Padres, mi esposa y hermanos

Por los ejemplos de perseverancia y constancia que los caracterizan, por sus consejos, sus valores, por la motivación constante y la formación que nos ha permitido ser personas de bien, pero más que nada, por el amor, la comprensión y el apoyo incondicional que nos brindaron y nos brindaran siempre. a todos nuestros amigos(as). por la amistad, cariño y la comprensión que nos brindan. - ***HERIXS H. MONTES-***

A esas personas importantes en mi vida, que siempre estuvieron listas para brindarme todo su apoyo, a mis queridos padres en el cielo y a todo mis familiares y amigos.

*Con todo mi cariño está tesis se las dedico a ustedes: a mi esposa Livia, a mis hijos Lizardo Wilder y Juan Luis A. Vargas Puma. -****JUAN VARGAS CCAHUANA-***

Contenido

CAPITULO I 1
ASPECTOS GENERALES 1
1.1 Antecedentes 1
1.1.1 Hechos importantes 1
1.2 GENERALIDADES. 4
1.3 OBJETIVOS. 6
1.3.1 Objetivo general. 6
1.3.2 Objetivos específicos 7
1.4.1 Ubicación geográfica. 8
1.4.2 Vías de acceso 12
1.4.3 Clima. 12
1.4.4 Precipitación 14
1.4.4 HUMEDAD RELATIVA 14
1.5 GEOLOGIA REGIONAL Y LOCAL 14
1.5.1 Descripción de la Geología Regional y Local 14
1.5.2 Marco Geológico Regional 15
1.5.3 Marco geológico local 16
1.6 CARACTERÍSTICAS SOCIOECONÓMICAS. 20
1.6.1 Población afectada 20
1.6.2 Vivienda 21
1.6.3 Educación. 22
1.6.4 Actividades económicas. 22
1.7 SERVICIOS BÁSICOS DE LAS COMUNIDADES 24
1.7.1 Agua potable 24
1.7.2 Electricidad 24
1.7.3 Disposición de excretas 25
1.8 DESCRIPCIÓN DEL PLAN DE DESARROLLO URBANO. 26
1.8.1 Estudio del desarrollo urbano 26
1.8.2 Políticas generales del desarrollo urbano. 26

1.8.3 Zonificación de área del proyecto....29
1.8.3.1 Función social de la propiedad 30
1.8.3.2 El Plano de Zonificación 30
CAPITULO II 31
ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS 31
2.1 GENERALIDADES 31
2.1.1 Zonas de levantamiento....35
2.1.1.1 Zonas de captación 35
2.1.1.2 Franja de conducción 35
2.1.1.3 ZONA DE ALMACENAMIENTO Y DE TRATAMIENTO AGUA POTABLE 36
2.1.1.4 ZONAS DE DISTRIBUCIÓN.... 36
2.1.1.5 ZANA DE TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS.... 36
2.2 METODOLOGIA. 36
2.2.1 De acuerdo a su componente espacial 37
2.2.1.1 Levantamientos planímetros.... 37
2.2.1.2 Levantamientos altimétricos.... 37
2.2.1.3 Levantamientos planímetros – altimétricos 37
2.2.2 De acuerdo a su finalidad....37
2.2.2.1 Levantamientos topográficos de tipo general. 37
2.2.2.2 Levantamientos de minas. 38
2.2.2.3 Levantamientos hidrográficos. 38
2.2.2.4 Levantamientos catastrales y urbanos. 38
2.2.2.5 Levantamiento longitudinal (obras lineales).... 38
2.3 MÉTODOS PARA REALIZAR UN LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO. 39
2.3.1 Triangulación....39
2.3.2 Poligonal....39
2.3.2.1 Tipos de poligonales.... 40
2.3.2.1.1 Poligonales cerradas (a) 40
2.3.2.1.2 Poligonales abiertas o de enlace con control de cierre (b).... 40
2.3.2.1.3 POLIGONALES ABIERTAS SIN CONTROL (C).... 40
2.3.2.2 Compensación de poligonales 40
2.3.2.2.1 Poligonales cerradas 40

2.3.2.2.2 Poligonales abiertas sin control 42
2.3.2.2.3 Poligonales abiertas con control 42
2.3.2.3 Ley de propagación de acimutes 43
2.3.2.3.1 Compensación del error angular 44
2.3.2.3.2 CÁLCULO DE LAS PROYECCIONES DE LOS LADOS 45
2.3.2.3.3 Cálculo del error de cierre lineal 46
2.3.2.3.4 Clasificación de una poligonal por su error relativo 47
2.4. REPRESENTACIÓN DE LA SUPERFICIE DEL TERRENO 48
2.4.1. Radiación 48
2.4.2 Las curvas de nivel 48
2.4.3 Fases de un levantamiento topográfico 49
2.4.3.1 Trabajo de campo 49
2.4.3.1.1 Selección de equipos 49
2.4.3.1.2 Recolección de datos y referencias del lugar de trabajo 51
2.5. ELECCION DEL METODO DE LEVANTAMIENTO. 52
2.5.1. Recolección de datos 53
2.5.2 Calculo de poligonales 54
2.5.2.1 Corrección angular del polígono de apoyo de las comunidades, Ccollotaro y Ccoyaraqui. 54
2.5.2.2 Cálculo y compensación del error lineal en la poligonal. de la comunidad de ccollotaro 57
2.5.2.2 Cálculo y compensación del error lineal en la poligonal. De la comunidad de Ccoyaraqui. 60
CAPITULO III 69
ESTUDIOS HIDROLÓGICOS 69
3.1 GENERALIDADES 69
3.2 ESTUDIO DE LAS FUENTES DE AGUA 70
3.2.1 Alternativa de fuente de agua 70
3.2.2 Aforos 70
3.2.3 Calidad del agua 81
3.2.3.1 Características físicas del agua 81
3.2.3.2 Calidad química del agua 82
3.2.3.3 Calidad bacteriológica del agua 85

3.2.4 Disposiciones específicas 85
3.2.4.1 Parámetros a considerar en aguas superficiales y profundas 86
3.4.2.2 Normas de calidad y límites permisibles del agua potable..... 86
3.2.4.1 NORMAS DE LA ORGANIZACIÓN MUNDIAL DE LA SALUD 87
3.2.4.1.1 características físicas (OMS) directrices para la verificación. 88
3.2.4.2 Calidad química del agua (OMS) directrices para la verificación. 88
3.2.4.2 características microbiológica del agua (OMS) directrices para la verificación..... 92
3.2.4.2 Ley de recursos hídricos..... 94
3.2.5 **Interpretación de los análisis de laboratorio y parámetros de calidad de agua**.....98
3.2.6 Tratamiento del agua potable 115
3.3 DATOS METEREOLOGICOS 115
3.3.1 Factores meteorológicos.....116
3.3.3.1 Clasificación de la precipitación..... 117
3.3.1.1 Evaluación hidrológica de la microcuenca 117
3.3.1.2 Estudios de parámetros fisiográficos de la microcuenca..... 120
3.3.1.2.1 parámetros fisiográficos de la microcuenca principal de proyecto comunidad de Ccoyaraqui. 120
3.3.1.3 Estudios de temperaturas..... 132
3.3.1.3.1 introducción 132
3.3.1.4 Estudios de evapotranspiración:..... 133
3.3.1.4.1 introducción 133
3.3.1.4.2 definiciones. 133
3.3.1.4.3 Factores que influyen la evapotranspiración (ET) 133
3.3.1.4.4.- Evapotranspiración potencial de referencia (Eto). 134
3.3.1.4.5.- Evapotranspiración real (Etr) 134
3.3.1.5 Estudios de intensidades 135
3.3.1.5.1 Introducción 135
3.3.1.5.2 Intensidades de precipitaciones 136
3.3.1.6 Estudios de 2 estaciones 141
3.3.2 Análisis de e interpretación de datos 143
3.3.3 Estimación de datos faltantes.....144
3.3.4 Estudios de consistencia 144

3.3.5 Probalidad eventual de las precipitaciones 148
3.3.5.1 Obtención del tiempo de concentración 156
3.3.5.1.1 Obtención de tiempo de concentración microcuenca principal de comunidad Ccoyaraqui. 156
3.3.5.1.2 Obtención de tiempo de concentración microcuenca de comunidad Ccollotaro. ... 160
3.3.6 Análisis probalístico de precipitaciones 164
3.3.6.1 Período de retorno..... 165
3.3.6.2 Análisis probabilístico de precipitaciones, microcuenca de comunidad Ccollotaro..... 183
3.3.7 Generación de caudal máximo, mínimos y medios probable 196
CAPITULO IV FUNDAMENTOS TEORICOS..... 203
4.1 PERIODO DE DISEÑO Y CALCULO DE POBLACION FUTURA 203
4.1.1 Generalidades 203
4.1.2 Periodo de diseño 203
4.1.3 Población actual 205
4.1.4 Población futura 207
Marco global 207
4.1.4 Métodos de cálculo 209
4.1.4.1 Método aritmético 210
4.1.4.2 Método geométrico 211
4.1.4.3 Método de interés simple 211
4.1.4.4 Método crecimiento aritmético..... 212
4.1.4.6 Densidad poblacional 216
4.2 DOTACION, CONSUMO Y CAUDAL DE DISEÑO 219
4.2.1 Generalidades 219
4.2.2 Dotación de agua 220
4.2.3 Consumo 221
4.2.4 Consumo promedio anual (Qp).....221
4.2.5 Consumo máximo diario (Qmaxd) 222
4.2.6 Consumo máximo horario (Qmaxh).....222
4.2.7 Caudales de diseño 222
4.2.8 C**alculo de volumen de almacenamiento** 226
4.2.8.1 Volumen de regulación (Vr). 226

4.2.8.2 Volumen de reserva (Vreserva) 227
4.2.8.3 Volumen de incendio (Vincendio) 227
4.2.8.4 Volúmenes de almacenamiento para las comunidades 227
CAPITULO V 229
ESTUDIOS DE SUELOS Y DISEÑO DE MEZCLA 229
5.1 GENERALIDADES 230
5.1.1 Objetivo del Estudio 231
5.2 MEMORIA DESCRIPTIVA 231
5.2.1 Proyecto 231
5.2.2 Del terreno a investigar. 233
5.2.2.1 Datos Generales de la Zona 233
5.2.2.2 Programa de Investigación Mínimo – PIM 234
5.3 TRABAJOS REALIZADOS "IN SITU" 236
5.3.1 Ensayos de laboratorio 237
5.4 ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN 239
5.6. DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO (HORMIGON). 244
5.6.1.- METODO DEL ACI (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE). 244
CAPITULO VI 256
ESTUDIOS DE INGENIERIA - AGUA POTABLE 256
6.1 BASES Y CRITERIOS DE DISEÑO 256
6.1.1Generalidades 256
6.1.2 Pérdida de carga en tuberías (primaria y/o longitudinal) 256
6.1.3 Formula de Darcy- Weisbach 257
6.1.4 Pérdidas singulares-puntuales y/o secundarios. 258
6.2 ESTRUCTURAS DE CAPTACIÓN 259
6.2.1 Generalidades 259
6.2.2 Cálculo y diseño de la captación 260
6.2.3 Diseño hidráulico de la cámara de captación, Qp= 0.15 lps (dalfeo) 261
6.2.4. Cálculo estructural de la cámara de captación, cámara humeda. 269
6.2.5 Memoria de cálculo estructural – captación "manantial de ladera - cámara seca" 275
6.3 LÍNEA DE CONDUCCIÓN 282

6.3.1 Generalidades 282
6.3.2 Tipos de tubería 283
6.3.3 Elecciones de la tubería a utilizar.....285
6.3.4 Trazo y nivelación de la línea de conducción.....287
6.3.5 Calculo hidráulico.....287
6.4 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE.....311
6.4.1 Generalidades 311
6.4.1.1 normas vigentes:..... 311
6.4.1.2 instalaciones hidráulicas y arquitectura: 311
6.4.2 Desinfección de agua potable.....312
6.5 RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO 314
6.5.1 Generalidades 314
6.5.2 Estudio comparativo de los diferentes tipos de reservorio.....315
6.5.3 Aspectos comparativos.....316
6.5.4 Cálculo y diseño del reservorio 317
6.5.4.1 Criterios de diseño. 319
6.5.4.2 Calculo de altura (H) 319
6.5.4.3 Calculo de espesor de pared (ep) 320
6.5.4.4 Cálculo del espesor de la losa de techo (et). 321
6.5.4.4 Metrado de reservorio..... 323
6.5.5 Diseños y cálculos 323
6.5.5.1 Diseño del reservorio (Vacío)..... 323
6.5.5.2 Diseño del reservorio (lleno)..... 325
6.5.6 Análisis sísmico del reservorio. 335
6.5.6.1 Diseño sísmico de muros. 335
6.5.6.2 Disposición final de acero en los muros..... 336
6.6 RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA 358
6.6.1 Generalidades 358
6.6.2 Línea de aducción 359
6.6.3 Diseño de la línea de aducción.....359
6.6.4 Calculo de presiones 361
6.6.5 Determinación de áreas de influencia 364

6.6.6 Consumo de aguas servidas por zona 365
6.6.7 Calculo hidráulico de la red de distribución 367
6.6.9 Verificación de presiones 374
6.6.10 Distribución de válvulas y accesorios 375
6.6.11 Tuberías secundarias 376
CAPITULO VII 377
ESTUDIOS DE INGENIERIA – RED DE ALCANTARILLADO 377
7.1 RED DE DESAGUE 377
7.1.1 Generalidades 377
7.1.2 Sistema de alcantarillado 377
7.1.3 Caudales de diseño 379
7.1.4 Caudal de aguas negras domésticas 379
7.1.5 Caudal de aguas de infiltración 379
7.1.6 Caudal de aporte de aguas fluviales domiciliares 380
7.1.7 Caudal de diseño 383
7.1.8 Descarga real por tramo 384
7.1.9 Consideraciones generales para el diseño 385
7.1.10 Tubería a utilizar 389
7.1.11 Buzones a inspeccionar 389
7.1.12 Conexiones domiciliarias 389
7.1.13 Diseño de la red de desague 390
CAPITULO VIII 393
ESTUDIOS DE INGENIERIA – RED DE DRENAJE PLUVIAL 393
8.1 ESTUDIO Y EVACUACIÓN DE AGUAS PLUVIALES 393
8.1.1 Generalidades 393
8.1.2 Estudios de parámetros fisiográficos de la microcuenca 395
8.1.3 Obtención del tiempo de concentración 407
8.1.4 Análisis probabilístico de precipitaciones, microcuenca principal de comunidad. Ccoyaraqui. 415
8.1.5 Análisis probabilístico de precipitaciones, microcuenca de comunidad Ccollotaro. 428
8.1.6 Caudales de diseño 441

8.1.2.1 Caudales de calles y vías. 442
8.1.2.2 Aguas pluviales de contribución alta o cabecera de comunidades. 444
8.1.2.3 Aporte de aguas pluviales domiciliares patio, techos:..... 446
8.1.3 Sumideros 449
8.1.4 Cajas de reunión 450
8.1.5 Emisarios 451
CAPITULO IX 456
ESTUDIOS DE INGENIERIA – SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES 456
9.1 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES 456
9.1.1 Generalidades 456
9.1.2 Tipos de tratamiento existentes para aguas residuales domésticas 457
9.1.3 Grado de depuración 468
9.1.4 Procedimientos depuración 468
9.1.5 Solución planteada.....470
9.1.6 Cálculo y diseño de las principales unidades de tratamiento de tanque imhoff.....472
9.1.7 Eficiencia de tratamiento de aguas residuales. 484
CAPITULO X 485
ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL DE MICROCUENCA..... 485
10.1 Generalidades. 485
10.1 MICROCUENCA. 486
10.2 ZONAS DE UNA MICROCUENCA.....487
10.2.1 Parte alta o zona de descarga. 488
10.2.2 Parte media o zona de amortiguamiento. 488
10.2.3 Parte baja o ribereña. 489
10.3 FUNCIONES DE UNA MICROCUENCA. 489
10.4 DETERIORO DE LA MICROCUENCA.....493
10.5 ACCIONES QUE PROTEGEN LA MICROCUENCA. 495
10.5.1 Actividades y acciones de protección. 496
10.6 DESCRIPCIÓN DE LA MICROCUENCA. 498
10.7 DISMINUCIÓN SUSTANCIAL DEL CAUDAL DE LA FUENTE. 500
10.8 CONTAMINACIÓN DE LAS FUENTES: CAUSAS NATURALES O POR EL HOMBRE. 502

10.9 DAÑOS IRREVERSIBLES AL PAISAJE DE LA ZONA INVOLUCRADA. 503
10.10 EVALUACIÓN DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES 503
10.11 ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD 505
10.12 VULNERABILIDAD GEOLOGICA. 507
10.12.1 Evaluación de vulnerabilidad geológica de geodinámica interna (peligros sísmicos). 507
10.12.2 Registro sísmico local y regional. – 510
10.12.3 Vulnerabilidad sísmica (peligro sísmico). 511
10.13 EVALUACIÓN DE PELIGROS GEOLÓGICOS DE GEODINÁMICA EXTERNA. 513
10.13.1 Mapa De Peligros Geológicos Del análisis del mapa geodinámico. 514
10.14 VULNERABILIDAD GEOTECNICA. 517
10.15 VULNERABILIDAD HIDROLOGICA E HIDRAULICA 523
Mapa de Peligros Hidrológicos e hidráulicos 524
10.16 MATRIZ DE LEOPOLD 526
10.17 MATRIZ DE BATALLÉ 533
10.18. INTERPRETACIÓN GRÁFICA DE LA MATRIZ CAUSA - EFECTO: (MÉTODO DE LEOPOLD) 537
10.19 DESCRIPCIÓN DE LOS EFECTOS AMBIENTALES IDENTIFICADOS 537
10.20 MITIGACIÓN, PREVENCIÓN Y COMPENSACIÓN DE IMPACTOS NEGATIVOS 538
10.20.1 Alternativas de solución para mitigar desastres 540
10.20.2 Alternativas de solución para mitigar impactos ambientales. 541
CAPITULO XI 542
COSTO Y PRESUPUESTO DE OBRA 542
11.1 Generalidades 542
11.2 METRADO Y PRESUPUESTO 543
11.3 FORMULAS POLINOMICAS 544
11.4 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS 545
11.5 PROGRAMACIÓN DE OBRAS PERT-CPM Y GANTT 547
11.6 FORMULACIÓN Y EVALUACIÓN 548
11.6.1 Horizonte de evaluación 548
11.6.2 ESTIMACIÓN DE LA DEMANDA 548
11.6.3 INDICADORES DE RENTABILIDAD SOCIAL DEL PROYECTO 557
11.7 CONCLUCIONES Y RECOMENDACIONES (ASPECTOS GENERALES Y CONDICIONES ACTUALES) ... 563

11.7.1 Conclusiones 563
11.7.2 Recomendaciones 567

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 1: vías de acceso *12*

Cuadro 2 tabla climática histórico del distrito de Caicay *13*

Cuadro 3 : población de comunidad de Ccollotaro *21*

Cuadro 4: población de comunidad de Ccoyaraqui *21*

Cuadro 5 destino de la construcción. *22*

Cuadro 6 cuadro de servicio de agua por viviendas *24*

Cuadro 7: Coordenadas Geodésicas de la Estación Meteorológica Granja Kayra *115*

Cuadro 8: Coordenadas Geodésicas de la Estación Meteorológica *115*

Cuadro 9: Climatología de la zona de estudio *132*

Cuadro 10: Precipitaciones máximas en 24 horas- Perayoc *137*

Cuadro 11: Precipitaciones Máximas en 24 horas – GRANJA KAYRA *139*

Cuadro 12: Análisis de consistencia *146*

Cuadro 13: Datos topográficos de la Zona de estudio- Ccoyaraqui *156*

Cuadro 14: Tiempo de concentración de la zona de estudio – Método Kirpich *156*

Cuadro 15: Tiempo de concentración de la zona de estudio – Método California Culverts Practice *157*

Cuadro 16 Tiempo de concentración de la zona de *158*

Cuadro 17: Tiempo de concentración- MÉTODO RACIONAL MODIFICADO *159*

Cuadro 18: resultados de tiempo de concentración.- microcuenca de Ccoyaraqui *159*

Cuadro 19: Datos topográficos de la Zona de estudio *160*

Cuadro 20: Tiempo de concentración de la zona de estudio – Método Kirpich *160*

Cuadro 21: Tiempo de concentración de la zona de estudio – Método California Culverts Practice *161*

Cuadro 22: Tiempo de concentración de la zona de Estudio – Método Federal Aviation Administration *162*

Cuadro 23 :Tiempo de concentración- MÉTODO RACIONAL MODIFICADO *163*

Cuadro 24 resultados de tiempo concentración - microcuenca de Ccollotaro *163*

Cuadro 25: Análisis probabilístico de precipitaciones, microcuenca principal de comunidad. Ccoyaraqui. *172*

Cuadro 26:Cuadro de intensidades máximas estacion meteorológicas; cuadro afectado por factor de corrección (K) *176*

Cuadro 27: Análisis probabilístico de precipitaciones, microcuenca de comunidad. Ccollotaro. *185*

Cuadro 28: Cuadro de intensidades máximas estacion meteorológicas; cuadro afectado por factor de corrección (K) *189*

Cuadro 29: DIGESA, recomienda para el medio rural los siguientes parámetro de dotación: *220*

Cuadro 30: La OMS recomienda los parámetros siguientes parámetros de dotación: *220*

Cuadro 31: En el Fondo Perú Alemania, se ha considerado las dotaciones siguientes: para zonas según tipo proyecto: *220*

Cuadro 32: RESULTADOS OBTENIDOS DE ENSAYO DE LABORATORIO *239*

Cuadro 33: Comparativo de tuberías que existen en el mercado. *286*

Cuadro 34:, Cálculo del diámetro línea de aducción comunidad de Ccollotaro. *360*

Cuadro 35: Cálculo del diámetro línea de aducción comunidad de Ccoyaraqui. *360*

Cuadro 36: cálculo de presiones línea de aducción Ccollotaro. *362*

Cuadro 37: cálculo de presiones línea de aducción Ccoyaraqui. *363*

Cuadro 38: áreas servidas por tramo, comunidad de Ccollotaro. *364*

Cuadro 39: áreas servidas por tramo, comunidad de Ccoyaraqui *365*

Cuadro 40:Consumo (lps) por áreas servidas de la comunidad de Ccollotaro. *366*

Cuadro 41Consumo (lps, por áreas servidas de la comunidad de Ccoyaraqui. *366*

Cuadro 42 ..... *381*

Cuadro 43 ..... *381*

Cuadro 44 ..... *381*

Cuadro 45:Calculo con caudales reales *391*

Cuadro 46: Calculo con caudales de acuerdo con R.N.E *392*

Cuadro 47: Datos topográficos de la Zona de estudio *407*

Cuadro 48: Tiempo de concentración de la zona de estudio – Método Kirpich *407*

Cuadro 49: Tiempo de concentración de la zona de estudio – Método California Culverts Practice *408*

Cuadro 50: De los resultados obtenidos. Tomamos como tiempo de concentración al promedio de los resultados Ccoyaraqui. *410*

Cuadro 51:De los resultados obtenidos. Tomamos como tiempo de concentración al promedio de los resultados- Ccollotaro. *414*

.Cuadro 52: coeficiente de escorrentía *446*

Cuadro 53: porcentaje de área de calles y viviendas(techos y patios) *447*

Cuadro 54: porcentaje de área de techos y patios. 447

Cuadro 55: Resultados del diseño del alcantarillado pluvial velocidades tensión tractiva de auto limpieza. Comunidad Ccoyaraqui. 453

Cuadro 56: Resultados del diseño del alcantarillado pluvial velocidades tensión tractiva de auto limpieza. comunidad de Ccollotaro. 455

Cuadro 57: Eficiente de remoción de sistemas de tratamiento. 468

Cuadro 58: unidad hidrográfica (área (has) 499

Cuadro 59: infiltración y recarga de acuíferos. 501

Cuadro 60: disminución del caudal de la fuente. 501

Cuadro 61: Vulnerabilidad – Abastecimiento de agua para las poblaciones de Ccollotaro y Ccoyaraqui. 506

Cuadro 62: Vulnerabilidad – Desinfección deficiente del agua en el almacenamiento de Agua Potable 507

Cuadro 63: Vulnerabilidad – Sistema de tratamiento de agua residual 507

Cuadro 64: catálogo de sismo. 510

Cuadro 65: Grado de sismo según la intensidad. 513

Cuadro 66: valoraciones de cualitativas y cuantitativas de mapa de peligros hidrológicos e hidráulicas 524

Cuadro 67. Análisis de vulnerabilidad Hidrológica, hidráulica. 525

Cuadro 68: Elaboración de la matriz Leopold, fase de construcción, fase de operación..... 532

Cuadro 69: Vulnerabilidad – Abastecimiento de agua para las poblaciones 539

Cuadro 70: sistema de Tratamiento de agua residual. 540

Cuadro 71: Presupuesto para Mitigacion de desastres. 540

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 criterios de Diseño de redes de Agua Potable. 4

Tabla 2 Factores a considerar para la Selección de criterios de Diseño de redes de Alcantarillado. 5

Tabla 3 Términos de la dureza 82

Tabla 4 Coeficiente de escorrentía-01 152

Tabla 5 Coeficiente de escorrentía-02 152

Tabla 6 Coeficiente de escorrentía-03 153

Tabla 7 Coeficiente de escorrentía-03 153

Tabla 8 Coeficiente de escorrentía-04 154

Tabla 9: Coeficientes de Escorrentía para ser utilizadas en el Método Racional 155

Tabla 10: Coeficientes de Escorrentía para ser utilizadas en el Método Racional 158

Tabla 11:Valores de Período de Retorno T (Años) 166

Tabla 12:Resumen de la prueba Kolmogorov – Smirnov 182

Tabla 13:Resumen de la prueba Kolmogorov – Smirnov 195

Tabla 14: Tipo de edificación. 235

Tabla 15: número de puntos de investigación. 236

Tabla 16: Coeficientes de escorrentía método racional- drenaje pluvial 409

Tabla 17: Datos topográficos de la Zona de estudio 411

Tabla 18: Tiempo de concentración de la zona de estudio – Método Kirpich 411

Tabla 19: Tiempo de concentración de la zona de estudio – Método California Culverts Practice 412

Tabla 20: Coeficientes de escorrentía método racional *413*

Tabla 21: Resumen de la prueba Kolmogorov – Smirnov *440*

Tabla 22: Categorías de transformación. *504*

Tabla 23: población estimada superficie y densidad. *504*

Tabla 24:Matriz calificación ICA *505*

Tabla 25: tabla de Valoración cualitativa y cuantitativa. *516*

Tabla 26:Acciones y/o Actividades. Matriz de Leopold *527*

Tabla 27: factores ambientales Matriz de Leopold *528*

Tabla 28 Rangos de (1 a 5) magnitud de matriz Leopold *529*

Tabla 29: Para rangos (1 a 10) magnitud impactos Negativos e importancia *529*

Tabla 30: Rangos (1 a 10) magnitud Impactos Positivos e Importancia. *530*

Tabla 31: Sistemas Componentes y Elementos. Matriz de Leopold *531*

Tabla 32: Sistemas Componentes y Elementos de impactos ambientales de batalle *533*

Tabla 33: tabla de datos, método de BATALLÉ *534*

Tabla 34:Elaboración de la matriz BATELLE, fase de construcción. *535*

Tabla 35:Elaboración de la matriz BATELLE, fase de mantenimiento y operación. *536*

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 fallas geológicas a nivel regional 16

Figura 2 fallas geológicas a nivel local. 17

Figura 3 Afloramiento de rocas bancos de areniscas. 18

Figura 4 Mapa Geológico del Distrito de Caicay 19

Figura 5 Ccoyaraqui calle s/n. 25

Figura 6 Ccollotaro calle s/n. 25

Figura 7 RECONOCIMIENTO DE TERRENO 33

Figura 8 : formas vista en planta de la ubicación del proyecto 33

Figura 9: tipos de polígonos 40

Figura 10: DIFERENCIA ENTRE RUMBO Y AZIMUT 43

Figura 11: CALCULO DE ACIMUTES 43

Figura 12: PROYECCIONES DE LOS LADOS DE UNA POLIGONAL 46

Figura 13: ERROR DE CIERRE LINEAL EN POLIGONALES 46

Figura 14: RADIACIÓN CON RED DE APOYO DE POLIGONAL 48

Figura 15: Representación isométrica de las curvas de nivel 49

Figura 16: ESTACION TOTAL UTILIZADA 50

Figura 17: RECOLECCIÓN DE DATOS CON LA ESTACIÓN TOTAL. 50

Figura 18 :GPS USADO PARA REFERENCIAR EL TRABAJO TOPOGRÁFICO 50

Figura 19: RADIACIÓN DEL TERRENO CON EL USO DE LOS PRIMAS DE LA ESTACIÓN 51

Figura 20: FORMAS VISTA EN PLANTA DE LA UBICACIÓN DEL PROYECTO 51

Figura 21: UBICACIÓN DEL POLÍGONO DE APOYO Y EL PUNTO DE REFERENCIACIÓN. 53

Figura 22: Planta general de las Poligonales cerradas de las líneas de conducción y área de comunidades. 54

Figura 23: Planta general de Poligonal cerrada de la línea de conducción y área de comunidad de Ccoyaraqui. 55

Figura 24: Planta de Poligonal cerrada de la línea de conducción y área de comunidad de Ccollotaro. 55

Figura 25: Planta general de las Poligonal cerrada del área de comunidad de Ccollotaro.. 56

Figura 26: Planta general de las Poligonal cerrada del área de comunidad de Ccoyaraqui. 59

Figura 27 ; ciclo hidrológico del agua 69

Figura 28: Aforo volumétrico. 71

Figura 29: fuentes de agua. 72

Figura 30; Fotos de aforo, 2016, 2017 y 2018 72

Figura 31: Equipos dentro del Observatorio Meteorológico de Perayoc. 116

Figura 32: Elementos de una cuenca Hidrológica 118

Figura 33delimitación de las microcuenca del proyecto. 119

Figura 34: Pluviómetro 142

Figura 35: Pluviógrafo del Observatorio Meteorológico de Perayoc- UNSAAC 142

Figura 36: Pluviograma 143

Figura 37: Observatorio Meteorológico - Perayoc 145

Figura 38: Estación Meteorológica – Granja Kayra 145

Figura 39: diagrama de curva doble masa. 147

Figura 40. Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil *165*

Figura 41: Esquema de la captación *260*

Figura 42: Captación de Manantial de ladera *260*

Figura 43: Línea de conduccion de la comunidad de ccollotaro. vista satelital. *288*

Figura 44: Línea de conduccion de la comunidad de Ccollotaro, detalle de Obras de Arte. *288*

Figura 45 : Perfil de línea de conduccion de Ccollotaro. *289*

Figura 46: Línea de conducción de la comunidad de Ccoyaraqui. Vista satelital. *299*

Figura 47:Línea de conduccion de la comunidad de Ccoyaraqui, detalle de Obras de Arte. *299*

Figura 48: Perfil de línea de conduccion de Ccoyaraqui. *300*

Figura 49: Diseño de red de distribución ccollotaro *368*

Figura 50: figura y resultados obtenidos del reservorio de comuidad de Ccollotaro. *369*

Figura 51: figura y resultados obtenidos DISEÑO HIDRAULICO de comuidad de Ccollotaro *369*

Figura 52: Figura y resultados obtenidos PRESIONES EN NUDOS de comuidad de Ccollotaro *370*

Figura 53: Diseño de red de distribución Ccoyaraqui *371*

Figura 54: resultados obtenidos reservorio de comuidad de Ccoyaraqui. *372*

Figura 55: Resultados obtenidos DISEÑO HIDRAULICO de comuidad de Ccoyaraqui. *372*

Figura 56:Figura y resultados obtenidos PRESIONES EN NUDOS de comuidad de Ccoyaraqui. *373*

Figura 57:Del sistema de alcantarillado de la comunidad de Ccoyaraqui. *378*

Figura 58: Del sistema de alcantarillado de la comunidad de Ccollotaro. 378

Figura 59: El sistema de desague de este proyecto de tesis coinciden en solo sistema de tratamiento de aguas residuales 386

Figura 60: Diseño caudales reales obtenidos comunidad de Ccollotaro Q=1.43 lps; para la Comunidad de Ccoyaraqui Q=0.61 lps. 387

Figura 61: Diseño caudales sugeridos por la norma peruana, comunidad de Ccollotaro Q=1.50 lps; para la Comunidad de Ccoyaraqui Q=1.50 lps. 388

Figura 62: Delimitación de cuencas de Ccollotaro y Ccoyaraqui. 394

Figura 63: Red de drenaje pluvial de comunidad de Ccoyaraqui 452

Figura 64: Red de drenaje pluvial de comunidad de Ccollotaro. 454

Figura 65:Diagrama de flujo del sistema de tratamiento de aguas residuales, ... 471

Figura 66: Vista satelital de la cuenca del rio Vilcanota - microcuenca Ccoyaraqui 487

Figura 67: Función hidrológica, escurrimiento de manantiales de ambos comunidades. ... 489

Figura 68: interacción de diversidad de hídrica 490

Figura 69: función ambiental de la microcuenca 490

Figura 70: En las ilustraciones N° 07 y N° 08, se aprecia las actividades productivas que dan sustento a las poblaciones alto andinas. 492

Figura 71: aprecia espacios para el desarrollo de para desarrollo urbano social y cultural. 492

Figura 72: se puede apreciar manantiales en actual servicio de pobladores residentes de antiguas comunidades. Ilustraciones (10.3.1 y 10.3.2). 502

Figura 73: ilustración de daños irreversibles al paisaje de la zona de proyecto, 10.4.1 y 10.4.2 503

Figura 74: Mapa de peligros geológicos *514*

Figura 75: Mapa de peligros geológicos de geodinámica externa *516*

Figura 76: plano hidrológico de la cuenca del Vilcanota *524*

Figura 77: plano hidrológico de la microcuenca en estudio *525*

RESUMEN

Un sistema de abastecimiento de agua potable consiste en un conjunto de obras necesarias para captar, conducir, tratar, almacenar y distribuir el agua desde fuentes naturales ya sean subterráneas o superficiales hasta las viviendas de los habitantes que serán favorecidos con dicho sistema. Un correcto diseño del Sistema de abastecimiento de agua potable con lleva al mejoramiento de la calidad de vida, salud y desarrollo de la población. Por esta razón un sistema de abastecimiento de agua potable cumplirá con normas y regulaciones vigentes para garantizar su correcto funcionamiento.

Los "Estudios y Diseños definitivos del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable y Desague en las comunidades de Ccollotaro y Ccoyaraqui, Caicay, Provincia de Paucartambo" comprenderán varias etapas: Aspectos generales, Condiciones actuales, Servicios básicos de las comunidades, levantamientos topográficos, Estudios hidrológicos, periodo de diseño y cálculo de población futura, dotación, consumo y caudal de diseño.
Estudios de suelos y Estudios de ingeniería - agua potable, bases y criterios de diseño, estructuras de captación, línea de conducción, planta de tratamiento de agua potable, reservorio de almacenamiento, red de distribución de agua, Estudios de ingeniería – red de alcantarillado, Estudios de ingeniería – red de drenaje pluvial, Estudios de ingeniería – sistema de tratamiento de aguas residuales, Estudio de impacto ambiental de microcuenca, Costo y presupuesto de obra, financiamiento, cálculo de beneficio costo y análisis de sensibilidad.

ABSTRACT

A drinking water supply system consists of a set of works necessary to capture, drive, treat, store and distribute water from natural sources, whether underground or surface, to the homes of the inhabitants that will be favored with this system. A correct design of the System of drinking water supply with leads to the improvement of the quality of life, health and development of the population. For this reason, a drinking water supply system will comply with current norms and regulations to ensure its proper functioning.

The "Studies and Definitive Designs of the Potable Water Supply and Drainage System in the communities of Ccollotaro and Ccoyaraqui, Caicay, Paucartambo Province" will comprise several stages: General aspects, current conditions, basic services of the communities, topographic surveys, hydrological studies, period of design and calculation of future population, endowment, consumption and design flow.

Soil studies and engineering studies - drinking water, bases and design criteria, collection structures, driving line, drinking water treatment plant, storage reservoir, water distribution network, Engineering studies - sewer network, Engineering studies - storm drainage network, Engineering studies - wastewater treatment system, Environmental impact study of microbasin, Cost and budget of work, financing, cost benefit calculation and sensitivity analysis.

CAPITULO I

ASPECTOS GENERALES

1.1 Antecedentes

Debido a que el problema central afecta la salud y calidad de vida de los pobladores de las Comunidades Campesinas de Ccollotaro y Ccoyaraqui; es necesario dar soluciones técnicas que reduzcan los índices de enfermedades gastrointestinales de origen hídrico, tales como las EDAs y parasitosis, así como los gastos en salud y consecuentemente se mejorará la calidad de vida de la población. Las metas que se espera alcanzar con la implementación del proyecto son las siguientes:

- Ampliar y mejorar el servicio de agua potable para elevar la calidad de vida de la población.
- Mejorar la infraestructura para una adecuada disposición sanitaria de excretas en la zona.
- Implementar y fortalecer una Junta Administradora de Agua y Saneamiento (JASS) con la finalidad de tener una buena gestión y administración de los servicios, que garantice la sostenibilidad de los servicios durante su Vida útil.
- Mejorar los hábitos de higiene para el uso racional del agua potable a instalar.
- Lograr la valoración de la misma, a través de la implantación de talleres de educación sanitaria.
- Implementar, fortalecer y supervisar la JASS a través de la conformación de la Asistencia Técnica Municipal - ATM para garantizar la sostenibilidad del proyecto.

1.1.1 Hechos importantes

- En la Década del año 1990 al 2000; 400 millones de dólares fueron invertidos, en obras de saneamiento tanto públicas como privadas, para atender la demanda de servicios de agua y saneamiento en el medio rural, principalmente en los Centros Poblados y comunidades campesinas para su Administración con poblaciones menores de 2000 habitantes, donde el Fondo de Compensación y Desarrollo Social (FONCODES) ha sido y es el principal organismo de financiamiento de las inversiones en estos servicios.
- En el año 2010, la municipalidad distrital de Caicay, financia y ejecuta el sistema "mejoramiento de infraestructura de saneamiento básico y construcción de letrinas comunidad de Ccoyaraqui, distrito Caicay", con el aporte de mano de obra no calificada de

los beneficiarios, y consta de tres captaciones, 01 Cámara de reunión, línea de conducción, 01 Cámara rompe presión, 01 Cámara de Distribución, 01 Reservorio de 15 m3, redes de distribución, e instalaciones domiciliarias; el sistema existente a la fecha ha colapsado por el tiempo de uso, así como por la intervención para ampliar las instalaciones sin un concepto técnico y no cumplen con los requisitos mínimos establecidos en el RNE.

- En el año 2009, la municipalidad distrital de Caicay, financia y ejecuta el sistema "mejoramiento de infraestructura de saneamiento básico y construcción de letrinas comunidad de Ccollotaro, distrito Caicay", con el aporte de mano de obra no calificada de los beneficiarios, y consta de tres captaciones, 01 Cámara de reunión, línea de conducción, 02 Cámara rompe presión, 01 Cámara de Distribución, 01 Reservorio de 16 m3, redes de distribución, e instalaciones domiciliarias; el sistema existente a la fecha ha colapsado por el tiempo de uso, así como por la intervención para ampliar las instalaciones sin un concepto técnico y no cumplen con los requisitos mínimos establecidos en el RNE.
- El 07 de enero del 2012 mediante Decreto Supremo Nro. 002-2012-VIVIENDA se creó el Programa Nacional de Saneamiento Rural (PNSR) del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS) que se encuentra bajo el ámbito del Vice-ministerio de construcción y Saneamiento (VMCS) orientado a posibilitar el acceso a la población del ámbito rural de los servicios de agua potable y saneamiento de calidad sostenibles.
- Por aprobación directa de temario de tesis, en fecha 07 septiembre del 2017 por parte de los jurados de este proyecto de tesis, y en fecha 12 de septiembre del 2017, se emite la resolución N° 1296-2017-IC-FAIC-UNSAAC/ favorable para la Elaboración del Expediente técnico del Proyecto **"AMPLIACION Y MEJORAMIENTO INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY, PROVINCIA DE PAUCARTAMBO, REGION CUSCO'',** para solucionar el déficit actual de abastecimiento de agua y recolección de aguas residuales. Un proyecto integral se define como aquel que interviene en varias actividades y cubre todas las necesidades básicas de una comunidad o área. El presente proyecto constituye un proyecto integral para las comunidades de Ccollotaro y Ccoyaraqui, el mismo que consta del sistema de abastecimiento de agua potable y de un sistema de recolección y tratamiento de aguas residuales, Con Alcantarillado convencional y tanque imhoff, así como de un sistema independiente de drenaje pluvial.

• Actualmente en el Perú, existen más de 2.64 millones de habitantes en las zonas rurales que no cuentan con acceso a agua potable y 5.11 millones carecen de un adecuado sistema de saneamiento y de eliminación de aguas residuales. Cabe resaltar que solo el 12 % de habitantes que cuentan con estas instalaciones las tienen en buen estado. (INEI 2007).

Según el Instituto de Estadísticas e Informática (INEI) las condiciones explicadas en el párrafo anterior, inciden en el indicador de mortalidad infantil de las zonas rurales. Este índice tiene un promedio nacional de 47% de infantes nacidos vivos, de los cuales el 4.23% fallece por enfermedades gastrointestinales. Además de la mortalidad infantil, la carencia de servicios de agua y saneamiento también influye en la elevada presencia de enfermedades gastrointestinales en niños menores a cinco años, en la perdida de horas-hombre laborales y la disminución de la productividad por enfermedades. (INEI 2007)

El abastecimiento de agua potable para las comunidades de Ccollotaro y Ccoyaraqui constituye un peldaño importante en el desarrollo de la región y del país. Un sistema de agua potable correctamente diseñado conlleva consecuencias positivas en la calidad de vida de las personas que tienen acceso a este servicio, en especial en el campo de la salud.

Este sistema de agua potable debe contar con todos los elementos necesarios para captar, conducir, almacenar, tratar y distribuir de una manera eficiente el agua hasta los distintos sectores en la que ésta va a ser servida.

Este sistema de agua potable entonces debe respetar las normativas vigentes que garantizan la calidad del agua potable que se quiere suministrar, reduciendo así enfermedades y muertes en las poblaciones que se benefician de este tipo de sistemas.

De acuerdo a la información obtenida en la Municipalidad distrital de Caicay de las comunidades de Ccollotaro y Ccoyaraqui, un total de 70 viviendas familiares cuentan con un sistema de abastecimiento de agua potable en mal estado. El único sistema que tienen estas comunidades fueron construidas hace 11 y 10 años respectivamente, y ahora de acuerdo a las exigencias de la población creciente necesita de mejoras y diseños técnicos.

Los pobladores del sector de Ccollotaro tienen definidas las vertientes de agua en la zona SUR-ESTE, las mismas que son captadas precariamente para luego ser conducidas hasta un reservorio de 16 m3 a través de una tubería de 1", mangueras de ¾" de diámetro y esta a su vez entrega a la red distribución sin un adecuado tratamiento de potabilización, pues aun cuando sus aguas son de una buena calidad estas se contaminan en la captación y en el

reservorio, ya que se hallan expuestas a la contaminación externa. En caso de la comunidad Ccoyaraqui tiene una captación de manantes en la zona SUR-ESTE y conducida en tubo de 1" a un reservorio de 15 m3, desde el cual se distribuye el agua.

Las dos comunidades poseen un sistema de evacuación de aguas servidas que se encuentran en un estado deplorable o precario provocando contaminación de los usuarios de la parte más baja de las poblaciones, poniendo en alto riesgo a los niños de la zona por el colapso del sistema de aguas servidas y falta de implementación de una laguna de oxidación.

Para el diseño del sistema abarcan: levantamientos topográficos de líneas de conducción y distribución, y puntos de referencia de las diferentes unidades existentes, levantamiento topográfico de la zona a la cual se distribuye el agua actualmente, evaluación del sistema de abastecimiento existente, aforos del mismo, toma de muestras de suelos y toma de muestras de las fuentes de abastecimiento y caracterización del agua de las mismas, diseño de unidades y procesos para mejoramiento de la calidad de agua, planos de estructuras existentes y planos de estructuras para el mejoramiento, presupuesto de obra de mejoramiento.

Los resultados que se determinarán serán validados por software computacionales destinados a evaluar este tipo de proyectos.

1.2 GENERALIDADES.

A pesar que en los últimos 20 años han aumentado los sistemas de abastecimiento de agua potable y saneamiento en el medio rural, mediante programas de apoyo social, estos aún se muestran insuficientes dado que los niveles de servicio alcanzados en algunos departamentos del país son mínimos. Se define como "nivel de servicio" a la manera como se brinda el servicio al consumidor final. Los niveles de servicio pueden ser público o por conexión domiciliaria.

En el presente proyecto de tesis "AMPLIACION Y MEJORAMIENTO INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY, PROVINCIA DE PAUCARTAMBO, REGION CUSCO''. Al momento de hacer un diseño de ingeniería de redes de agua potable, éste se debe ajustar a las características físicas, económicas y socioculturales de la población beneficiaria. Dentro de este marco, es que se deben tener en cuenta varios aspectos y factores que podrían ser determinantes al momento de diseñar.

Estos factores se muestran a continuación en la tabla 1.

Tabla 1 criterios de Diseño de redes de Agua Potable.

CRITERIO DE DISEÑO	FACTOR
Fuentes de abastecimiento disponibles	Subterránea / Superficial
Conducción de agua	Por gravedad / Por bombeo
Caudal disponible	Cantidad / Temporalidad /Calidad
Mantenimiento requerido	Simple / Intermedio / Complejo
Características locales	Clima / Topografía / Accesibilidad
Niveles de ingreso	Bajo / Medio / Alto
Capacidades locales	Muy baja / Regular /Buena
Tipo de población	Concentrada / Dispersa

Fuente: (2009, Carlos Barrios- Roger A. Pittman - Ricardo Torres -) Guía de Orientación en Saneamiento Básico.

Los diseños de ingeniería de saneamiento se ajustan a las características físicas locales y a las condiciones socio económicas de la comunidad. Los diseños de saneamiento están divididos en dos grupos y tienen correspondencia a los niveles de servicio. Estos son:

- Recolección por red de tuberías con arrastre hidráulico.
- Disposición in situ (sin red de recolección) con o sin arrastre hidráulico.

En la tabla 2: se pueden apreciar cuáles son los criterios de diseño en saneamiento y sus niveles de servicio.

Tabla 2 Factores a considerar para la Selección de criterios de Diseño de redes de Alcantarillado.

CRITERIO DE DISEÑO		NIVEL DE SERVICIO	
Con sistemas de recolección en red de tuberías	Alcantarillado convencional	Multifamiliar	Disposición de excretas y de aguas residuales
	Alcantarillado condominial		
	Alcantarillado de pequeño diámetro		
Sin sistemas de recolección	Unidad sanitaria con pozo séptico	Unifamiliar	Disposición de excretas y de aguas residuales

en red de tuberías	Unidad sanitaria con biodigestor		
	Letrina de hoyo seco ventilado	Unifamiliar	Disposición de excretas y de aguas residuales
	Letrina de pozo anegado		
	Baño de arrastre hidráulico		
	Letrina compostera o baño ecológico		

Fuente: (2009, Carlos Barrios- Roger A. Pittman - Ricardo Torres -) Guía de Orientación en Saneamiento Básico.

La elección de un criterio de diseño depende de distintas condiciones tales como el tamaño y la dispersión de las viviendas, la disponibilidad de agua, los recursos disponibles y la capacidad de los beneficiarios para la operación y mantenimiento de las redes de agua y alcantarillado. Para las comunidades de Ccollotaro y Ccoyaraqui se utilizará el sistema de recolección en red de tuberías con alcantarillado convencional y Tanque imhoff.

1.3 OBJETIVOS.

1.3.1 Objetivo general.

El objetivo principal de este proyecto es MEJORAR LA CALIDAD DE VIDA de los pobladores de las comunidades de Ccollotaro y Ccoyaraqui, mediante el mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua en cantidad y calidad, así como la instalación del sistema de alcantarillado con el tratamiento adecuado de las aguas residuales e instalación del sistema de drenaje pluvial independiente. Siendo los beneficiarios del proyecto una población actual de 420 habitantes en la comunidad de Ccollotaro y 180 habitantes en la comunidad de Ccoyaraqui.

1.3.2 Objetivos específicos.

- Dotar de agua de calidad y cantidad suficiente APTO para el consumo humano de los beneficiarios del presente Proyecto, con la Ampliación y mejoramiento del Sistema de abastecimiento agua potable.
- Mejorar el tratamiento de aguas residuales, mediante la Instalación del sistema de alcantarillado convencional y tratamiento con tanque Imhoff,
- Implementar el tratamiento de la escorrentía y arrastre de sólidos, mediante la instalación del sistema de drenaje pluvial independiente, y evitar la erosión de suelos del área de proyecto.
- Reducir los índices de enfermedades gastrointestinales, parasitosis y otros por consumo de agua no potabilizada; principalmente de población en edad escolar y niños menores de 5 años.
- Realizar los Cálculos de la dotación de agua, consumo promedio diario anual, consumo máximo diario y consumo máximo horario para el diseño de la red de agua potable y alcantarillado de las comunidades Ccollotaro y Ccoyaraqui, mediante los programas Sewer Cad y Water Cad.
- **SISTEMA DE AGUA**

El sistema de agua propuesto está compuesto por los siguientes trabajos a realizar:

Construcción captación de ladera (manante).

Instalación de línea de conducción de 1473,18 ml, tubería PVC SAP C-7.5 D=3/4"

Instalación de línea de conducción de 4621.88ml, tubería PVC SAP C-7.5 D=1"

Instalación de línea de conducción de 2313.15 ml, tubería PVC SAP C-7.5 D=11/2"

Construcción de Reservorio de 60 m3 y 70 m3, estructura de concreto armado, el concreto es de una resistencia a la compresión de FC= 210 KG/CM2. El grado del acero es de 60.

Red de Distribución. (En la población donde existen casas)

Suministro y colocación de tubería PVC UF ISO 4422 C-7.5 de diámetro: 4", una longitud: 578.80.00 ml para agua contra incendios.

ALCANTARILLADO

Se propone la instalación de dos subsistemas de recolección de aguas residuales, uno por cada comunidad.

En el sistema de alcantarillado se propone el suministro e instalación de tubería de PVC SAL de 160 mm. (Ø 6"), en toda la red de alcantarillado dentro de la población.

Buzones De Inspección. Un sistema de alcantarillado por gravedad se realiza considerando que, durante su funcionamiento, se debe cumplir la condición de auto limpieza para limitar la sedimentación de arena y otras sustancias sedimentables (heces y otros productos de desecho) en los colectores.

- **TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL**

Sistema de tratamiento residual mediante tanque Imhoff que a su vez comprende de un lecho de secados y un filtro biológico, uno solo para ambas comunidades.

1.4.1 Ubicación geográfica.

Las comunidades se encuentran ubicado en el distrito de Caicay, provincia de Paucartambo y departamento Cusco, se encuentra emplazado en un valle a orillas del rio Vilcanota con las siguientes coordenadas 13°36´ latitud sur, 71°42´ longitud este y a una altitud de 3100 m.s.n.m, el área rural ocupa una extensión de en total aproximadamente 8 Ha en Total, por ambas comunidades.

Ubicación política, geográfica e hidrográfica del proyecto:

- **UBICACIÓN POLITICA**

Región : Cusco

Departamento : Cusco

Provincia : Paucartambo

Distrito : Caicay

Localidad : Ccollotaro- Ccoyaraqui

- **UBICACIÓN GEOGRÁFICA**

Latitud sur : 13°35´10"

Latitud Oeste : 17°41´10"

Altura promedio : 3100 m.s.n.m

- UBICACIÓN HIDROGRÁFICA

Cuenca : rio Urubamba

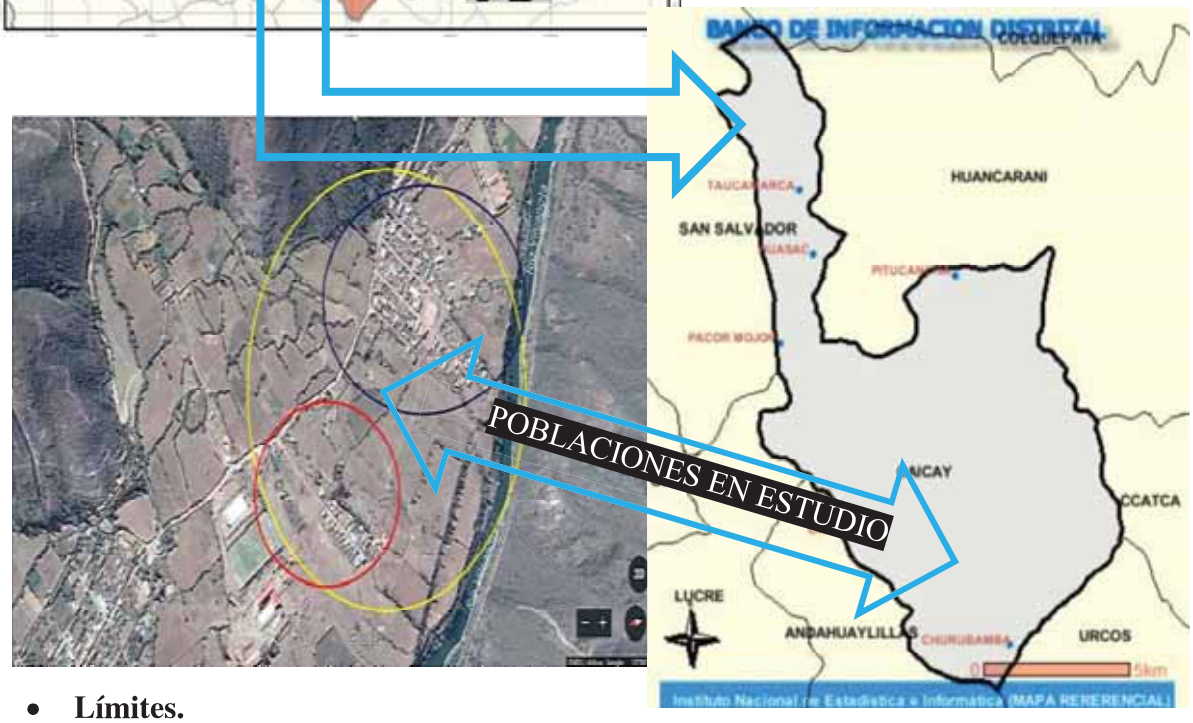
Microcuenca : Caicay, Ccollotaro y Ccoyaraqui

MAPA POLÍTICO DEL PERÚ

MAPA POLÍTICO DEL CUSCO

MAPA POLÍTICO PAUCARTAMBO

MAPA DE CAICAY



- **Límites.**

El distrito de Caicay y sus comunidades como Ccollotaro y Ccoyaraqui, limita:

Por el Norte con San Salvador y Huancarani.

Por el Sur con Andahuaylillas y lucre.

Por el Este con Ccatca.

Por el Oeste con Oropesa.

1.4.2 Vías de acceso

A la zona del proyecto desde el cusco, se puede acceder mediante la carretera asfaltada Cusco – Hucarpay, Hucarpay-Huambutio, las mismas que se encuentran en regular estado de conservación. En el distrito de Caicay se encuentran dos poblados tal como se muestra en la imagen anterior de línea roja es la comunidad de Ccoyaraqui y línea azul es la comunidad de Ccollotaro que se encuentra 2 minutos del distrito de Caicay.

Cuadro 1: vías de acceso

DESDE	HASTA	VIA	KM	TIEMPO PROMEDIO
CUSCO	HUACARPAY	CARRETERA ASFALTADA	24	30 Min
HUACARPAY	HUAMBUTIO	CARRETERA ASFALTADA	3	10 Min
HUAMBUTIO	CAICAY	CARRETERA ASFALTADA	2	6 Min
CAICAY	CCOYARAQUI	TROCHA CARROZABLE	0.5	2 Min
CAICAY	CCOLLOTARO	TROCHA CARROZABLE	0.6	2 Min

FUENTE: PROPIA

1.4.3 Clima.

El distrito de Caicay, posee un clima templado-semiseco, semifrío con invierno seco, con temperatura media anual de 20.9°C máxima y 0ºC mínima, teniendo una temperatura media de 14.00°C. Las precipitaciones de mayor intensidad se distribuyen entre los meses de diciembre a marzo y con un periodo seco definido entre los meses de mayo a julio. Presenta una precipitación total anual de 591.00 mm. Las comunidades Ccollotaro y Ccoyaraqui se encuentran la misma cuenca hidrográfica separándose en una distancia de 1 km.

Cuadro 2 tabla climática histórico del distrito de Caicay

TABLA CLIMATICA // DATOS HISTORICOS DEL TIEMPO CAICAY												
	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
Temperatura media (°C)	12.8	12.6	13	12.1	10.9	9.6	9.4	10.5	11.8	13	13	12.7
Temperatura min. (°C)	6.4	6.5	6.5	4.7	2.4	0.1	0	1	3.8	5.1	5.5	6.1
Temperatura máx. (°C)	19.2	18.8	19.5	19.6	19.4	19.1	18.8	20	19.9	20.9	20.6	19.4
Temperatura media (°F)	55	54.7	55.4	53.8	51.6	49.3	48.9	50.9	53.2	55.4	55.4	54.9
Temperatura min. (°F)	43.5	43.7	43.7	40.5	36.3	32.2	32	33.8	38.8	41.2	41.9	43
Temperatura máx. (°F)	66.6	65.8	67.1	67.3	66.9	66.4	65.8	68	67.8	69.6	69.1	66.9
Precipitación (mm)	122	112	94	34	8	4	4	6	22	37	56	92

Fuente: (SENAMHI CUSCO)

1.4.4 Precipitación

Según las estadísticas del INEI, en condiciones normales, las precipitaciones en la zona de la ciudad de Cusco se inician en octubre y se prolongan hasta marzo. Las precipitaciones que se producen en la zona de estudio son de origen orográfico y se caracterizan por tener fuertes intensidades. La presencia de los fenómenos meteorológicos en la zona de estudio, están enmarcados dentro de las estaciones climatológicas, es así que entre los meses de octubre a marzo se presenta precipitaciones en forma progresiva y continua, marcándose estaciones de primavera y verano, mientras que entre los meses de abril a septiembre existe una ausencia de precipitaciones, esto entre las estaciones de otoño e invierno.

1.4.4 HUMEDAD RELATIVA

Las estaciones meteorológicas de Cusco Kayra, suministraron la información correspondiente a los datos de temperatura y humedad relativa, cuyos registros promedio a lo largo de 10años se observan en el cuadro siguiente.

Los valores de la humedad relativa presentan una uniformidad de oscilación durante todo el año, presentando un valor promedio anual de 70%, indica que se trata de una zona atmosférica poco húmeda y bastante saludable. Los valores de humedad relativa alta se presentan en los meses de febrero a marzo, llegando a máximos de 73%, y los mínimos se presentan entre los meses de octubre a noviembre, con valores de 61% aproximadamente.

1.5 GEOLOGIA REGIONAL Y LOCAL

1.5.1 Descripción de la Geología Regional y Local

El área del Proyecto "" se comprende afloramientos de rocas sedimentarias en contacto con rocas intrusivas que van desde el cretáceo inferior hasta el cuaternario.

a) Estratigrafía

Las unidades que afloran en Boletín 138A geología del cuadrante del cusco y alrededores, corresponden al Cretáceo inferior/superior, Terciario y depósitos del Cuaternario, diferenciándose la siguiente formación: (BOLETIN 138A geologia del cuadrante del cusco)

b) Formación Caicay.

Serie sedimentaria de edad Cretáceo superior/inferior, compuesta cuarzos rojos fluviales y eólicos modulosos con intercalaciones lutáceas y margas, por su resistencia a la erosión

forma picos altos y forman parte de una cadena cordillera. (BOLETIN 138A geologia del cuadrante del cusco)

1.5.2 Marco Geológico Regional

A gran escala, El Perú se ubica en la confluencia de las placas tectónicas de Nazca (oceánica) y la del Sudamérica (continental), que conforman un margen tectónico activo, en el cual se está produciendo una subducción de la primera bajo la segunda (proceso derivado de la diferencia de Densidad entre ambas placas, la más densa, corteza oceánica, se hunde bajo la placa continental). Está situación de convergencia de placas viene produciéndose desde finales del Mesozoico hasta la actualidad y abarca una zona que se extiende desde Panamá hasta Chile, a lo largo de 7,600 Km aproximadamente. El frente de subducción tiene en esta amplia área una dirección general NW – SE.

El proceso de subducción produce cambios en las condiciones físico -químicas en la zona de contacto entre la placa que se hunde y la superior y da lugar a fusiones de material. Los líquidos formados alimentan reservorios magmáticos situados bajo la corteza terrestre. Esta cinética profunda se traduce en la superficie en un vulcanismo activo (ascensos de magma y geotermismo) y movimientos tectónicos más o menos bruscos (Temblores, sismos, fallas).

Del mismo modo existen fallas geológicas a nivel regional que se puede observar cada sistema de falla en la siguiente figura.

Figura 1 fallas geológicas a nivel regional

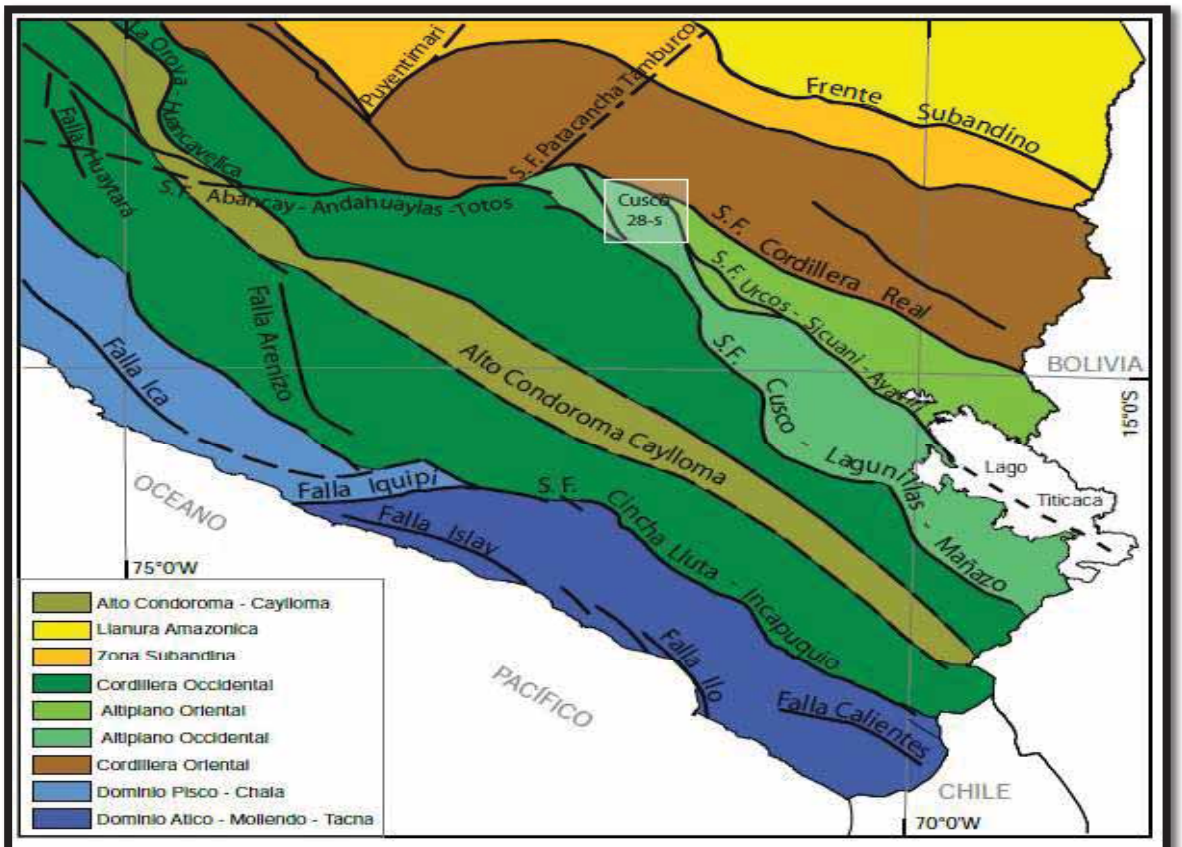


Figura 30. Mapa de dominios geotectónicos del sur de Perú y la localización del cuadrángulo de Cusco. Tomado de Carlotto et al. (2010b).

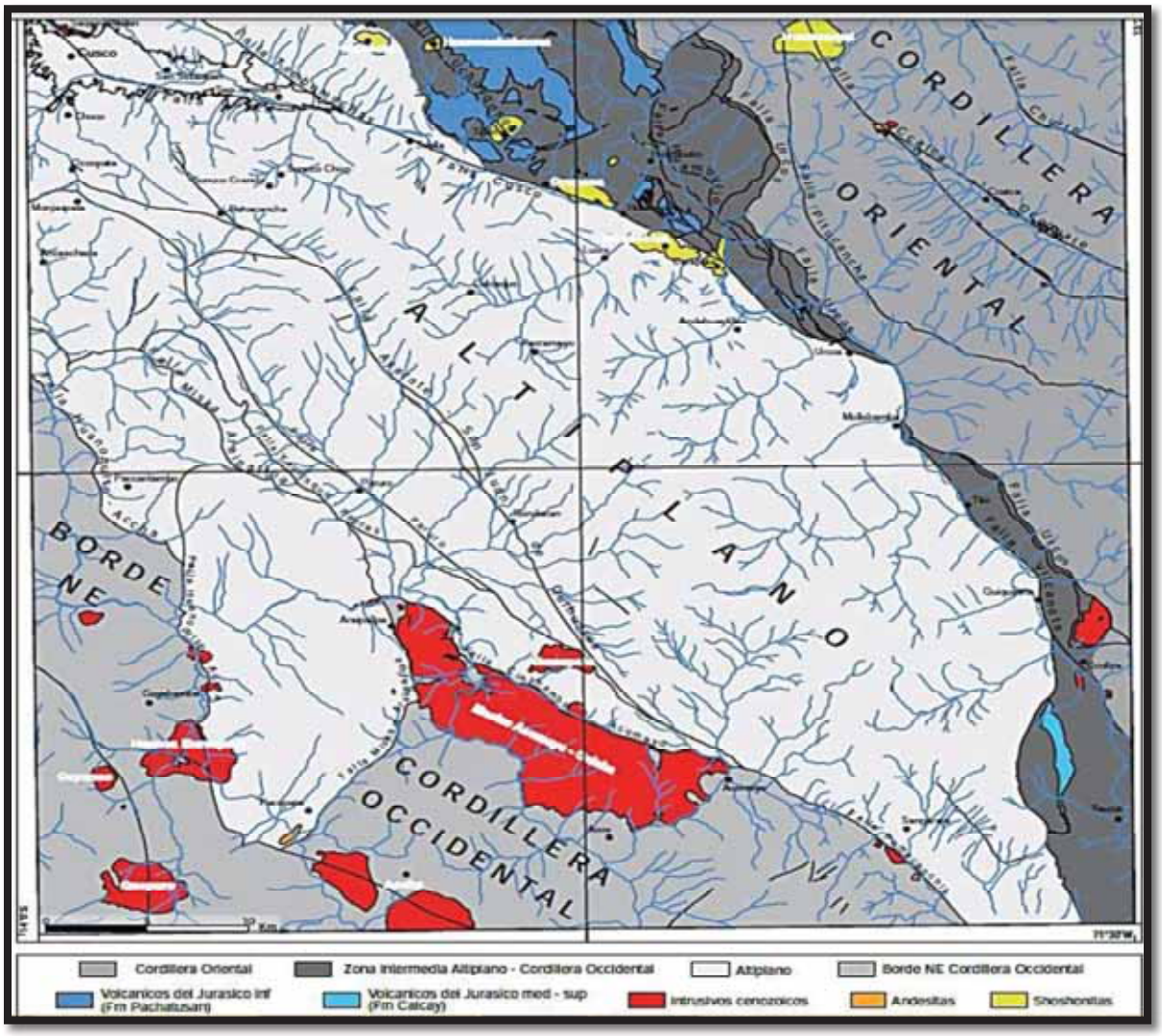
Fuente: (BOLETIN 138A geologia del cuadrante del cusco)

1.5.3 Marco geológico local

Esta unidad está compuesta principalmente por sistemas de fallas locales y formaciones geomorfológicas. Esta variabilidad muy probablemente refleja el hecho que la intensidad de sismos locales del mismo modo tenemos, de la formación Caicay, por areniscas cuarzosas rojas (Foto 13), rosadas y blancas, muy parecidas a la Formación Huancarané. Se presenta en bancos gruesos masivos, intercalados o no con limolitas rojas y escasos lentes calcáreos. Algunos niveles muestran numerosas estratificaciones cruzadas, métricas a pluviométricas; además de granos de cuarzo modelados en facetas o con superficies mates, lo que indica un origen eólico. Sin embargo, la mayor parte de facies arenosas y también conglomeraditas

son de origen fluvial. Los niveles conglomeraditos contienen elementos redondeados o angulosos de cuarzo y limolitas. Permiten proponer una edad Jurásica media-superior para la Formación Caicay.

Figura 2 fallas geológicas a nivel local.



Fuente: (BOLETIN 138A geologia del cuadrante del cusco)

Figura 3 Afloramiento de rocas bancos de areniscas.

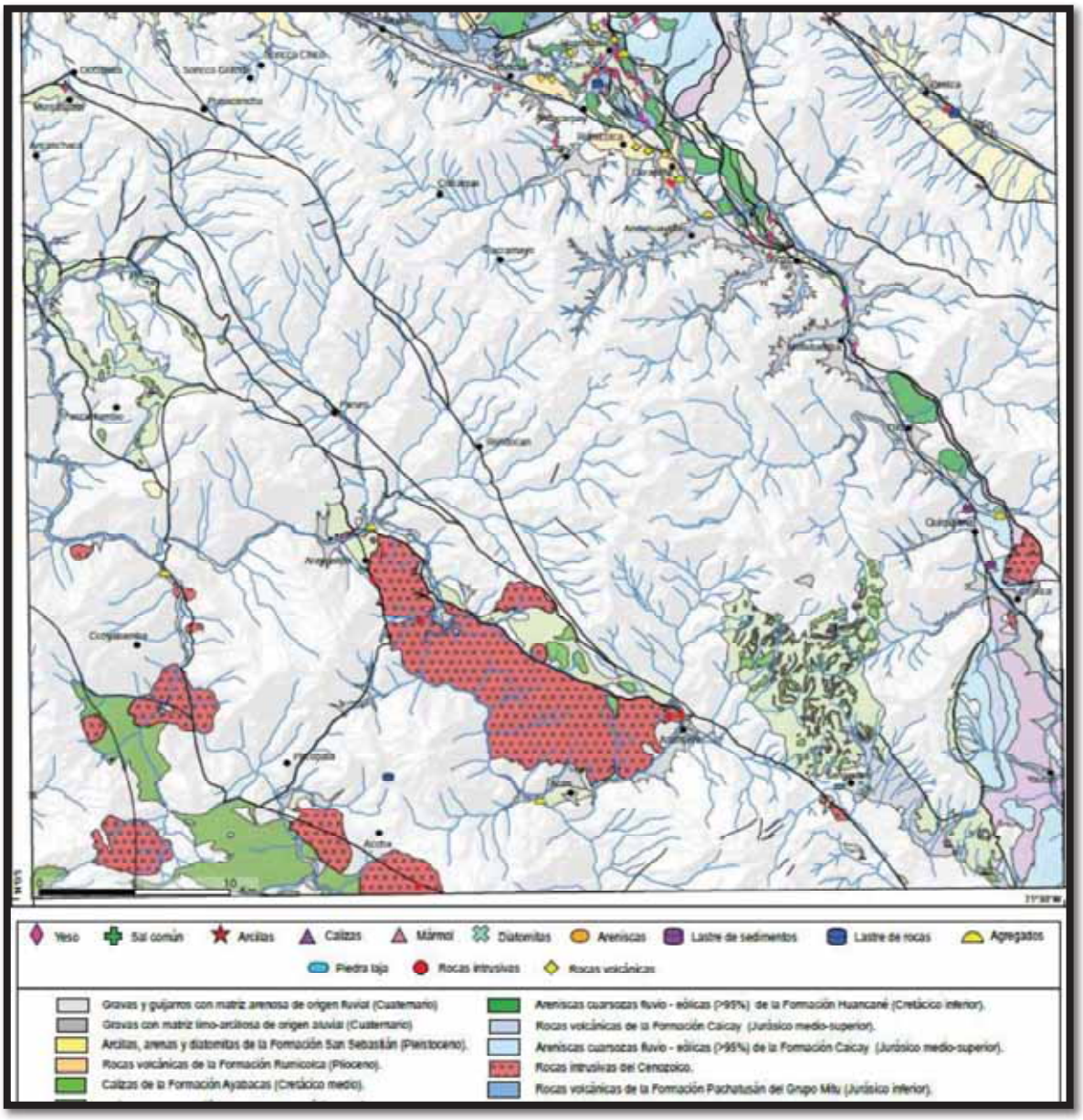
FUENTE: (BOLETIN 138A geologia del cuadrante del cusco)

Figura N°3. Afloramientos que muestran bancos potentes de areniscas fluvio eólicas de la Formación Caicay, en la pista asfaltada que sube de Caicay a Huancarani en el límite entre el cuadrángulo de Cusco.

FIGURA N°4: Geología del Cuadrángulo de Cusco 28-s

La formación de Caicay, está conformada por areniscas, cuarzos fluviales y eólicas, bien redondeadas con laminaciones oblicuas en la base hay conglomerados. Las areniscas compactadas pueden ser explotadas como material de construcción tienen buena permeabilidad con moderada a buena productividad. Rocas relativamente estables para las construcciones (BOLETIN 138A geologia del cuadrante del cusco)

Figura 4 Mapa Geológico del Distrito de Caicay



Formación Caicay	Areniscas cuarzosas fluviales y eólicas, bien redondeadas con laminaciones oblicuas. En la base hay conglomerados.	Las areniscas compactas pueden ser explotadas como material de construcción.	Tienen buena permeabilidad con moderada a buena productividad.	Rocas relativamente estables para las construcciones aunque son rocas muy fracturadas

FUENTE: (BOLETIN 138A geologia del cuadrante del cusco)

- **CONDICIONES ACTUALES**

- En la actualidad la población del área de influencia no cuenta con un adecuado sistema de saneamiento integral de agua y desague, al mismo tiempo la población de las comunidades de Ccollotaro y Ccoyaraqui del Distrito de Caicay en los últimos años se ha visto influenciada por el crecimiento demográfico (hace 8 años), debido a la reubicación de las dos comunidades hacia la parte baja donde actualmente vienen habitando, mostrándose ahora como un tipo de población concentrada; además, por la carencia de planta de tratamiento de aguas residuales, los desechos y aguas servidas eran evacuadas al rio Vilcanota o a sus terrenos aledaños, generando una contaminación y un alto riesgo de propagación de enfermedades.
- Los sistemas de abastecimiento de agua para la comunidad de Ccollotaro y Ccoyaraqui se realizaron hace 11 y 10 años, cuya dotación de agua son insuficientes para ambas comunidades en la actualidad. La comunidad de Ccollotaro cuenta con 3 a 5 horas de abastecimiento de agua y es la comunidad más crítica con un reservorio de 16 m3 que no tiene su tubería de limpia o desagüe para la limpieza o mantenimiento, hecho que demuestra que la ejecución no ha sido conducida técnicamente, generando un grado de contaminación y sedimentación de materiales orgánicos e inorgánicos en el Reservorio.
- Tiene una población actual de 420 habitantes en 70 viviendas familiares.
- Tratándose de nuevas habilitaciones para viviendas la norma OS.100 considera una densidad de 6 hab/vivienda.
- Por este motivo la Municipalidad distrital de Caicay y las comunidades de Ccollotaro y Ccoyaraqui piden una solución integral a este problema, porque es competencia del estado resolver la necesidad primordial para el bienestar de dos comunidades que tienen tasa de crecimiento poblacional creciente, del mismo modo la protección y conservación del medio ambiente.

1.6 CARACTERÍSTICAS SOCIOECONÓMICAS.

1.6.1 Población afectada

Según los datos obtenidos mediante el diagnostico a las comunidades Ccollotaro y Ccoyaraqui, la información obtenida de población afectada es de la siguiente forma.

En la encuesta realizada en la comunidad de Ccollotaro se determinó 70 viviendas habitadas y con una densidad de **6hab/vivienda**, con lo cual se considera para las proyecciones a realizarse una población permanente de 420 habitantes, En la encuesta realizada en la comunidad de Ccoyaraqui se determinó 30 viviendas habitadas y con una densidad de 6 hab/vivienda, con lo cual consideró para las proyecciones a realizarse se tomará como población permanente 180 habitantes. Ya que esta cantidad de usuarios representa la situación más desfavorable para el diseño de los sistemas individuales para ambas comunidades de Ccollotaro y Ccoyaraqui. Por ser comunidades independientes de territorio y reconocimiento bajo resolución y titulación de las comunidades. En los cuadros N°3 Y 4 se determinan el porcentaje de habitantes permanentes y ocasionales.

Cuadro 3 : población de comunidad de Ccollotaro

NUMERO DE HABITANTES COMUNIDAD CCOLLOTARO		
	TOTALES	PORCENTAJE
POBLACION ACTUAL	420	100,00%
TOTAL	420	**100%**

Nota: Para los cálculos de población futura se realizarán con la población permanente 420 hab.

Cuadro 4: población de comunidad de Ccoyaraqui

NUMERO DE HABITANTES COMUNIDAD CCOLLOTARO		
	TOTALES	PORCENTAJE
POBLACION ACTUAL	180	100,00%
TOTAL	180	**100%**

Nota: Para los cálculos de población futura se realizarán con la población permanente 180 hab.

1.6.2 Vivienda.

En el distrito de Caicay se localizan viviendas (según el Censo del 2007 - INEI), de las cuales, el 97 % de éstas son hechas de adobe y el 3% restante comprende materiales como madera, piedra con barro, entre otros.

Las viviendas son construidas en forma tradicional y con materiales de la zona, observándose un ambiente andino, se utiliza por lo general el adobe y la cobertura de calamina, constan en su mayoría de ambientes independientes para cocina y comedor, dormitorio y depósito, lo

suficientemente ventilados para soportar el calor de la zona. Los sectores beneficiarios en la actualidad cuentan con acceso a la red de alta tensión, el servicio es durante las 24 horas su plaza y calles principales tiene servicio de alumbrado público, así mismo cuentan con conexiones a los domicilios

En las comunidades de Ccollotaro y Ccoyaraqui el destino construcciones están destinadas 97.09% para viviendas en caso de público, comercio, educacional en 2.93%, y el 97 % de materiales tradicionales como el adobe y 3% módulos de madera, concreto armado y otros.

Cuadro 5 destino de la construcción.

	TOTALES	PORCENTAJE
1 VIVIENDA	100	97.09%
2 PUBLICO	1	0.97%
3 COMERCIO	1	0.97%
4 EDUCACIONAL	1	0.97%
TOTAL	103	100.00%

Grafica N° 1.6.2 Porcentaje del destino de las construcciones

1.6.3 Educación.

El centro poblado de las comunidades de Ccollotaro y Ccoyaraqui no cuenta con infraestructura educativa ni primaria y secundaria, pero para acceder a los servicios Hacen uso de la institución educativa primaria y secundaria de la Capital del Distrito de Caicay por la ubicación y acceso.

La comunidad de Ccollotaro tiene un centro inicial que cuenta con los servicios básicos, se encuentra en el centro de la comunidad de Ccollotaro.

1.6.4 Actividades económicas.

• **ACTIVIDAD AGRÍCOLA**. -En el área de Influencia la producción agrícola está fuertemente limitado por los factores naturales, encontramos suelos de medianas y baja fertilidad, sequías y precipitaciones pluviales frecuentes que van acompañadas por granizadas que ocasionan daños a la actividad agropecuaria. Los cultivos de maíz, papa, cebada y trigo constituyen los de mayor importancia económica, alcanzado aproximadamente el 70% de la superficie cultivada. En cuanto a rendimientos de los cultivos, según información de los propios productores, estos alcanzan para el maíz de 1,000

a 1,500 kg/ha., para la papa de 3,000 a 4,000 kg/ha. productividades sumamente bajas que se explican por la presencia de diversos factores como las inclemencias climatológicas, presentadas en los últimos años, y la presencia continua de plagas y enfermedades que atacan a los cultivos, que no pueden ser contrarrestadas. Fuente: (Encuestas socioeconomicas de la municipalidad distrital de Caicay)

- **ACTIVIDAD PECUARIA**. - La ganadería campesina de la zona es diversificada y se sustenta en la conducción de pequeños rebaños que tienen funciones múltiples en el sistema integral de producción y de sobrevivencia campesina. De otro lado, la comercialización del ganado vacuno y ovino tiene similar orientación que la de los productos agrícolas, centrándose principalmente en las ferias y tabladas de las localidades cercanas principalmente Comba pata, Huancarani y Cusco. La presencia de compradores mayoristas y rescatistas caracteriza la comercialización a pequeña escala, de este modo, la venta directa a los consumidores se realiza de manera muy reducida. Fuente: (Encuestas socioeconomicas de la municipalidad distrital de Caicay).
- **ACTIVIDAD COMERCIAL**. - La actividad comercial dentro de este distrito es desarrollada en forma limitada, considerando que se desarrolla un 37% de economías campesinas, 62% es de tipo de pequeña agricultura comercial y solo 1% desarrolla una agricultura empresarial. Por tanto, los productores de la zona de estudio, utilizan los diferentes tramos carreteros para llevar sus productos a las ferias dominicales, puesto que es la única alternativa inmediata para lograr obtener ingresos para su sustento diario. Los principales productos que salen a los mercados regionales son papa, avena, cebada, olluco, los que son sacados por los rescatistas y transportistas, y productos como avena y maíz es destinado para el mercado de Puno. De acuerdo a la información presentada en el Plan de Desarrollo Concertado 2003-2017, distrito Caicay, los principales lugares donde se comercializan los productos agrícolas son la provincia del Cusco (51.20 por ciento), la capital de distrito Huancarani (25.6 por ciento), Huambutio (6.90 por ciento), San Salvador (3.41 por ciento) y Juliaca (1.30 por ciento) y los rescatistas que llega a las comunidades campesinas entre otras modalidades. Así mismo, alrededor del 50.0 por ciento de los productores combinan la comercialización de los productos con dinero en efectivo y el trueque. **Fuente:** (Encuestas socioeconomicas de la municipalidad distrital de Caicay)

1.7 SERVICIOS BÁSICOS DE LAS COMUNIDADES

1.7.1 Agua potable

Las comunidades de Ccollotaro y Ccoyaraqui cuentan con un sistema de agua rudimentario que se encuentra actualmente en condiciones precarias y que no cuenta con un tratamiento adecuado, un gran sector no cuenta con servicios de agua potable, acentuándose su carencia en épocas de secas, originados por dos factores básicos, entre estos tenemos: por falta de ampliación de captaciones de agua y desperdicio de agua en las partes bajas de la población.

- **Conexiones domiciliarias**

Las comunidades de Ccollotaro y Ccoyaraqui 70 viviendas cuentan con conexiones domiciliarias de agua no tratada. La red existente cuenta con piletas, por los cuales la población tiene acceso al agua la comunidad tiene una junta directiva de administración de agua (JASS) mediante el pago de S/3.00 mensuales. Los pobladores de las comunidades son responsables de la administración del agua y de realizar la limpieza del reservorio y cloración.

Cuadro 6 cuadro de servicio de agua por viviendas

CONCEPTO	N° VIVIENDAS	ABASTECIMIENTO DE AGUA	
		POR CONEX, DOM.	POR ACARREO
Viviendas	100	70	30
%	100	70%	30%

Fuente: propia

1.7.2 Electricidad

Las comunidades de Ccollotaro y Ccoyaraqui disponen de este servicio vital para el desarrollo humano fue ejecutado en el 2008-2009 y comprende un Red Primaria, de Distribución, Redes Secundarias, y Alumbrado Público que forman parte del servicio de energía Eléctrica que provee electro sur Cusco, siendo necesaria para el mejoramiento del nivel de vida de los pobladores.

Los soportes de la Red están ubicados en las vías o calles de la Comunidades de Ccollotaro y Ccoyaraqui. Las instalaciones poseen sistemas de puestas a tierra y equipos de protección.

Figura 5 Ccoyaraqui calle s/n.

Fuente: propia

Figura 6 Ccollotaro calle s/n.

Fuente: Propia

1.7.3 Disposición de excretas

Las viviendas de las comunidades de Ccoyaraqui y Ccollotaro cuentan con redes de alcantarillado. En cuanto derivados del consumo como desechos orgánicos e inorgánicos. Y aguas residuales no tienen donde evacuar todo este desecho, llegan al rio Vilcanota, por este motivo la salubridad de los niños y personas adultas tienen riesgos de enfermedades derivados del agua y la contaminación de ambiente.

La ejecución de este sistema de desague Ccollotaro se realizó en el año del 2008 con este proyecto se dio un incremento de habitantes esta comunidad generando habilitaciones urbanas recientes.

- DESARROLLO URBANO.

Generalidades.

Las poblaciones de Ccollotaro y Ccoyaraqui ha experimentado un significativo de crecimiento con una tasa de crecimiento de 1.47 % promedio aproximado.

Este crecimiento demográfico y urbanístico elevado está caracterizado en primera instancia por la migración de pobladores de las antiguas comunidades rurales a nuevas comunidades que se reestablecieron a 2 y 4 minutos de distancia en bus. En ambos casos se produce un desplazamiento horizontal en la ciudad y la creación de la habitación urbana creada en los años 2008 y 2009 con proyecto de electricidad y saneamiento de desague.

El proyecto se encuentra dentro de zona pre-urbana habitada por los pobladores de la comunidad de Ccollotaro y Ccoyaraqui.

1.8 DESCRIPCIÓN DEL PLAN DE DESARROLLO URBANO.

Las poblaciones de Ccollotaro y Ccoyaraqui se asentado de acuerdo al plan de regulador de desarrollo urbano del distrito de Caicay que han contemplado factores que influyen en el desarrollo de la misma. Y que determina su crecimiento económico y social. El plan regulador toma cuenta el área urbana actual que influye el área del proyecto y sus áreas de expansión urbana.

En el caso del presente proyecto cabe mencionar que la urbanización y/o poblaciones se ha asentado en un área predefinida con posibilidad de expansión durante el periodo de diseño del proyecto.

1.8.1 Estudio del desarrollo urbano

No existen posibilidades de reordenamiento y/o modificaciones de uso del suelo de las poblaciones de Ccoyaraqui – Ccollotaro ya que se encuentra asentada y con construcciones en un 70 % de acuerdo al plano aprobado, a continuación, mencionaremos el panorama general sobre la situación pre-urbana de las poblaciones actual sus posibilidades de desarrollo futuro del marco del proyecto de saneamiento básico integral y sus políticas de desarrollo sus perspectivas de expansión con los aspectos específicos de la especialidad para el futuro.

1.8.2 Políticas generales del desarrollo urbano.

A. **políticas de suelo**

A.1 según la ley desarrollo urbano, orientar y ordenar el crecimiento bajo una programación de suelo que defina plazos, metas y factibilidad de servicios (agua y desague mediante la siguiente clasificación general de categorías de suelo urbano.) FUENTE: (ley general de desarrollo urbano)

A.1.1 suelo urbano

Es aquella área ubicada dentro de una jurisdicción municipal destinada a usos urbanos de acuerdo a los planes de Desarrollo Urbano y que, además, responda a los siguientes parámetros: FUENTE: (ley general de desarrollo urbano)

1) Terreno ya transformado que tenga como mínimo acceso vehicular, abastecimiento de agua potable, alcantarillado sanitario, suministro de energía eléctrica o gas e integrado a la red vial del centro poblado en el que se encuentre.

2) Terreno que, en ejecución del planeamiento, haya sido ya urbanizados de acuerdo con el referido planeamiento.

3) No se considera suelo urbano aquellos terrenos que se ubiquen en:

a) Zonas consideradas de riesgo muy alto por causas naturales;

b) Áreas de reserva natural, áreas protegidas o de interés y sus áreas de influencia;

c) Zonas con vestigios declaradas patrimonio cultural;

d) Zonas que afecten fuentes de recursos no renovables

FUENTE: (ley general de desarrollo urbano)

A.1.1.1 En los municipios que no cuenten con sus Planes Urbanos tendrán la condición de suelo urbano aquellos terrenos que presenten las características establecidas en el inciso anterior.

A.1.1.2 El suelo urbano puede ser: No consolidado o consolidado. En el primer caso, son aquellos terrenos que estando ubicados dentro del perímetro urbano y no cuenten con la totalidad de las redes de infraestructura urbana; y en el segundo caso, son los terrenos que cuentan con infraestructura urbana. FUENTE: (ley general de desarrollo urbano)

A.1.1.3 Cuando se dé el caso de grandes proyectos de producción urbana secundaria o mejoramiento de grandes áreas deterioradas al interior del perímetro urbano, los terrenos que les dan soporte tendrán la calificación de urbano no consolidado. Mediante norma técnica reglamentaria se establece los requisitos de mejoramiento para terrenos urbanos no

consolidados, requisitos que tienen carácter promocional. FUENTE: (ley general de desarrollo urbano)

A.1.1.4 El suelo urbano, consolidado o en proceso de consolidación, contempla la siguiente sub-clasificación, como medidas de prevención y reducción de riesgos:

a) Suelo urbano apto para su consolidación, los que se pueden densificar.

b) Suelo urbano con restricciones para su consolidación, los que presentan niveles de riesgo muy alto y que por la naturaleza de su ocupación (consolidado) deben ser sujetos a un tratamiento especial. (Fuente: ley general de desarrollo urbano).

c) Suelo urbano sujeto a reglamentación especial, que tiene restricciones y debe estar sujeto a un proceso de paulatina reubicación, debido al alto grado y evidente riesgo que imposibilite su mitigación. (Fuente: ley general de desarrollo urbano). FUENTE: (ley general de desarrollo urbano)

A.1. 2 Suelo urbanizable

A.1.2.1 Es aquella área que puede ser sujeto de un proceso de habilitación urbana, de acuerdo a las normas técnicas y conforme al Plan de Desarrollo Urbano, y susceptible de albergar edificaciones diversas.

A.1.2.2 Todo suelo urbanizable, se ajusta a las previsiones de crecimiento del centro poblado y a la posibilidad de dotarlo con redes de infraestructura y equipamiento urbano.

A.1.3 Suelo rústico no urbanizable.

A.1.3.1 Es aquella área en la cual se desarrollan actividades agrícolas, ganaderas, forestales y actividades análogas, ubicada fuera del área urbana. No es apto para el uso urbano por lo que no pueden ser habilitados. FUENTE: (ley general de desarrollo urbano)

A.1.3 suelo de protección

Es aquella área en la que concurre alguna de las circunstancias siguientes:

a) Se encuentre ubicado en zona considerada de alto riesgo no mitigables.

b) Se encuentre ubicado en área de reserva natural, área protegida o área de amortiguamiento.

c) Se encuentre ubicado en zona monumental o en yacimientos arqueológicos o paleontológicos.

d) Ubicados en zona considerada de riesgo de desastre tiene la naturaleza jurídica de bien de dominio público o, en su defecto de tratarse de un bien de dominio privado, previa

expropiación, se incorpora al dominio público. En ambos casos, se encuentran bajo la administración municipal.

e) Se encuentre ubicado en zona que tiene recursos hídricos, como cabeceras de cuenca, lagos y ríos.

f) Esté sometido a algún régimen especial de protección incompatible con su transformación urbana de acuerdo a los planes de Desarrollo Urbano o planes y legislación sectorial pertinente, en razón de sus valores paisajísticos, históricos, arqueológicos, científicos, ambientales, culturales, agrícolas.

g) Esté considerado como inadecuado por estar demostrada su alta vulnerabilidad frente a fenómenos naturales, ser incompatible con el modelo de desarrollo territorial y/o urbano adoptado, o en función de su sujeción a limitaciones o servidumbres para la protección del dominio público.

Este tipo de área de terreno, por su condición, será parte de los espacios públicos de los centros poblados. FUENTE: (ley general de desarrollo urbano)

1.8.3 Zonificación de área del proyecto

Las poblaciones dentro de su configuración pre-urbana concordante con su plano aprobado, comprende:

Vivienda. - las viviendas de las poblaciones están construidas en adobe por ser este el material más usual y económico en zonas donde el nivel de ingreso de los propietarios es de bajo.

Área para recreación pública. – el aporte de terreno para recreación publica, está destinado para la construcción de un parque, que se encuentra destinado para la construcción de un parque que se encuentra ubicado en la parte central de la urbanización, el cual cumple con los requisitos establecidos por el R.N.C

Área para servicios públicos. – el área para estos fines está destinado para la construcción de un centro educativo inicial en cual ya está en funcionamiento.

Área para otros fines. - Dentro de esta área se destinó un terreno para la construcción de un salo comunal.

Asimismo, existe ya terrenos de propiedad de la comunidad ya será posiblemente destinado para la urbanización y serán también destinado para la construcción de una posta médica.

FUENTE: (ley general de desarrollo urbano)

1.8.3.1 Función social de la propiedad

Los derechos de propiedad del suelo se ejercen en armonía con el bien común e interés social dentro de los límites de la Ley. La zonificación de los usos de suelo regula el ejercicio de la propiedad predial inmueble procurando su utilización racional, igualmente, determina las áreas que integran y delimitan un centro poblado y su aprovechamiento predominante. La asignación de zonificación a una determinada propiedad predial inmueble no es constitutiva del derecho de propiedad sobre el mismo. FUENTE: (ley general de desarrollo urbano)

1.8.3.2 El Plano de Zonificación

La zonificación se concreta en un plano de zonificación, un reglamento de zonificación y un índice de usos para la ubicación de actividades urbanas. La zonificación debe establecerse y formar parte obligatoria de los Planes de Desarrollo Urbano. FUENTE: (ley general de desarrollo urbano)

Nota: de la zonificación propuesta en el siguiente proyecto es de acuerdo al asentamiento en área predefinida sin posibilidad de expansión durante el periodo del diseño. Las áreas propuestas de recreación, y viviendas proyectadas será ocupada y regularizadas por dirigentes de las propias comunidades. Para este proyecto de tesis.

CAPITULO II

ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

2.1 GENERALIDADES

Antes de la realización del levantamiento topográfico se procedió a un reconocimiento de toda la zona en estudio tomando en cuenta la localización, quebradas, zanjas, cursos de agua, accidentes naturales o artificiales que influyan en los diseños, así como también las estructuras hidráulicas existentes tales como los tanques de captación, los de romper presiones, el de almacenamiento y el de distribución constatando de esa manera el estado actual en que estas se encuentran.

El levantamiento topográfico requerido para la realización del sistema de abastecimiento y tratamiento de agua potable para las comunidades de CCOYARAQUI Y CCOLLOTARO comprende desde el sector HUARA-HUARA localizado en la parte alta en donde se encuentra. La zona de captación, de ambas comunidades la conducción y almacenamiento hasta las comunidades de CCOYARAQUI Y CCOLLOTARO ubicados en el margen derecha del río Vilcanota. El levantamiento se realizó en dos etapas: la primera consistió en un levantamiento de la franja topográfica para la captación y conducción, la segunda constituye el levantamiento de la red de distribución y planta de tratamiento. Para el levantamiento utilizamos una estación total TOPCON.

El relieve de la zona es típico de un valle interandino, la población está emplazado sobre una terraza aluvial relativamente plano a ondulada con una pendiente de 10% en promedio rodeado de montañas abruptas hacía en Norte y Sur con pendientes mayor 100%. Hacia el norte del poblado de ambas comunidades atraviesa el gran rio Vilcanota, este la margen izquierda de la zona. Hacia el norte se puede observar dos pequeñas quebradas de funcionamiento intermitente con pendientes fuertes. La población se instala sobre sobre pequeño cono aluvial formado por las quebradas y el gran valle del Vilcanota.

Existe una dinámica de suelos muy activa por la presencia de altas pendientes, que generan riachuelos temporales que erosiona su cauce provocando la aparición de cárcavas de poca profundidad. Fuente: (BIBLIOTECA DE LA CARRERA PROFESIONAL DE INGENIRIA CIVIL-UNSAAC)

A. Trabajos de Campo:

- Reconocimiento topográfico.
- Señales.
- Levantamiento topográfico, que consiste en:

a.- Establecer sobre toda la zona a regar las redes de control planimétrico y altimétrico, constituidos por puntos representativos, relacionados entre sí por mediciones de precisión relativamente alta.

b.- Situar todos los detalles que interesan, incluyendo los puntos antes citados, mediante mediciones de menor precisión apoyadas en las estaciones principales.

B. Trabajos de Gabinete:

- Procesamiento de datos.
- Representación gráfica y numérica de la información obtenida en campo.
- Para un buen levantamiento topográfico, se ha de tener en cuenta las siguientes consideraciones:
- La finalidad del levantamiento topográfico.
- Grado de precisión, en función al tipo de proyecto.
- Posibilidad de obtener una mayor precisión a la requerida, sin un aumento apreciable en el costo del proyecto.
- Verificación del instrumental a emplearse para evitar errores.
- Organización del trabajo, orientado a reducir al mínimo su duración.

. Fuente: (BIBLIOTECA DE LA CARRERA PROFESIONAL DE INGENIRIA CIVIL-UNSAAC)

a) RECONOCIMIENTO TOPOGRÁFICO

Con la finalidad de elegir el método de levantamiento más adecuado, antes de proceder a las mediciones se realiza un reconocimiento previo de la zona de estudio, identificando, señalando y marcando las características más resaltantes de la configuración del terreno a levantar, que nos ayuden a confeccionar un croquis que dé la idea general sobra la magnitud del trabajo a emprender.

El reconocimiento del terreno es un examen general, rápido y crítico; para determinar sus características topográficas principales y la naturaleza del uso actual y futuro de la tierra. Fuente: (BIBLIOTECA DE LA CARRERA PROFESIONAL DE INGENIRIA CIVIL-UNSAAC)

Los instrumentos empleados para la etapa de reconocimiento fueron:

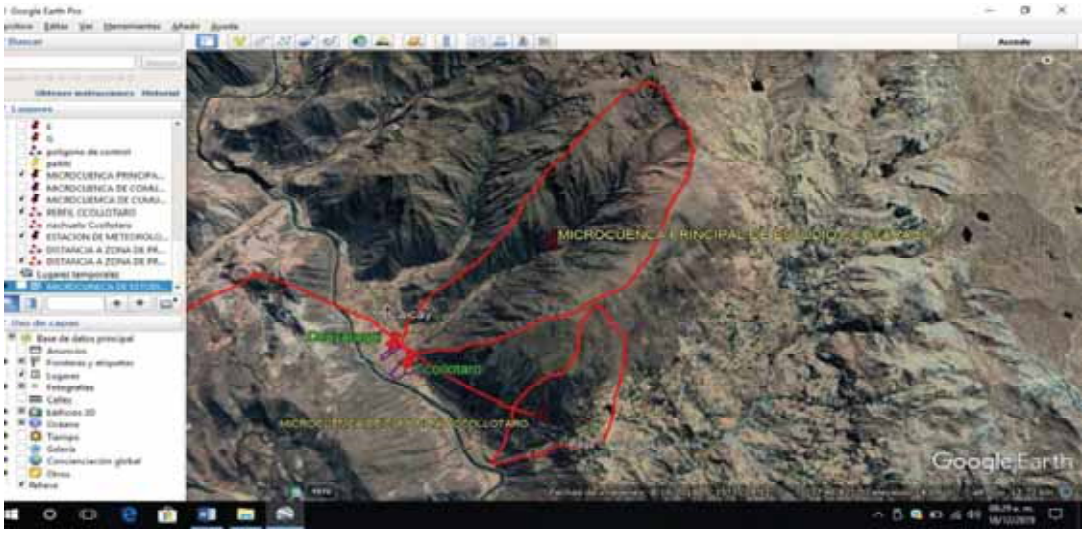
- Equipo de Estación total
- Wincha.

Figura 7 RECONOCIMIENTO DE TERRENO

Fuente: propio

Se realizó el reconocimiento de terreno a partir del ramal del Distrito Caicay que se deriva en las vías Caicay -Ccollotaro, Ccollotaro- Pucara, Andahuaylillas

Figura 8 : formas vista en planta de la ubicación del proyecto



Fuente: (Google Earth, s.f.)Trabajo de delimitación y reconocimiento

b) COLOCACION DE SEÑALES

Una estación del levantamiento es conveniente que se encuentre bien señalada, de tal modo que pueda ser fácilmente ubicado y permita la instalación del instrumento directamente sobre él, para tal fin cada vértice de la trilateración fue monumentada con una varilla de fierro de construcción de 0.50 m. y mezcla de concreto, esto permitirá tener puntos bien establecidos y fijos. Fuente: (BIBLIOTECA DE LA CARRERA PROFESIONAL DE INGENIRIA CIVIL-UNSAAC) proyectos de tesis.

c) MEDIDA DE LOS LADOS

Para la realización de este trabajo, contamos con el uso de una estación total, la cual posee un alcance máximo de 3.00 Km., además de contar con ventajas bastante útiles, como son las lecturas y mediciones con sus respectivas correcciones, tanto de temperatura como por presión y la reducción al nivel medio del Mar automáticamente, por lo cual estas correcciones no se realizarán.

También debemos anotar que se realizaron tres medidas por cada lado, desde todos los vértices, así como sus diagonales, pues es una recomendación realizar por lo menos dos medidas por cada lado desde cada vértice para así poder tener un patrón de comparación y poder realizar el cálculo de las variables estadísticas que corresponden a cada lado. Fuente: (BIBLIOTECA DE LA CARRERA PROFESIONAL DE INGENIRIA CIVIL-UNSAAC) proyectos de tesis.

d) CALCULOS DE GABINETE

En esta etapa presentamos los trabajos realizados para determinar los valores a utilizar en las compensaciones y correcciones del polígono.

Con los datos obtenidos de las mediciones se procede a encontrar el valor más probable para cada lado el cual corresponde al Promedio aritmético de las medidas registradas.

También hallamos las desviaciones de cada observación, así como el error probable y el error probable de la media correspondiente a cada lado. Fuente: (BIBLIOTECA DE LA CARRERA PROFESIONAL DE INGENIRIA CIVIL-UNSAAC) proyectos de tesis.

e) DETALLES Y PUNTOS DE RELLENO

Teniendo como base los vértices de la Trilateración y aprovechando el alcance del equipo utilizado, se trataron de captar todos los detalles necesarios que requiere un proyecto de esta magnitud, de tal forma que haciendo uso de ellos se pueda representar fielmente la

configuración real del terreno, se hizo un levantamiento general de todos los puntos para poder plasmarlos en el plano en coordenadas UTM. Fuente: (BIBLIOTECA DE LA CARRERA PROFESIONAL DE INGENIRIA CIVIL-UNSAAC) proyectos de tesis.

2.1.1 Zonas de levantamiento

2.1.1.1 Zonas de captación

Para la realización del levantamiento de la captación primeramente se procedió a la localización de los puntos estratégicos en donde se colocó la estación total. Para la toma del azimut se utilizó un GPS con lo cual quedó orientado el levantamiento. Debido a que existen obras de captación, para el levantamiento de esta zona se tomó puntos cada 30 metros siguiendo la línea o eje de conducción y a los lados cada 5 y 10 metros en el lado izquierdo y derecho de la línea de conducción, determinando de esa manera el ancho de la franja o zona de influencia del agua superficial. Este tramo comprendido entre las captaciones nuevas para la ampliación e incrementar la dotación de agua y las captaciones existentes en la misma línea de conducción. Fuente: (BIBLIOTECA DE LA CARRERA PROFESIONAL DE INGENIRIA CIVIL-UNSAAC) proyectos de tesis.

2.1.1.2 Franja de conducción

El levantamiento de la franja de conducción se realizó de la misma manera como se hizo en la zona de captación, es decir tomando puntos cada 30 metros siguiendo la línea o eje de conducción y a los lados cada 5 y 10 metros, con lo cual se determinó el ancho de la franja. Este tramo de conducción pertenece a la comunidad de CCOLLOTARO tiene una longitud horizontal de 2.24 Kilómetros. También se hizo el levantamiento de línea de conducción existente. Que provee agua y está en uso actual de la población de Ccollotaro. Esta tiene un diámetro de 3/4" la misma cambiara con tubería PVC y según los resultados obtenidos.

Esta línea de conducción perteneciente a la comunidad de CCOYARAQUI tiene una longitud horizontal de 3.84 Kilómetros. También se hizo el levantamiento de línea de conducción existente. Que provee agua y está en uso actual de la población de CCOYARAQUI. Esta tiene un diámetro de 1" la misma que se reutilizara. Por estar en condiciones de uso y estar en un bueno estado. Fuente: (BIBLIOTECA DE LA CARRERA PROFESIONAL DE INGENIRIA CIVIL-UNSAAC) proyectos de tesis.

2.1.1.3 ZONA DE ALMACENAMIENTO Y DE TRATAMIENTO AGUA POTABLE

El tanque de almacenamiento proyectado es de hormigón armado CIRCULAR tiene una capacidad de 24 m3 una destinada de área de 40 m2 y ubicado a una altura de 3145.34 metros, de igual manera existe un tanque de PVC de 16 m3 emplazado en un área de 20 m2 y ubicado a una altura de 3145,767 metros.

Este tanque es de PVC y posee también una caseta de cloración en la parte superior del mismo, cabe recalcar que la caseta de cloración no está en funcionamiento actualmente puesto que el sistema de agua potable de las comunidades de Ccollotaro y Ccoyaraqui no cuenta con los equipos necesarios para la desinfección. Además, el tanque de almacenamiento cuenta con su respectiva caja de válvulas de salida, la misma que contiene una válvula de seccionamiento para impedir el paso del agua y sin una válvula de purga. Fuente: (BIBLIOTECA DE LA CARRERA PROFESIONAL DE INGENIRIA CIVIL-UNSAAC) proyectos de tesis.

2.1.1.4 ZONAS DE DISTRIBUCIÓN

Para el levantamiento topográfico de las zonas de distribución en el centro comunidades de Ccollotaro y Ccoyaraqui, se dividirá el estudio en dos partes puesto que el sistema se descompone en dos

Ramales donde se encuentran concentradas la mayor parte de las casas. Para el levantamiento se utilizó una estación total, tales como las calles, casas, cancha, iglesia. Fuente: (BIBLIOTECA DE LA CARRERA PROFESIONAL DE INGENIRIA CIVIL-UNSAAC) proyectos de tesis.

2.1.1.5 ZANA DE TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS.

Para el levantamiento topográfico de sistema de tratamiento de aguas servidas, se realizó zonas de red de alcantarillado línea de conducción se tiene mucha pendiente, para el arrastre hidráulico, de disposición excretas.

2.2 METODOLOGIA.

El objeto de un levantamiento topográfico es la determinación tanto en planimetría como en altimetría, de puntos especiales del terreno, necesarios para el trazado de curvas a nivel para la elaboración del mapa topográfico.

El levantamiento topográfico consiste:

- En establecer sobre toda su extensión las redes de apoyo horizontal y vertical constituidos por puntos representativos, relacionados entre sí, por mediciones de precisión relativamente alta.
- En situar todos los detalles que interesan, incluyendo los puntos antes citados, además de ubicar los detalles como son, las casas terrenas, caminos, etc. mediante mediciones de menor precisión apoyadas en las estaciones principales. Fuente: (BIBLIOTECA DE LA CARRERA PROFESIONAL DE INGENIRIA CIVIL-UNSAAC) proyectos de tesis.

2.2.1 De acuerdo a su componente espacial

2.2.1.1 Levantamientos planímetros

Estos comprenden el levantamiento de un(os) elementos o área(s), considerando todos los detalles considerados a un mismo nivel o plano, es decir que la componente altura de los mismos no es considerada, utilizados para el cálculo de áreas, catastro, estudio de linderos, entre otros.

2.2.1.2 Levantamientos altimétricos

Los levantamientos altimétricos comprenden el levantamiento de la componente altura, representado en muchos casos por curvas de nivel y se utilizan en proyectos o estudio de riego, nivelación, drenajes, hidrología, entre otros.

2.2.1.3 Levantamientos planímetros – altimétricos

Este tipo de levantamiento considera un aspecto tridimensional del terreno sin embargo su representación seguirá siendo plasmada en un plano topográfico "plano", este tipo de levantamiento no es más que la intersección de los dos anteriores tipos de levantamiento y este método es el que se usara en el presente proyecto para optar al grado de ingeniero civil. Fuente: (BIBLIOTECA DE LA CARRERA PROFESIONAL DE INGENIRIA CIVIL-UNSAAC) proyectos de tesis

2.2.2 De acuerdo a su finalidad

2.2.2.1 Levantamientos topográficos de tipo general.

Estos levantamientos tienen por objeto marcar o localizar linderos, medianías o límites de propiedades, medir y dividir superficies, ubicar terrenos en planos generales ligando con levantamientos anteriores o proyectar obras y construcciones. Fuente: (BIBLIOTECA DE LA CARRERA PROFESIONAL DE INGENIRIA CIVIL-UNSAAC) proyectos de tesis

2.2.2.2 Levantamientos de minas.

Estos levantamientos tienen por objeto fijar y controlar la posición de los trabajos subterráneos requeridos para la explotación de minas de materiales minerales y relacionarlos con las obras superficiales. Las operaciones corresponden a las siguientes: Fuente: (BIBLIOTECA DE LA CARRERA PROFESIONAL DE INGENIRIA CIVIL-UNSAAC) proyectos de tesis

2.2.2.3 Levantamientos hidrográficos.

Estos levantamientos se refieren a los trabajos necesarios para la obtención de los planos de masas de aguas, líneas de litorales o costeras, relieve del fondo de lagos y ríos, ya sea para fines de navegación, para embalses, toma y conducción de aguas, cuantificación de recursos hídricos, etc. Las operaciones generales son las siguientes: Fuente: (BIBLIOTECA DE LA CARRERA PROFESIONAL DE INGENIRIA CIVIL-UNSAAC) proyectos de tesis

2.2.2.4 Levantamientos catastrales y urbanos.

Son los levantamientos que se hacen en ciudades, zonas urbanas y municipios para fijar linderos o estudiar las zonas urbanas con el objeto de tener el plano que servirá de base para la planeación, estudios y diseños de ensanches, ampliaciones, reformas y proyecto de vías urbanas y de los servicios públicos, (redes de acueducto, alcantarillado, teléfonos, electricidad, etc.). Fuente: (BIBLIOTECA DE LA CARRERA PROFESIONAL DE INGENIRIA CIVIL-UNSAAC) proyectos de tesis

2.2.2.5 Levantamiento longitudinal (obras lineales).

Son los levantamientos que sirven para estudiar y construir vías de transporte o comunicaciones como carreteras, vías férreas, canales, líneas de transmisión, acueductos, etc. Este será el trabajo a ser realizado en el presente proyecto. Las operaciones son las siguientes:

• Levantamiento topográfico de la franja donde va a quedar emplazada la obra tanto en planta como en elevación (planimetría y altimetría simultáneas).

• Diseño en planta del eje de la vía según las especificaciones de diseño geométrico dadas para el tipo de obra.

• Localización del eje de la obra diseñado mediante la colocación de estacas a cortos intervalos de unas a otras, generalmente a distancias fijas de 5, 10 o 20 metros.

• Nivelación del eje estacado mediante itinerarios de nivelación para determinar el perfil del terreno a lo largo del eje diseñado y localizado.

• El trabajo anterior se puede omitir debido a que en la actualidad se poseen instrumentos topográficos de gran precisión por lo que las cotas son tomadas con la debida exactitud

• Dibujo del perfil y anotación de las pendientes longitudinales

• Determinación de secciones o perfiles transversales de la obra y la ubicación de los puntos de chaflanes respectivos.

• Cálculo de volúmenes (cubicación) y programación de las labores de explanación o de movimientos de tierras (diagramas de masas), para la optimización de cortes y rellenos hasta alcanzar la línea de subrasante de la vía.

• Trazado y localización de las obras respecto al eje, tales como puentes, desagües, alcantarillas, drenajes, filtros, muros de contención, etc.

Localización y señalamiento de los derechos de vía o zonas legales de paso a lo largo del eje de la obra. Fuente: (BIBLIOTECA DE LA CARRERA PROFESIONAL DE INGENIRIA CIVIL-UNSAAC) proyectos de tesis

2.3 MÉTODOS PARA REALIZAR UN LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.

2.3.1 Triangulación

Hasta la introducción de los equipos de estación, con lo que se hizo posible la medición de distancias en forma rápida y precisa, la triangulación constituía uno de los métodos más importantes para el control de levantamientos de grandes áreas con vegetación abundante o de topografía muy accidentada; en el apoyo terrestre para levantamientos fotogramétricos; y en el control para el replanteo de obras tales como puentes, túneles, etc.

El uso de los equipos de estación total ha incrementado la precisión obtenida en poligonales, así que actualmente las poligonales están siendo usadas en el establecimiento y densificación de redes de control.

2.3.2 Poligonal

La poligonación es uno de los procedimientos topográficos más comunes. Las poligonales se usan generalmente para establecer puntos de control y puntos de apoyo para el levantamiento de detalles y elaboración de planos, para el replanteo de proyectos y para el control de ejecución de obras.

Una poligonal es una sucesión de líneas quebradas, conectadas entre sí en los vértices. Para determinar la posición de los vértices de una poligonal en un sistema de coordenadas

rectangulares planas, es necesario medir el ángulo horizontal en cada uno de los vértices y la distancia horizontal entre vértices consecutivos.

En forma general, las poligonales pueden ser clasificadas en:

2.3.2.1 Tipos de poligonales

2.3.2.1.1 Poligonales cerradas (a)

En las cuales el punto de inicio es el mismo punto de cierre, proporcionando por lo tanto control de cierre angular y lineal, este método es el elegido para el presente estudio.

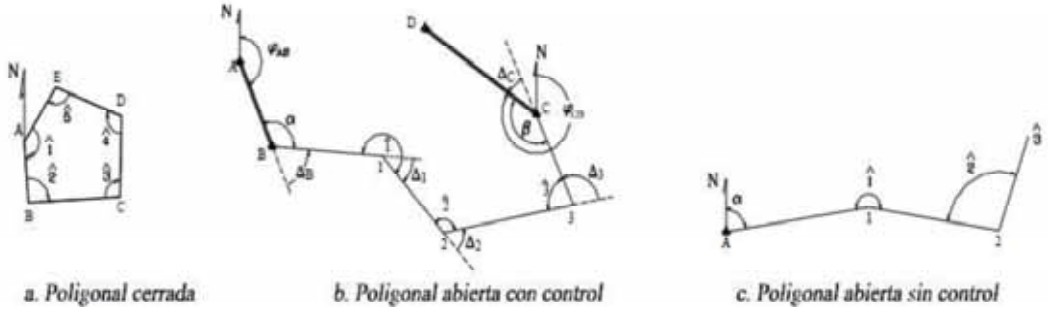
2.3.2.1.2 Poligonales abiertas o de enlace con control de cierre (b)

En las que se conocen las coordenadas de los puntos inicial y final, y la orientación de las alineaciones inicial y final, siendo también posible efectuar los controles de cierre angular y lineal. (Leonardo Casanova M)Procedimientos Topográficos

2.3.2.1.3 POLIGONALES ABIERTAS SIN CONTROL (C)

"En las cuales no es posible establecer los controles de cierre, ya que no se conocen las coordenadas del punto inicial y/o final, o no se conoce la orientación de la alineación inicial y/o final". Fuente (Leonardo Casanova M)Procedimientos Topográficos

Figura 9: tipos de polígonos



2.3.2.2 Compensación de poligonales

La solución de una poligonal consiste en el cálculo de las coordenadas rectangulares de cada uno de los vértices o estaciones.

2.3.2.2.1 Poligonales cerradas

En polígonos cerrados se realizan las siguientes operaciones:

1. Cálculo y compensación del error de cierre angular.
2. Cálculo de acimutes o rumbos entre alineaciones (ley de propagación de los acimutes).
3. Cálculo de las proyecciones de los lados.
4. Cálculo del error de cierre lineal.
5. Compensación del error lineal.
6. Cálculo de las coordenadas de los vértices.

Cálculo y compensación del error de cierre angular (polígono cerrado)

En una poligonal cerrada se debe cumplir que la suma de los ángulos internos debe ser

$$\sum < \boldsymbol{int} = (\boldsymbol{n} - \mathbf{2}) * \mathbf{180}° \qquad \text{Ec: 4.1.1}$$

Donde:

$n = numero\ de\ lados\ del\ poligono$

Como se estableció previamente, la medición de los ángulos de una poligonal estará afectada por los inevitables errores instrumentales y operacionales, por lo que el error angular vendrá dado por la diferencia entre el valor medido y el valor teórico.

$$Ea = \sum < int - (n - 2) * 180° \qquad \text{Ec: 4.1.2}$$

Se debe verificar que el error angular sea menor que la tolerancia angular, generalmente especificada por las normas y términos de referencia dependiendo del trabajo a realizar y la apreciación del instrumento a utilizar, recomendándose los siguientes valores.

Poligonales principales $\quad Ta = a\sqrt{n} \quad$ Ec: 4.1.3

Poligonales secundarias $\quad Ta = a\sqrt{n} + a \quad$ Ec: 4.1.4

En donde:

$Ta = Tolerancia\ angular$

$a = Apreciacion\ del\ instrumento\ o\ desviacion\ standar\ en\ intrumentos\ digitales$

Si el error angular es mayor que la tolerancia permitida, se debe proceder a medir de nuevo los ángulos de la poligonal.

Si el error angular es menor que la tolerancia angular, se procede a la corrección de los ángulos, repartiendo por igual el error entre todos los ángulos, asumiendo que el error es

independiente de la magnitud del ángulo medido. Fuente (Leonardo Casanova M)Procedimientos Topográficos

2.3.2.2.2 Poligonales abiertas sin control

En poligonales abiertas sin control, solamente se realizan los pasos siguientes:

- Cálculo de azimut o rumbos entre alineaciones (ley de propagación del azimut).
- Cálculo de las proyecciones de los lados.
- Cálculo de las coordenadas de los vértices.

2.3.2.2.3 Poligonales abiertas con control

En poligonales abiertas con control el error angular viene dado por la diferencia entre el acimut final, calculado a partir del acimut inicial conocido y de los ángulos medidos en los vértices de acuerdo a la ley de propagación de los azimuts), y el azimut final conocido.

$$Ea = \varphi fc - \varphi f \qquad \text{Ec: 4.1.5}$$

En donde:

Ea=Error angular

φfc=acimut final calculado

φf=acimut final conocido

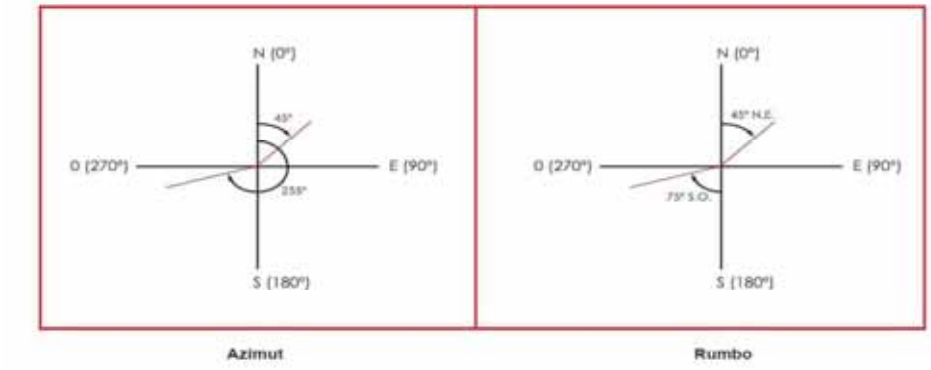
Al igual que en poligonales cerradas, se compara el error con la tolerancia angular. De verificarse la condición, se procede a la corrección angular, repartiendo el error en partes iguales entre los ángulos medidos.

La corrección también se puede efectuar sobre los azimuts, aplicando una corrección acumulativa, (múltiplo de la corrección angular), a partir del primer ángulo medido. En otras palabras, el primer acimut se corrige con Ea, el segundo con $2Ea$ y así sucesivamente, hasta el último acimut que se corrige con nEa. fuente (Leonardo Casanova M) Procedimientos Topográficos

2.3.2.3 Ley de propagación de acimutes

El cálculo de azimut o rumbos entre alineaciones (ley de propagación de los azimuts).

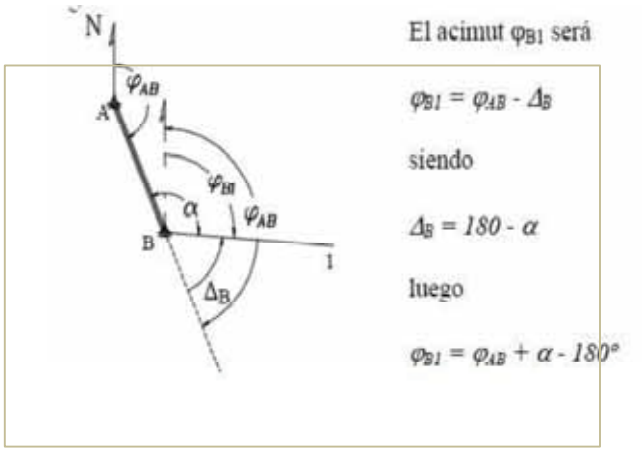
Figura 10: DIFERENCIA ENTRE RUMBO Y AZIMUT



Los azimuts de los lados una poligonal se puede calcular a partir de un acimut conocido y de los ángulos medidos, aplicando la ley de propagación de los azimuts, la cual se puede deducir de la figura 10

Supongamos que en la figura 10.b, se tienen como datos el acimut ϕ AB y los ángulos en los vértices y se desea calcular los azimuts de las alineaciones restantes, para lo cual procedemos de la siguiente manera:

Figura 11: CALCULO DE ACIMUTES



Si aplicamos el mismo procedimiento sobre cada uno de los vértices restantes, podremos generalizar el cálculo de los azimuts según la siguiente ecuación:

$$\varphi i = \varphi i{-}1 + \measuredangle vertice \pm 180° \qquad \text{Ec: 4.1.6}$$

En donde:

φi=azimut del lado

φi=azimut anterior

Los criterios para la utilización de la ecuación son los siguientes:

Si (ϕi-1 + ∠ vértice) < 180º ⇒ se suma 180º

Si (ϕi-1 + ∠ vértice) ≥ 180º ⇒ se resta 180º

Si (ϕi-1 + ∠ vértice) ≥ 540º ⇒ se resta 540º ya que ningún azimut puede ser mayor de 360º

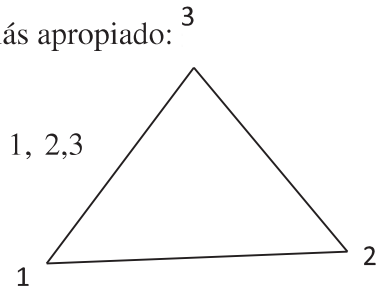
Fuente (Leonardo Casanova M) Procedimientos Topográficos

2.3.2.3.1 Compensación del error angular

Es el primer paso para calcular las poligonales cerradas hasta encontrar la corrección Geométrica del polígono elegido ya que se conoce el error total, aunque no su distribución con exactitud. A continuación, se describe el método más apropiado:

Método de los Mínimos Cuadrados.

Sean $V1$, $V2$, $V3$, errores accidentales de los ángulos 1, 2,3 respectivamente. Sea E; el error de cierre angular.



Entonces:

$f1 = V1 + V2 + V3;\ E = 0$ Ec: 4.1-7 Ecuación de condición

El problema consiste en repartir el error de cierre angular (E) en los ángulos 1;2;3; es decir calcular $V1$, $V2$, $V3$

Para que F sea mínimo:

Entonces:

$f_1 = V_1 + V_2 + V_3 - E = 0$ Ec: 4.1-7 Ecuación de condición

El problema consiste en repartir el error de cierre angular (E) en los ángulos 1;2;3; es decir calcular V_1, V_2, V_3

Condición del método de mínimos cuadrados: $F = V_1^2 + V_2^2 + V_3^2 = Minimo$ Ec: 4.1-8

Ecuación de Lagrange $U = F - 2\lambda_1 f_1$ Ec: 4.1-9

Dado que: $f_1 = 0 \Rightarrow U = F$ Ec: 4.1-10

$$\frac{\partial U}{\partial V_1} = \frac{\partial U}{\partial V_2} = \frac{\partial U}{\partial V_2} = 0$$

Para que F sea mínimo:

$$\frac{\partial U}{\partial V_1} = 0 \implies 2V_3 - 2\lambda_1 = 0 \implies V_3 = \lambda_1$$

$$\frac{\partial U}{\partial V_1} = 0 \implies 2V_1 - 2\lambda_1 = 0 \implies V_1 = \lambda_1$$

$$\frac{\partial U}{\partial V_1} = 0 \implies 2V_2 - 2\lambda_1 = 0 \implies V_2 = \lambda_1$$

Ecuaciones correlativas:

$$V_1 = \lambda_1$$

$$V_2 = \lambda_1$$

$$V_3 = \lambda_1$$

Sustituyendo las ecuaciones correlativas en la ecuación de condición.

$$f_1 = \lambda_1 + \lambda_1 + \lambda_1 - E = 0 \implies \lambda_1 = E/3$$

Reemplazando en las ecuaciones correlativas:

$$V_1 = E / 3$$

$$V_2 = E / 3$$

$$V_3 = E / 3$$

Conclusión: En un polígono, el error de cierre angular se distribuye en la misma cantidad para todos los ángulos de igual precisión. Fuente: (Leonardo Casanova M) Procedimientos Topográficos

2.3.2.3.2 CÁLCULO DE LAS PROYECCIONES DE LOS LADOS

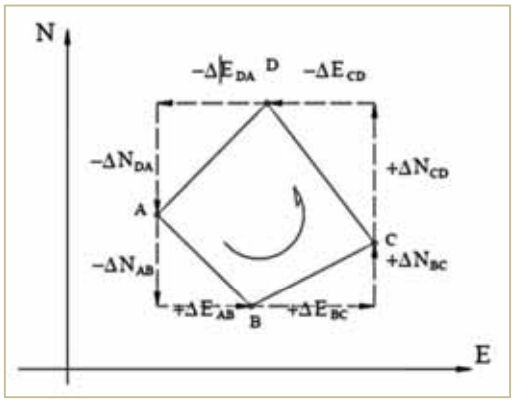
Las proyecciones de los lados de una poligonal se calculan en función del azimut y las distancias de los lados aplicando las ecuaciones (1-3) y (1-4), las cuales se reproducen a continuación:

$$\Delta N_{1-2} = D_{1-2} \times \cos\phi_{1-2}$$

$$\Delta E_{1-2} = D_{1-2} \times \operatorname{sen}\phi_{1-2}$$

En la figura 12.1-4 se representan gráficamente las proyecciones de una poligonal cerrada.

Figura 12: PROYECCIONES DE LOS LADOS DE UNA POLIGONAL



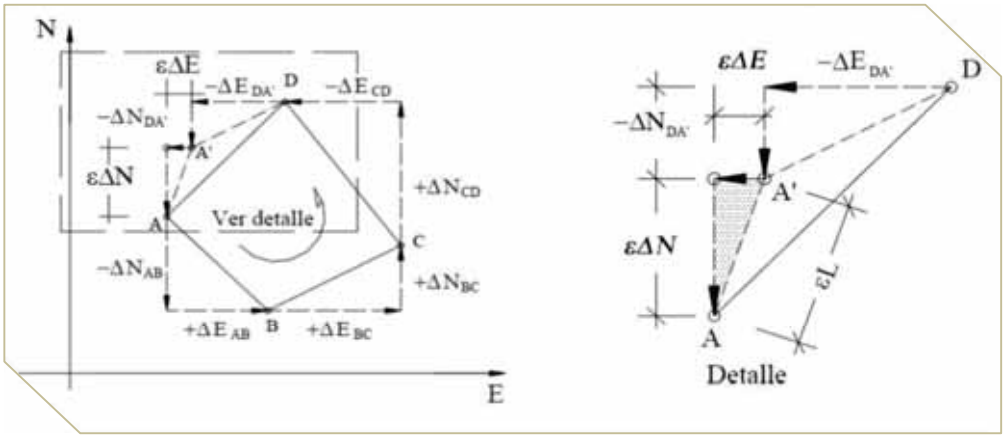
2.3.2.3.3 *Cálculo del error de cierre lineal*

En una poligonal cerrada la suma de las proyecciones sobre el eje norte-sur debe ser igual a cero.

De igual manera, la suma de las proyecciones sobre el eje este-oeste debe ser igual a cero

Debido a los inevitables errores instrumentales y operacionales presentes en la medición de distancias, la condición lineal mencionada nunca se cumple, obteniéndose de esta manera el error de cierre lineal representado en la figura siguiente

Figura 13: ERROR DE CIERRE LINEAL EN POLIGONALES



En la figura anterior el punto A' representa la posición del punto A una vez calculadas las proyecciones con las distancias medidas. Nótese que para que se cumpla la condición lineal de cierre, el punto A' debería coincidir con el punto A.

Si hacemos suma de proyecciones a lo largo del eje norte-sur tendremos,

$$\Delta N = \sum \Delta N{-}S \qquad \text{Ec: 4.1.11}$$

de igual manera, sumando proyecciones sobre el eje este-oeste, tenemos

$$\varepsilon\Delta E = \sum \Delta_{E-O} \qquad \text{Ec: 4.1.12}$$

el error lineal vendrá dado por

$$\varepsilon L = \sqrt{\varepsilon\Delta N^2 + \varepsilon\Delta E^2} \qquad \text{Ec: 4.1.13}$$

$$P = \frac{\varepsilon L}{\sum L} \qquad \text{Ec: 4.1.14}$$

Donde:

$P = Precisión\ de\ la\ poligonal$

$\sum L$ = Sumatoria de los lados de la poligonal en metros

El error relativo E_r, generalmente expresado en términos 1:E_r, viene dado por el inverso de P.

$$E_r = \frac{1}{P} \qquad \text{Ec: 4.1.15}$$

Las especificaciones empleadas en el estudio de carreteras establecen la tolerancia lineal según las siguientes expresiones

$$TL = 0{,}015\sqrt{\sum L} \qquad \text{Ec: 4.1.16}$$

Si el error lineal es mayor que la tolerancia lineal, es necesario comprobar en campo las distancias; en caso de verificarse que el error lineal sea menor que la tolerancia, se procede a la corrección lineal siguiendo un método de compensación adecuado.

Fuente (Leonardo Casanova M): Procedimientos Topográficos

2.3.2.3.4 Clasificación de una poligonal por su error relativo

Clasificación	Error relativo Máximo	Error Angular Máximo
Primer Orden	1:10 000	$15''\sqrt{n}$
Segundo Orden	1:5 000	$30''\sqrt{n}$
Tercer Orden	1:2 500	$1'\sqrt{n}$

2.4. REPRESENTACIÓN DE LA SUPERFICIE DEL TERRENO

2.4.1. Radiación

El método de radiación es el método comúnmente empleando en levantamientos de superficies de mediana y gran extensión, en zonas de topografía accidentada, con vegetación espesa.

Este método se apoya en una poligonal base previamente levantada a partir de cuyos vértices se hacen radiaciones a fin de determinar la ubicación de los puntos de relleno y de detalles.

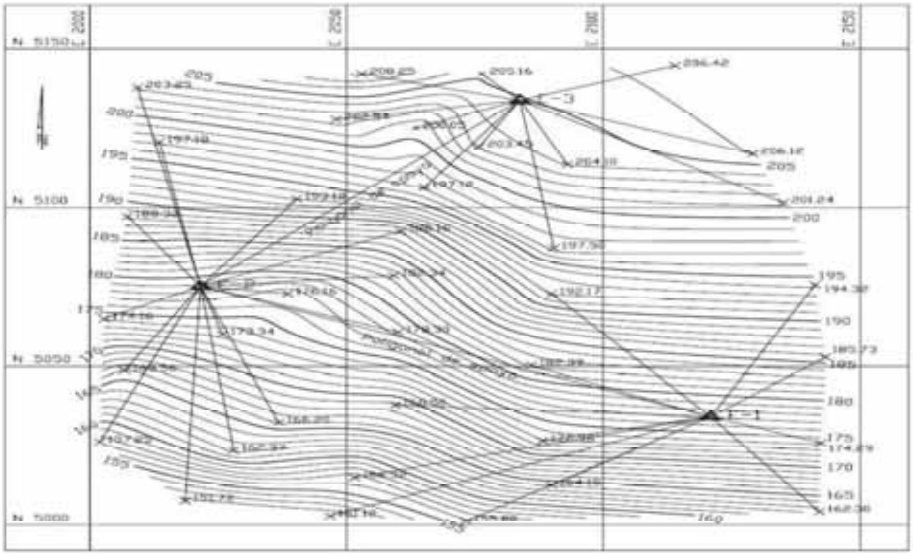
Los equipos utilizados para levantamiento por radiación son el teodolito y mira vertical o estación total y prisma.

En caso de utilizar teodolito y mira vertical, se deben anotar los ángulos verticales y horizontales y las lecturas a la mira con los hilos distancio métricos.

Cuando se usa una estación total con prisma, generalmente los puntos quedan grabados automáticamente por sus coordenadas en la libreta de campo electrónica.

En la figura 14 se representa un levantamiento por radiación con apoyo en la poligonal

Figura 14: RADIACIÓN CON RED DE APOYO DE POLIGONAL



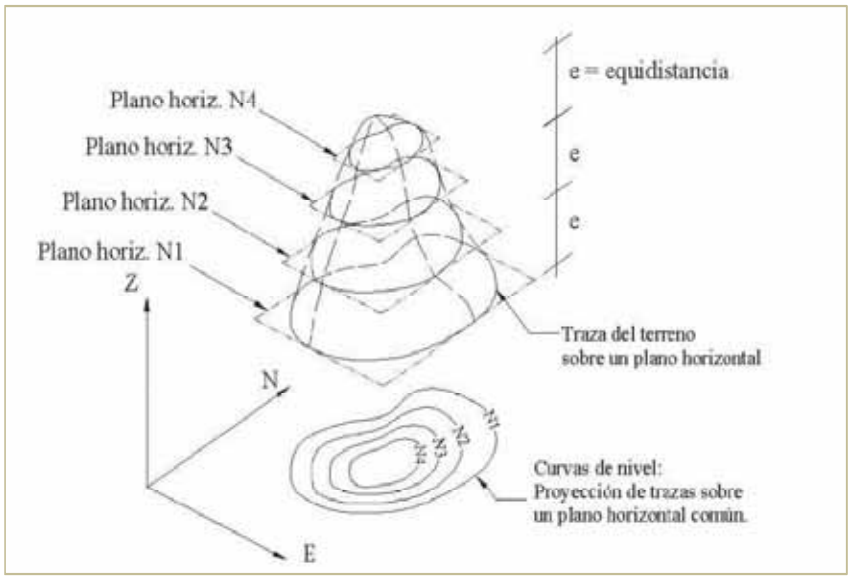
2.4.2 Las curvas de nivel

Es el método más empleado para la representación gráfica de las formas del relieve de la superficie del terreno, ya que permite determinar, en forma sencilla y rápida, la cota o elevación del cualquier punto del terreno, trazar perfiles, calcular pendientes, resaltar las formas y accidentes del terreno, etc.

Una curva de nivel es la traza que la superficie del terreno marca sobre un plano horizontal que la intersecta, por lo que podríamos definirla como la línea continua que une puntos de igual cota o elevación. [6] Topografía -Paul R. Wolf Russell C. Brinker Pág. 281

Si una superficie de terreno es cortada o interceptada por diferentes planos horizontales, a diferentes elevaciones equidistantes entre sí, se obtendrá igual número de curvas de nivel, las cuales, al ser proyectadas y superpuestas sobre un plano común, representarán el relieve del terreno. El concepto de curvas de nivel se ilustra en la figura

Figura 15: Representación isométrica de las curvas de nivel



Fuente · Referencia "6"

2.4.3 Fases de un levantamiento topográfico

2.4.3.1 Trabajo de campo

2.4.3.1.1 Selección de equipos.

ESTACION TOTAL.

Un equipo muy generalizado en los levantamientos topográficos contemporáneos. Para su uso se requieren como equipos complementarios: un trípode prisma estándar de reflexión para estación total, jalones u otros.

En el presente caso se tuvo a disposición una Estación Total S3 con una desviación estándar de 5" para la lectura de ángulos, parámetro con que podremos hallar el error máximo permisible del polígono planteado.

[6] Topografía -Paul R. Wolf Russell C. Brinker Pág. 281

Figura 16: ESTACION TOTAL UTILIZADA

Figura 17: RECOLECCIÓN DE DATOS CON LA ESTACIÓN TOTAL.

Fuente: Propia - Trabajo de Campo

GPS.

Se utilizó el equipo de GPS de una marca de garantía en el medio local como es el equipo Garmin y el modelo Oregón.

Figura 18 :GPS USADO PARA REFERENCIAR EL TRABAJO TOPOGRÁFICO

Es importante mencionar que el uso del GPS tan solo se utilizó para referenciar la dirección norte del levantamiento debido a la limitada precisión de estos aparatos

Se utilizaron 03 primas para una óptima triangulación en el terreno y una aproximación bastante adecuada para el caculo de línea de conducción y alcantarillado.

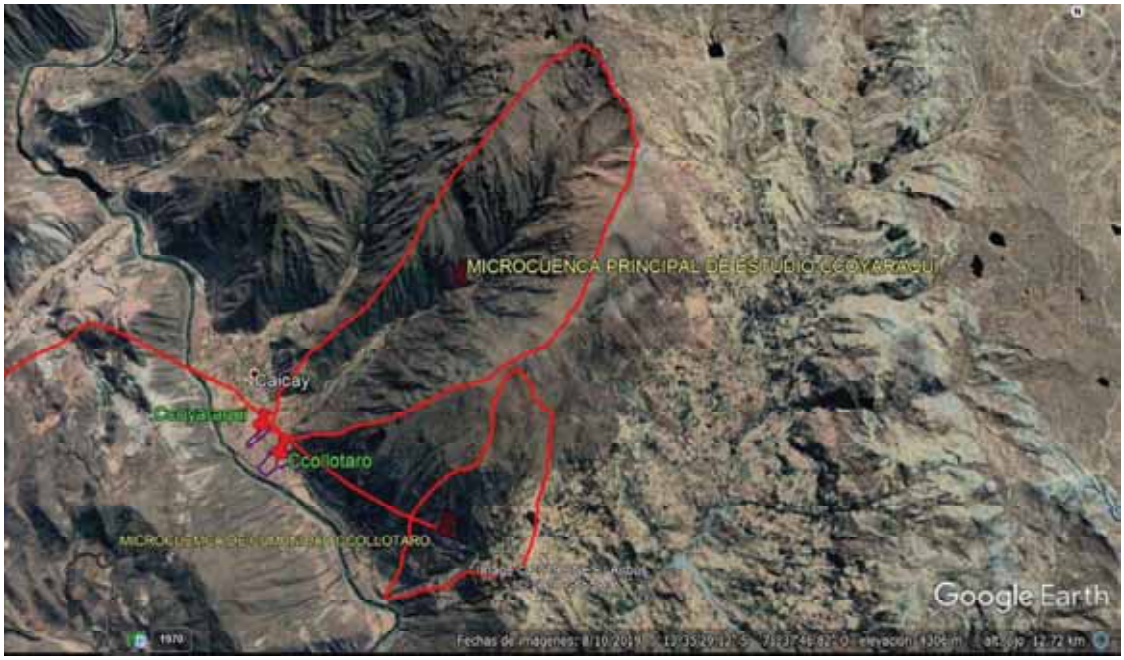
Figura 19: RADIACIÓN DEL TERRENO CON EL USO DE LOS PRIMAS DE LA ESTACIÓN

Fuente: Propio-Trabajo de Campo

2.4.3.1.2 Recolección de datos y referencias del lugar de trabajo

Se recolectaron imágenes de fotografías satelitales como se muestra a continuación.

Figura 20: FORMAS VISTA EN PLANTA DE LA UBICACIÓN DEL PROYECTO



Fuente: (Google Earth, s.f.)-Trabajo de delimitación y reconocimiento

2.5. ELECCION DEL METODO DE LEVANTAMIENTO.

Debido a la existencia de instrumentos topográficos modernos como es el caso de la "Estacion Total" y la ayuda en la precisión que este instrumento otorga, así como la disminución del tiempo de ejecución tanto en campo como en gabinete simplifica y dinamiza el trabajo de los levantamientos topográficos. Si bien en cierto que se van a usar los mismos principios utilizados con teodolito el uso de la estación total brinda las facilidades antes mencionadas y disminuye los errores accidentales de observación que se pudieran suceder.

Cabe mencionar que los métodos de Triangulación y Trilateración eran los métodos más usados y adecuados para el levantamiento de obras de gran importancia y extensión como esta carretera, sin embargo, las facilidades de la estacion total nos permite realizar las poligonales abiertas o cerradas como se describe en la base teórica que se desarrolló en páginas anteriores.

Por lo que en este caso se eligió una Red Poligonal Abierta sin control, en la línea de conducción, se eligió una Red poligonal cerrada con control dentro de la población, como red de apoyo y el método de Radiación para representar la planimetría y altimetría del terreno en mención para así reproducir la forma del terreno atravez del plano topográfico en base a curvas de nivel que será en finalidad de este capítulo concerniente a el levantamiento topográfico que servirá de base para el cálculo del trazo de la carretera así como el cálculo de volúmenes en el movimiento de tierras así como el emplazamiento de obras de arte.

2.5.1. Recolección de datos

Como se mencionó en el párrafo anterior se optó por una red Poligonal abierta y Cerrada por lo que se eligieron 7 vértices para la poligonal cerrada intervisibles entre sí para luego monumentarlos adecuadamente nombrándolos como: A, B, C, D, E, F y G.

Figura 21: UBICACIÓN DEL POLÍGONO DE APOYO Y EL PUNTO DE REFERENCIACIÓN.

Fuente: (Google Earth, s.f.). Se eligió un punto de control "Pr"

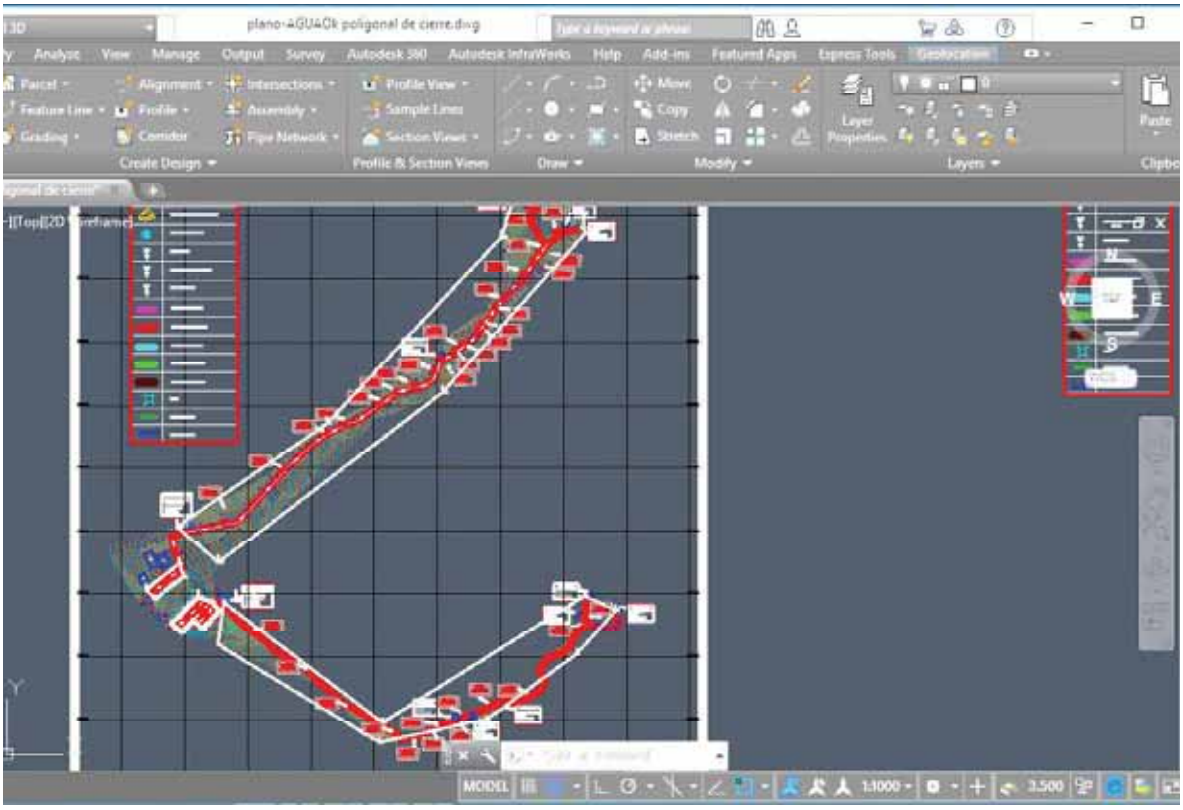
Para referenciar nuestro levantamiento topográfico con coordenadas UTM que posteriormente fueron, se tomaron lo más alejado posible para disminuir el error de referenciación con la distancia entre los dos puntos de ajuste.

2.5.2 Calculo de poligonales

2.5.2.1 Corrección angular del polígono de apoyo de las comunidades, Ccollotaro y Ccoyaraqui.

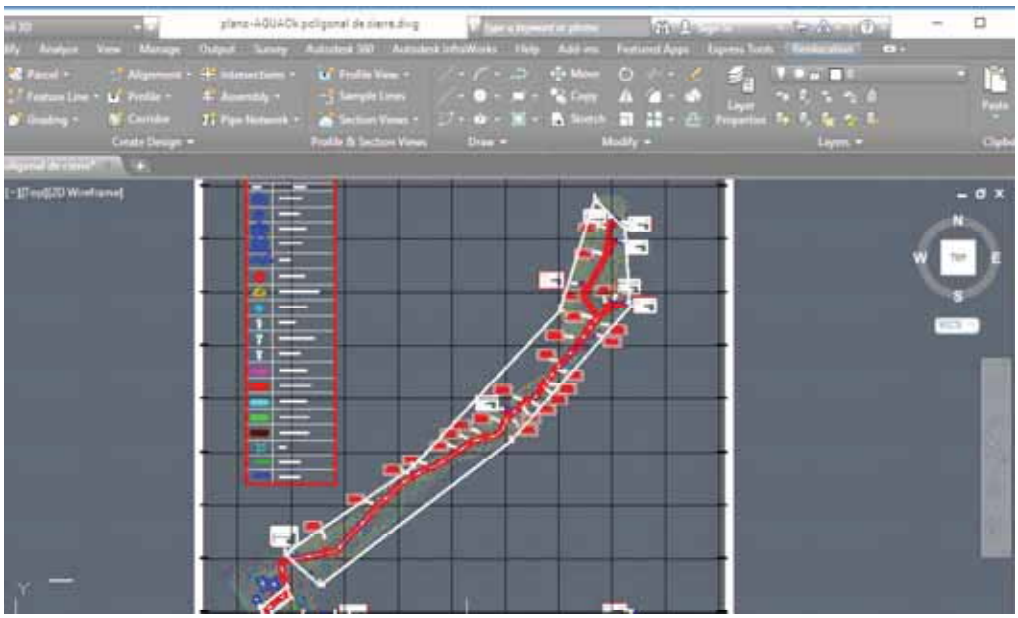
Como observamos en la base teórica, la corrección de un polígono por el método de mínimos cuadrados cuando realizamos la toma de datos con una estacion total de igual precisión, entonces el procedimiento es repartir el error equitativamente el número de ángulos interiores del polígono cerrado.

Figura 22: Planta general de las Poligonales cerradas de las líneas de conducción y área de comunidades.



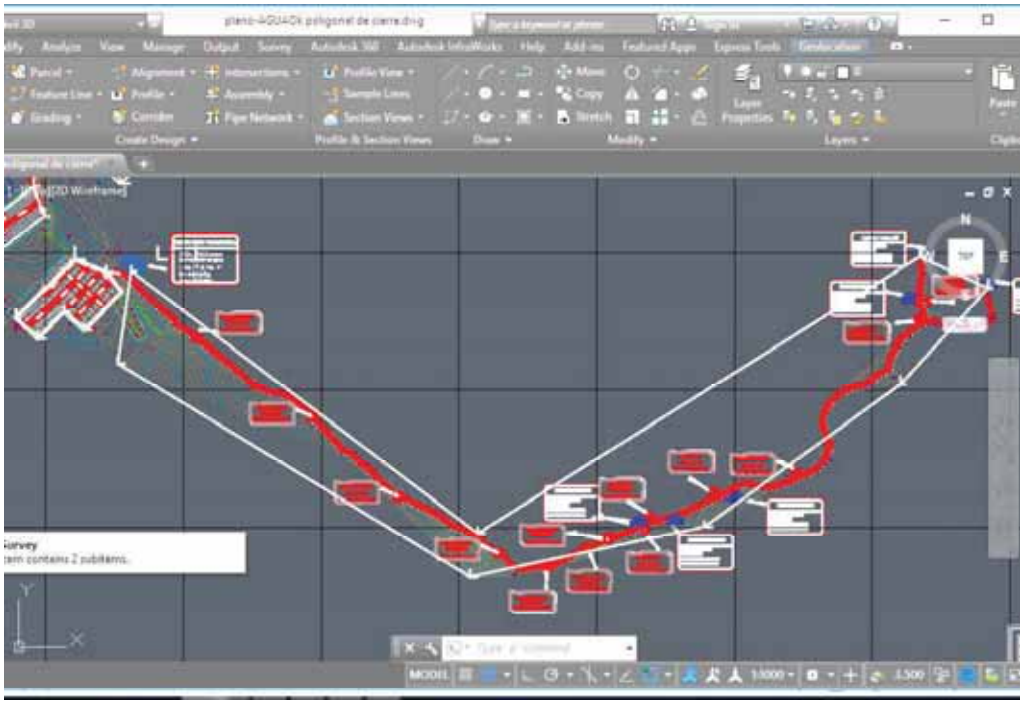
Fuente: AutoCAD civil 3D).

Figura 23: Planta general de Poligonal cerrada de la línea de conducción y área de comunidad de Ccoyaraqui.



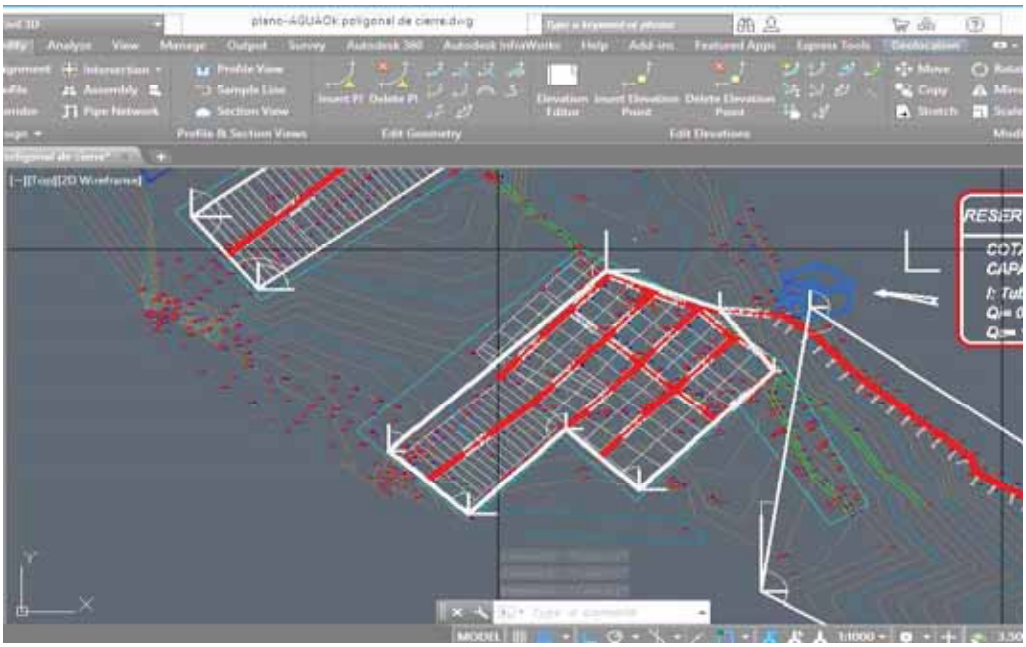
Fuente: AutoCAD civil 3D.

Figura 24: Planta de Poligonal cerrada de la línea de conducción y área de comunidad de Ccollotaro.



Fuente: (AutoCAD civil 3D)

Figura 25: Planta general de las Poligonal cerrada del área de comunidad de Ccollotaro.



Fuente: (AutoCAD civil 3d)

- **Corrección angular del polígono de apoyo de las comunidades, Ccollotaro**

POLIGONAL CERRADA COMUNIDAD DE CCOLLOTARO

1° Seleccionar Número de lados: n = 7
2° Azimut AB: 225 ° 35 ' 24 "
3° Minima división limbo: 5 "
4° Introduce los ángulos internos observados
5° Distribuye el error angular y digita las distancias respectivas a cada
6° Coloca coordenada total al punto A
7° Selecciona el rango de celdas para el gráfico del polígono

EST.	P.V.	ÁNGULO INTERNO OBSERVADO	CORRECCIÓN	ÁNGULOS CORREGIDOS	AZIMUT
A	B	114 ° 10 ' 22 "	-1 "	114° 10' 21"	225° 35' 24"
B	C	87 ° 6 ' 55 "	0 "	87° 06' 55"	132° 42' 19"
C	D	91 ° 32 ' 7 "	0 "	91° 32' 07"	44° 14' 26"
D	E	269 ° 28 ' 33 "	-1 "	269° 28' 32"	133° 42' 58"
E	F	89 ° 53 ' 10 "	0 "	89° 53' 10"	43° 36' 08"
F	G	100 ° 0 ' 11 "	-1 "	100° 00' 10"	323° 36' 18"
G	A	147 ° 48 ' 46 "	-1 "	147° 48' 45"	291° 25' 03"
Σ		900° 00' 04"	-4 "	900° 00' 00"	

$Ec = \frac{-4}{7}$ " = **-0.6 "**

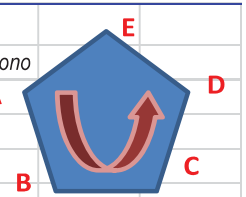
Ec Angular máx: ± 13.2"

2.5.2.2 Cálculo y compensación del error lineal en la poligonal.[1] de la comunidad de ccollotaro

POLIGONAL CERRADA COMUNIDAD DE CCOLLOTARO

1° Seleccionar Número de lados: n = 7
2° Azimut AB: 225 ° 35 ' 24 "
3° Mínima división limbo: 5 "
4° Introduce los ángulos internos observados
5° Distribuye el error angular y digita las distancias respectivas a cada lado
6° Coloca coordenada total al punto A
7° Selecciona el rango de celdas para el gráfico del polígono

Nota:
SENTIDO de Polígono

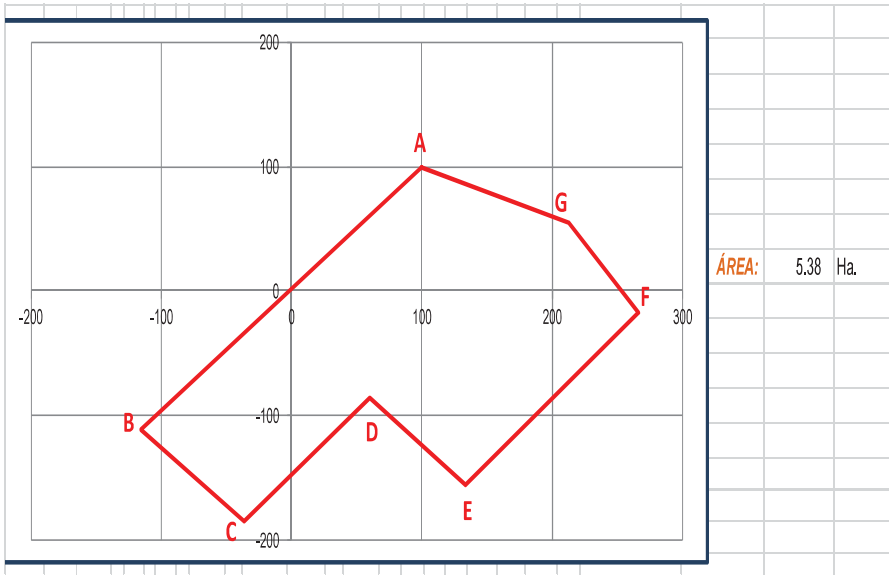


AZIMUT	N | S	RUMBO	E | W	E - sen - W N - cos - S	DISTANCIA (m)	PROYECCIONES E	PROYECCIONES W	PROYECCIONES N	PROYECCIONES S	COORD. PARCIALES ΔE	COORD. PARCIALES ΔN	COORD. TOTALES E	COORD. TOTALES N
225° 35' 24"	S	45° 35' 24"	W	0.714350554 0.699788029	302.310		-0.0113 215.955		-0.0068 211.553	-215.944	-211.546	208607.206	8494474.243
132° 42' 19"	S	47° 17' 41"	E	0.734852124 0.678227363	108.210	0.0042 79.518			-0.0024 73.391	79.523	-73.389	208391.262	8494262.697
44° 14' 26"	N	44° 14' 26"	E	0.697672378 0.716416955	137.980	0.0050 96.265		0.0032 98.851		96.270	98.854	208470.784	8494189.308
133° 42' 58"	S	46° 17' 02"	E	0.722772847 0.691085676	101.660	0.0038 73.477			-0.0023 70.256	73.481	-70.253	208567.054	8494288.163
43° 36' 08"	N	43° 36' 08"	E	0.68964763 0.724145114	192.720	0.0070 132.909		0.0045 139.557		132.916	139.562	208640.535	8494217.909
323° 36' 18"	N	36° 23' 42"	W	0.593348644 0.80494558	90.100		-0.0028 53.461	0.0023 72.526		-53.458	72.528	208773.451	8494357.471
291° 25' 03"	N	68° 34' 57"	W	0.930944327 0.365161142	121.160		-0.0059 112.793	0.0014 44.243		-112.787	44.244	208719.993	8494429.999
					1054.14	382.169	382.209	355.177	355.200	0.000	0.000		
						-0.040		-0.023					

± 13.2" Error cierre lineal: 0.0461
Error Relativo: 1 / 22,846

[1] "corrección de lineal comunidad de Ccollotaro"

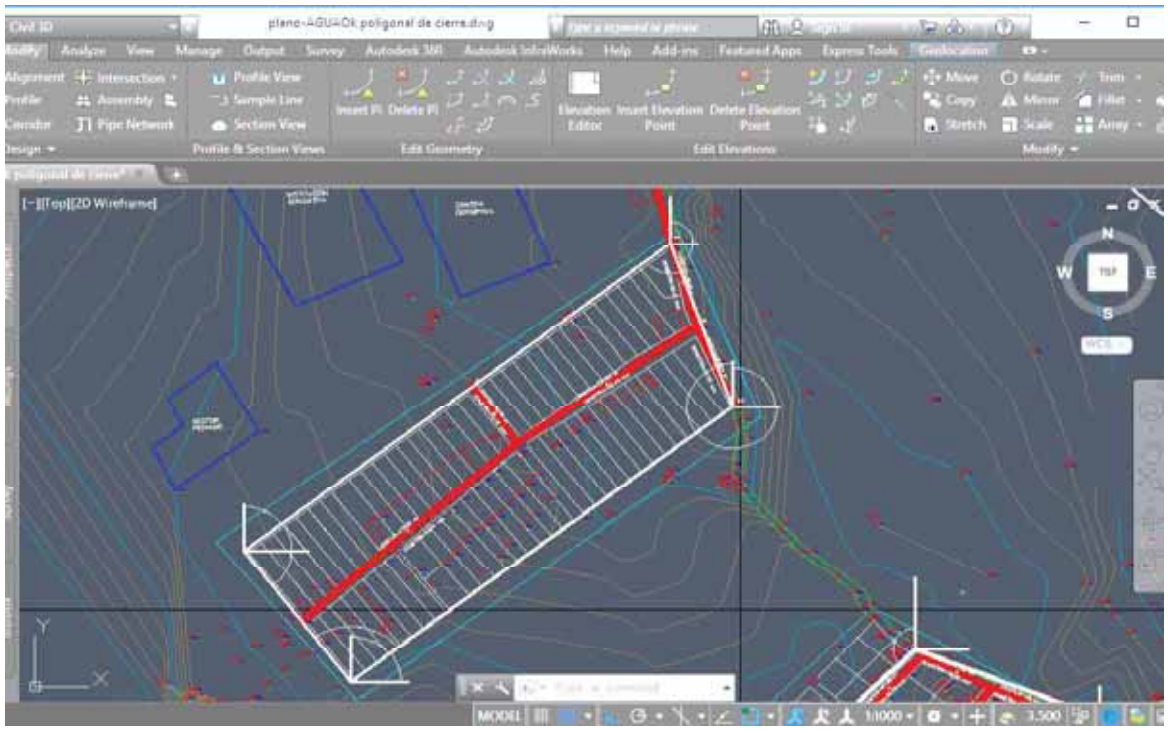
- Poligonal a, b, c, d, e, f y g, puntos de control de comunidad de Ccoyaraqui



- coordenadas corregidas por compensación de cierre lineal

	E	N
A	208,607.206	8,494,474.243
B	208,391.262	8,494,262.697
C	208,470.784	8,494,189.308
D	208,567.054	8,494,288.163
E	208,640.535	8,494,217.909
F	208,773.451	8,494,357.471
G	208,719.993	8,494,429.999
A	208,607.206	8,494,474.243

Figura 26: Planta general de las Poligonal cerrada del área de comunidad de Ccoyaraqui.



- **Corrección angular del polígono de apoyo de las comunidades, Ccoyaraqui.**

POLIGONAL CERRADA COMUNIDAD DE CCOYARAQUI

1° Seleccionar Número de lados: n = 4
2° Azimut AB: 232 ° 18 ' 54 "
3° Mínima división limbo: 5 "
4° Introduce los ángulos internos observados
5° Distribuye el error angular y digita las distancias respectivas a cada
6° Coloca coordenada total al punto A
7° Selecciona el rango de celdas para el gráfico del polígono

EST.	P.V.	ÁNGULO INTERNO OBSERVADO	CORRECCIÓN	ÁNGULOS CORREGIDOS	AZIMUT
A	B	72 ° 1 ' 10 "	0 "	72° 01' 10"	232° 18' 54"
B	C	90 ° 16 ' 4 "	0 "	90° 16' 04"	142° 34' 58"
C	D	89 ° 47 ' 22 "	0 "	89° 47' 22"	52° 22' 20"
D	A	107 ° 55 ' 24 "	0 "	107° 55' 24"	340° 17' 44"
Σ		360° 00' 00"	0 "	360° 00' 00"	

$$Ec = \frac{0}{4}'' = 0.0''$$

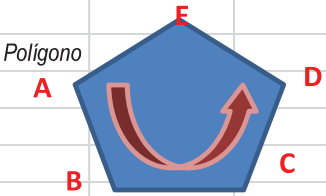
Ec Angular máx: ± 10"

2.5.2.2 Cálculo y compensación del error lineal en la poligonal. De la comunidad de Ccoyaraqui.

POLIGONAL CERRADA COMUNIDAD DE CCOYARAQUI

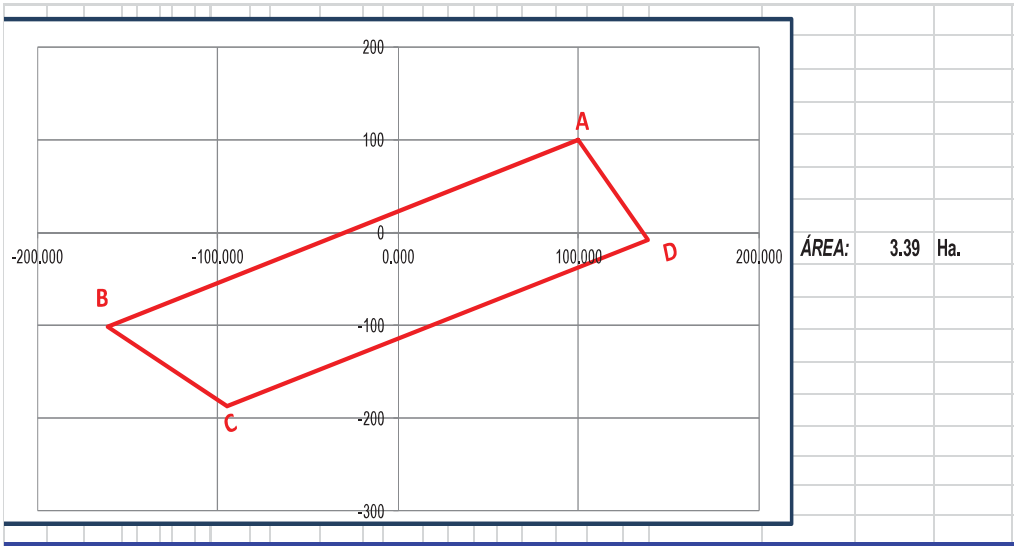
1° Seleccionar Número de lados: n = 4
2° Azimut AB: 232 ° 18 ' 54 "
3° Mínima división limbo: 5 "
4° Introduce los ángulos internos observados
5° Distribuye el error angular y digita las distancias respectivas a cada lado
6° Coloca coordenada total al punto A
7° Selecciona el rango de celdas para el gráfico del polígono

Nota: SENTIDO de Polígono



N | S	RUMBO	E | W	E - sen - W / N - cos - S	DISTANCIA (m)	PROYECCIONES E	PROYECCIONES W	PROYECCIONES N	PROYECCIONES S	COORD. PARCIALES ΔE	COORD. PARCIALES ΔN	COORD. TOTALES E	COORD. TOTALES N
S	52° 18' 54"	W	0.791383603 / 0.611319877	329.568		0.0000 / 260.815		0.0000 / 201.471	-260.815	-201.471	208457.078	8494740.598
S	37° 25' 02"	E	0.607614601 / 0.794232017	108.316	0.0000 / 65.814			0.0000 / 86.028	65.814	-86.028	208196.264	8494539.126
N	52° 22' 20"	E	0.791993744 / 0.610529205	294.826	0.0000 / 233.500		0.0000 / 180.000		233.500	180.000	208262.078	8494453.098
N	19° 42' 16"	W	0.337168287 / 0.941444393	114.186		0.0000 / 38.500	0.0000 / 107.500		-38.500	107.500	208495.578	8494633.098
				846.90	299.315	299.315	287.500	287.500	0.000	0.000		
					0.000		0.000					
Error cierre lineal:			0.0001									
Error Relativo:		1 /	8,468,960									

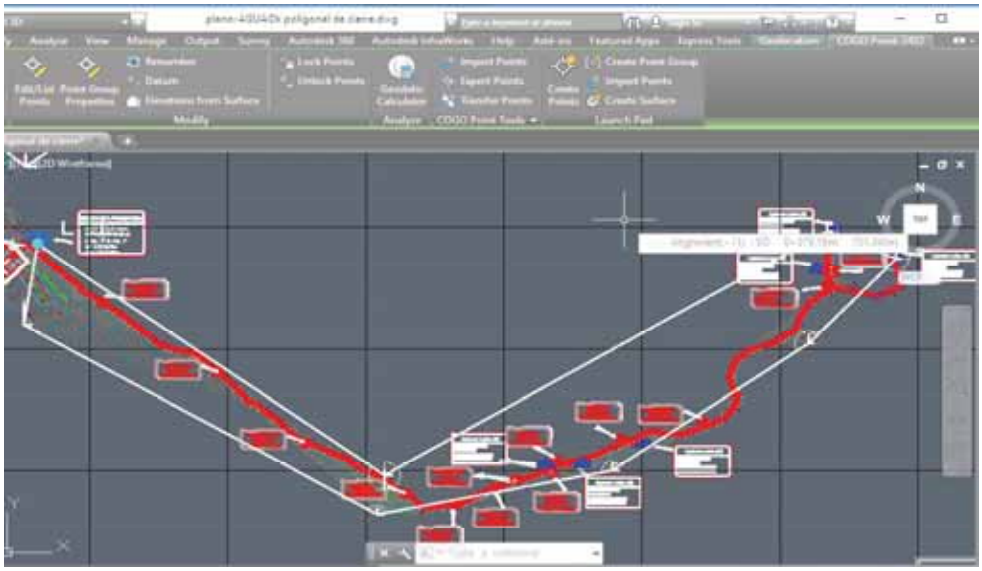
- Poligonal a, b, c y d, puntos de control de comunidad de Ccoyaraqui



- **coordenadas corregidas por compensación de cierre lineal**

	E	N
A	208,457.078	8,494,740.598
B	208,196.264	8,494,539.126
C	208,262.078	8,494,453.098
D	208,495.578	8,494,633.098
A	208,457.078	8,494,740.598

- Línea de conducción de la comunidad de Ccollotaro.



- **Corrección angular del polígono de apoyo de la conducción, Ccollotaro.**

POLIGONAL CERRADA LINEA DE CONDUCCION DE COM. CCOLLOTARO

1° Seleccionar Número de lados: n = 8
2° Azimut AB: 188 ° 23 ' 48 "
3° Mínima división limbo: 5 "
4° Introduce los ángulos internos observados
5° Distribuye el error angular y digita las distancias respectivas a cada
6° Coloca coordenada total al punto A
7° Selecciona el rango de celdas para el gráfico del polígono

EST.	P.V.	ÁNGULO INTERNO OBSERVADO	CORRECCIÓN	ÁNGULOS CORREGIDOS	AZIMUT
A	B	61 ° 15 ' 45 "	5 "	61° 15' 50"	188° 23' 48"
B	C	112 ° 50 ' 12 "	5 "	112° 50' 17"	121° 14' 05"
C	D	136 ° 50 ' 10 "	5 "	136° 50' 15"	78° 04' 20"
D	E	155 ° 50 ' 45 "	5 "	155° 50' 50"	53° 55' 10"
E	F	168 ° 5 ' 59 "	5 "	168° 06' 04"	42° 01' 14"
F	G	72 ° 41 ' 10 "	5 "	72° 41' 15"	294° 42' 29"
G	H	123 ° 12 ' 20 "	5 "	123° 12' 25"	237° 54' 54"
H	A	249 ° 12 ' 59 "	5 "	249° 13' 04"	307° 07' 58"
∑		1079° 59' 20"	40 "	1080° 00' 00"	

Ec = 40 " / 8 = 5.0 "

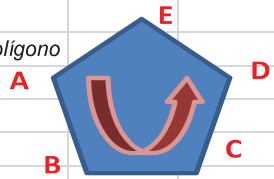
Ec Angular máx: ± 14.1"

- **Cálculo y compensación del error lineal en la poligonal. De la comunidad de Ccollotaro.**

POLIGONAL CERRADA LINEA DE CONDUCCION DE COM. CCOLLOTARO

1° Seleccionar Número de lados: n = 8
2° Azimut AB: 188 ° 23 ' 48 "
3° Mínima división limbo: 5 "
4° Introduce los ángulos internos observados
5° Distribuye el error angular y digita las distancias respectivas a cada lado
6° Coloca coordenada total al punto A
7° Selecciona el rango de celdas para el gráfico del polígono

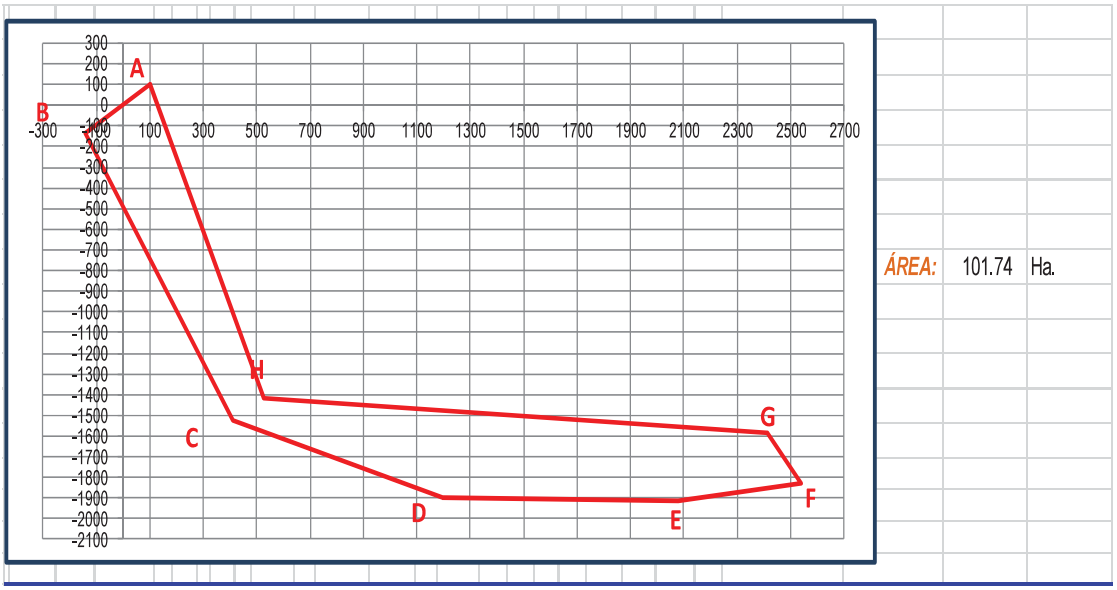
Nota:
SENTIDO de Polígono



AZIMUT	N | S	RUMBO	E | W	E - sen - W / N - cos - S	DISTANCIA (m)	PROYECCIONES E	PROYECCIONES W	PROYECCIONES N	PROYECCIONES S	COORD. PARCIALES ΔE	COORD. PARCIALES ΔN	COORD. TOTALES E	COORD. TOTALES N
188° 23' 48"	S	8° 23' 48"	W	0.146025475 / 0.98928083	338.371		-0.0025 / 49.411		0.0128 / 334.744	-49.408	-334.757	208810.484	8494432.271
121° 14' 05"	S	58° 45' 55"	E	0.85505017 / 0.51854528	1495.741	0.0646 / 1278.934			0.0297 / 775.609	1278.998	-775.639	208761.076	8494097.514
78° 04' 20"	N	78° 04' 20"	E	0.978408899 / 0.206678556	870.317	0.0430 / 851.526		-0.0069 / 179.876		851.569	179.869	210040.074	8493321.875
53° 55' 10"	N	53° 55' 10"	E	0.808189793 / 0.588922116	881.379	0.0360 / 712.322		-0.0199 / 519.064		712.357	519.044	210891.643	8493501.744
42° 01' 14"	N	42° 01' 14"	E	0.669397176 / 0.742904719	471.169	0.0159 / 315.399		-0.0134 / 350.034		315.415	350.020	211604.000	8494020.788
294° 42' 29"	N	65° 17' 31"	W	0.908449418 / 0.417994802	273.831		-0.0126 / 248.762	-0.0044 / 114.460		-248.749	114.456	211919.415	8494370.808
237° 54' 54"	S	57° 54' 54"	W	0.847261012 / 0.531176785	1891.964		-0.0810 / 1602.987		0.0385 / 1004.967	-1602.906	-1005.006	211670.666	8494485.264
307° 07' 58"	N	52° 52' 02"	W	0.797238715 / 0.603664171	1577.118		-0.0635 / 1257.340	-0.0365 / 952.050		-1257.276	952.013	210067.760	8493480.258
					7799.89	3158.180	3158.499	2115.483	2115.321	0.000	0.000		
						-0.319		0.162					

Error cierre lineal: 0.3578
Error Relativo: 1 / 21,801

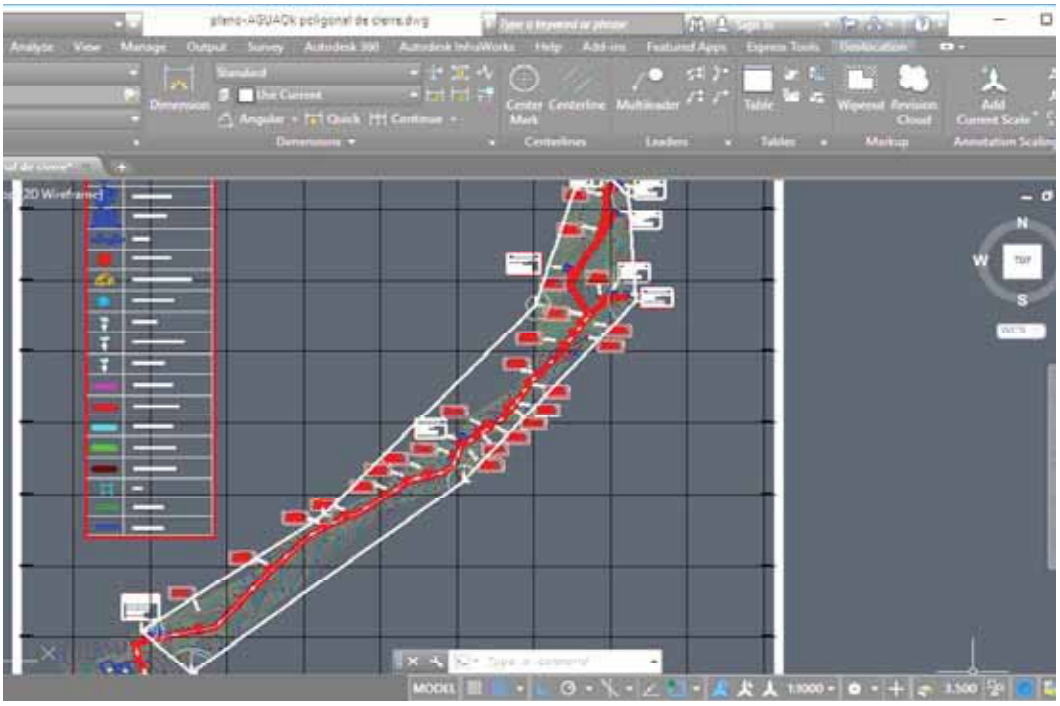
- Poligonal a, b, c, d, e, f, g y h puntos de control de comunidad de Ccollotaro.



- Coordenadas corregidas por compensación de cierre lineal

	E	N
A	208,810.484	8,494,432.271
B	208,761.076	8,494,097.514
C	210,040.074	8,493,321.875
D	210,891.643	8,493,501.744
E	211,604.000	8,494,020.788
F	211,919.415	8,494,370.808
G	211,670.666	8,494,485.264
H	210,067.760	8,493,480.258
A	208,810.484	8,494,432.271

- Línea de conducción de la comunidad de Ccoyaraqui.



- **Corrección angular del polígono de apoyo de la conducción, Ccollotaro.**

POLIGONAL CERRADA LINEA DE CONDUCCION COM. DE CCOYARAQUI

1° Seleccionar Número de lados: n = 8
2° Azimut AB: 131 ° 31 ' 29 "
3° Mínima división limbo: 5 "
4° Introduce los ángulos internos observados
5° Distribuye el error angular y digita las distancias respectivas a cada
6° Coloca coordenada total al punto A
7° Selecciona el rango de celdas para el gráfico del polígono

EST.	P.V.	ÁNGULO INTERNO OBSERVADO	CORRECCIÓN	ÁNGULOS CORREGIDOS	AZIMUT
A	B	76 ° 2 ' 26 "	0 "	76° 02' 26"	131° 31' 29"
B	C	101 ° 13 ' 49 "	0 "	101° 13' 49"	52° 45' 18"
C	D	168 ° 57 ' 55 "	0 "	168° 57' 55"	41° 43' 13"
D	E	134 ° 33 ' 59 "	0 "	134° 33' 59"	356° 17' 12"
E	F	138 ° 9 ' 0 "	0 "	138° 09' 00"	314° 26' 12"
F	G	62 ° 46 ' 37 "	0 "	62° 46' 37"	197° 12' 49"
G	H	206 ° 0 ' 30 "	1 "	206° 00' 31"	223° 13' 20"
H	A	192 ° 15 ' 42 "	1 "	192° 15' 43"	235° 29' 03"
Σ		1079° 59' 58"	2 "	1080° 00' 00"	

Ec = 2 / 8 " = 0.3 "

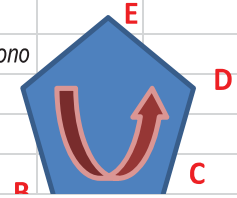
Ec Angular máx: ± 14.1"

- **Cálculo y compensación del error lineal en la poligonal. De la comunidad de Ccoyaraqui.**

POLIGONAL CERRADA LINEA DE CONDUCCION COM. DE CCOYARAQUI

1° Seleccionar Número de lados: n = 8
2° Azimut AB: 131 ° 31 ' 29 "
3° Mínima división limbo: 5 "
4° Introduce los ángulos internos observados
5° Distribuye el error angular y digita las distancias respectivas a cada lado
6° Coloca coordenada total al punto A
7° Selecciona el rango de celdas para el gráfico del polígono

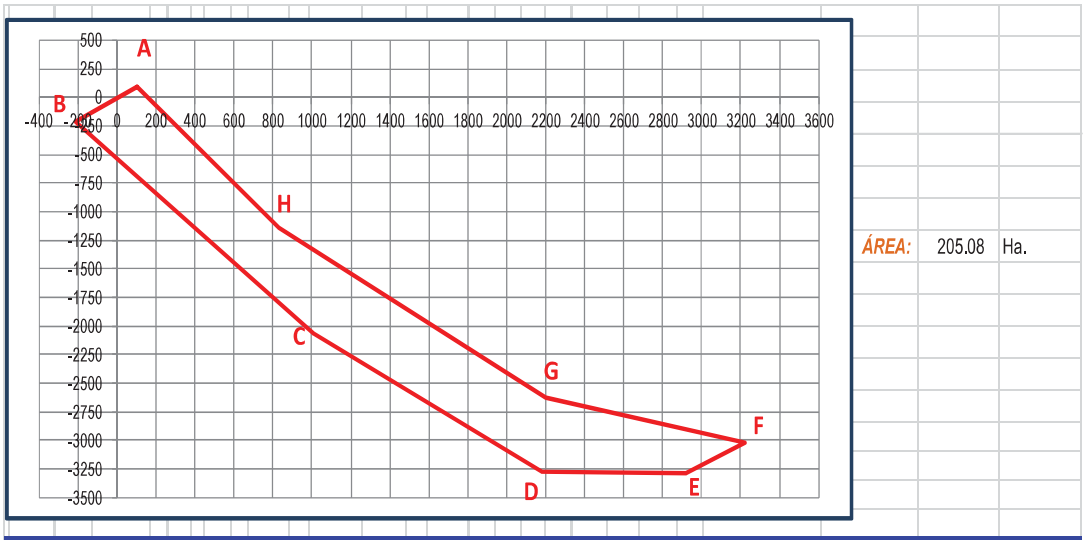
Nota:
SENTIDO de Polígono



AZIMUT	N | S	RUMBO	E | W	E - sen - W / N - cos - S	DISTANCIA (m)	PROYECCIONES E	PROYECCIONES W	PROYECCIONES N	PROYECCIONES S	COORD. PARCIALES ΔE	COORD. PARCIALES ΔN	COORD. TOTALES E	COORD. TOTALES N
131° 31' 29"	S	48° 28' 31"	E	0.748669741 0.662943149	437.443	0.0097 327.500			0.1201 290.000	327.510	-290.120	208442.000	8495041.000
52° 45' 18"	N	52° 45' 18"	E	0.796054821 0.605224521	2229.748	0.0528 1775.002		-0.5589 1349.498		1775.054	1348.939	208769.510	8494750.880
41° 43' 13"	N	41° 43' 13"	E	0.665494559 0.746402701	1686.739	0.0334 1122.516		-0.5215 1258.987		1122.549	1258.465	210544.565	8496099.819
356° 17' 12"	N	3° 42' 48"	W	0.064764532 0.997900574	739.296		-0.0014 47.880	-0.3056 737.744		-47.879	737.438	211667.114	8497358.284
314° 26' 12"	N	45° 33' 48"	W	0.714024781 0.700120427	398.865		-0.0085 284.799	-0.1157 279.254		-284.791	279.138	211619.235	8498095.723
197° 12' 49"	S	17° 12' 49"	W	0.295934976 0.955208087	1092.166		-0.0096 323.210		0.4321 1043.246	-323.200	-1043.678	211334.444	8498374.861
223° 13' 20"	S	43° 13' 20"	W	0.684829786 0.72870307	2026.521		-0.0413 1387.822		0.6116 1476.732	-1387.781	-1477.344	211011.243	8497331.183
235° 29' 03"	S	55° 29' 03"	W	0.823969634 0.566633957	1433.910		-0.0352 1181.498		0.3365 812.502	-1181.463	-812.839	209623.463	8495853.839
					10044.69	3225.018	3225.210	3625.482	3622.480	0.000	0.000		
						-0.192		3.002					

Error cierre lineal: 3.0081
Error Relativo: 1 / 3,339

- Poligonal a, b, c, d, e, f, g y h puntos de control de comunidad de Ccoyaraqui.



- coordenadas corregidas por compensación de cierre lineal

	E	N
A	208,442.000	8,495,041.000
B	208,769.510	8,494,750.880
C	210,544.565	8,496,099.819
D	211,667.114	8,497,358.284
E	211,619.235	8,498,095.723
F	211,334.444	8,498,374.861
G	211,011.243	8,497,331.183
H	209,623.463	8,495,853.839
A	208,442.000	8,495,041.000

Según la fuente (.[6])

Clasificación	Error relativo Máximo	Error Angular Máximo
Primer Orden	1:10 000	$15''\sqrt{n}$
Segundo Orden	1:5 000	$30''\sqrt{n}$
Tercer Orden	1:2 500	$1'\sqrt{n}$

[6] Topografía -Paul R. Wolf Russell C. Brinker Pág. 281

Por lo que se procede con la compensación del error lineal en la poligonal según en cuadro anterior Obteniendo las coordenadas de polígono de apoyo desde donde de realizo la radiación con la ayuda de la estación total.

CAPITULO III

ESTUDIOS HIDROLÓGICOS

3.1 GENERALIDADES

La hidrología es la ciencia que trata sobre el agua en su distribución, su existencia, sus propiedades físicas, químicas y su influencia sobre el medio ambiente incluyendo la relación con los seres vivos.

Las características complejas de los procesos naturales que tienen estrecha relación con los fenómenos hidrológicos hacen difícil el tratamiento de muchos de los procesos hidrológicos mediante un rozamiento deductivo riguroso. En el estudio de la hidrología es necesario partir de un conjunto de hechos observados, analizarlos y con este análisis establecer las normas sistemáticas que gobiernan tales hechos.

Para la planeación y el diseño de obras, se requiere conocer el comportamiento de eventos en un futuro predeterminado, lo cual nos exige predecir otros eventos, con la mayor aproximación posible. Datos que se obtienen mediante la utilización de métodos estadísticos y pro balísticos. Es así que en la ingeniería la hidrología es utilizada principalmente en relación con el diseño y ejecución de estructuras hidráulicas.

Figura 27 ; ciclo hidrológico del agua

FUENTE: (INSTITUTO NACIONAL DE ECOLOGIA Y CAMBIO CLIMATICO- MEXICO)

3.2 ESTUDIO DE LAS FUENTES DE AGUA

El abastecimiento de agua potable a las comunidades de Ccollotaro y Ccoyaraqui. Se hace a través de captaciones de agua subterránea en diferentes puntos de su cuenca hidrogeológica. Así tenemos los siguientes manantiales.

CCOLLOTARO: Daleo, Pacco Kancha, kiswar Huaycco, Jap´atuyoc, Miskiunujoc, Rosas Huaycco

CCOYARAQUI: Ccotopucjo, Chiquiriyoj, Huallapampa, Quehuña Ccancha, Cchuyo Huayco, Uno Huasi Huayco, Umancocha.

3.2.1 Alternativa de fuente de agua

De las fuentes de abastecimientos anteriormente descritas consideramos como posibles alternativas para el ámbito del proyecto a los manantiales. En el caso de la comunidad de CCOLLOTARO, Dalfeo, Pacco Kancha, kiswar Huaycco, Jap´atuyoc, Miskiunujoc y para la comunidad de CCOYARAQUI, Ccotopucjo, Chiquiriyoj, Huallapampa, Quehuña Ccancha, Cchuyo huayco, Uno Huasi Huayco, Umancocha.

La fuente principal de abastecimiento de agua para las comunidades es subterránea a través de manantiales ya conocidos por los pobladores de la zona cuyo conocimiento los manantiales es más de 50 años y algunos llevan más 50 años consumiendo agua de los manantiales descritos anteriormente por las siguientes razones:

- Su rendimiento satisface la demanda requerida.
- Permite la conducción por gravedad
- La calidad física, químico y bacteriológica del agua no requiere tratamiento previo (ver resultados).
- La obra de captación no requiere estructuras especiales
- El acceso es fácil para la comunidad de Ccollotaro y regularmente fácil para Ccoyaraqui, Etc.

3.2.2 Aforos

Es la información de medida de caudal que lleva una corriente o la capacidad de un receptáculo. Los aforos de los manantiales de ladera Ccollotaro y ladera Ccoyaraqui del presente proyecto se realizaron en tres años primer aforamiento se realizó 15 de noviembre de 2016 de la comunidad Ccollotaro correspondiente a los meses de ausencia de lluvias conocida fenómeno de niño como la temporada sequía más intenso de sierra y el 16 de noviembre de 2016 de la comunidad de Ccoyaraqui donde a un continuaba la sequía prolongada del año por el fenómeno

del niño en el 2016 ocurre el fenómeno del niño. Y se realizaron aforamiento en 20 y 21 de agosto de 2017 para corroborar el aforo realizado en el 2016 y último aforo se realiza 5 y 6 de mayo 2018. Los caudales obtenidos son mínimos y se obtendrá en promedio de los tres años. El método aplicado fue **método volumétrico** por condiciones de lugar y distancia.

-METODO VOLUMETRICO

Es aplicable en la medición de pequeños caudales y se realiza midiendo el tiempo de llenado (***t***) de un recipiente de volumen conocido (***V***)**,** donde se colecta la descarga, como se muestra en la Figura, determinando el caudal en la ecuación:

$$\boldsymbol{Q = \frac{V}{t}} \qquad (2.1)$$

En donde:

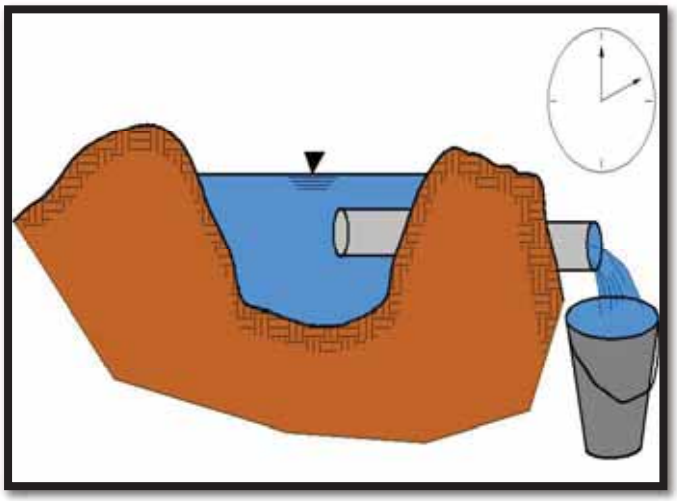
Q= Caudal en litros por segundo

V=Volumen en litros

t= tiempo en segundos

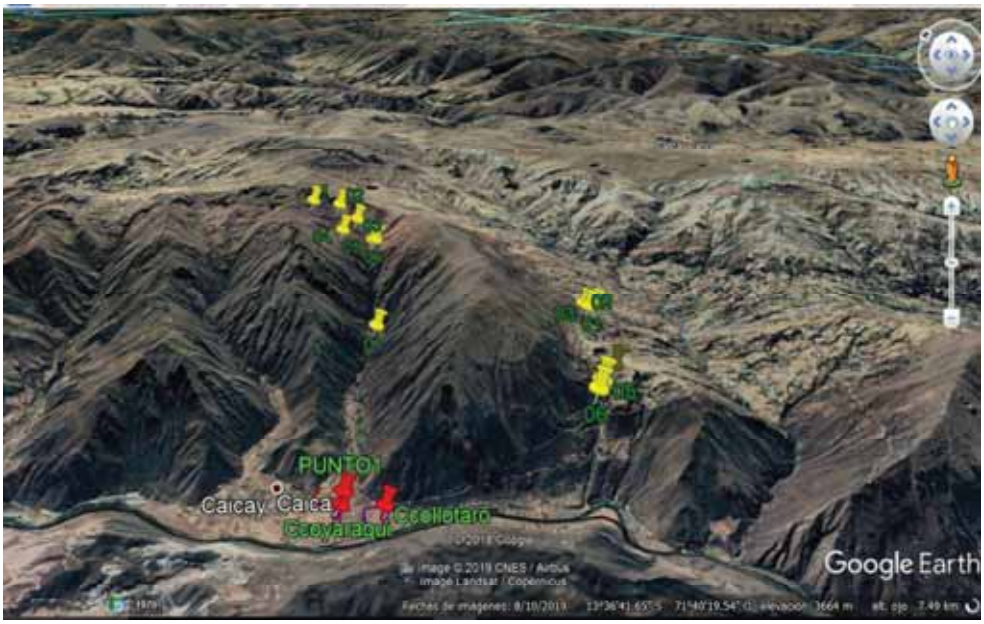
Se deben realizar por lo menos **5 pruebas** para obtener un caudal promedio. Nunca se debe llenar todo el recipiente, sólo hasta cierta altura, por lo que se deberá tener dentro del recipiente una escala que indique cual es el volumen. Para ilustrar el método se presenta los resultados obtenidos.

Figura 28: Aforo volumétrico.



Fuente: (google - métodos de aforo)

Figura 29: fuentes de agua.



Fuente: (Google Earth, s.f.)

Figura 30; Fotos de aforo, 2016, 2017 y 2018

FUENTE: PROPIO

Los resultados se exponen.

AFORO DE FUENTES DE AGUA COMUNIDAD DE CCOLLOTARO.

PROY: "AMP. Y MEJ. INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY."

TIPO DE FUENTE	Manantial de ladera
CONDICION	Captación existente
DENOMINACION	DALFEO
UBICACIÓN	Ccollotaro
Lugar	DALFEO
Comunidad	Ccollotaro
Distrito	CAICAY
Provincia	PAUCARTAMBO
Departamento	CUSCO
COORDENADAS	
Norte	8494368,964
Este	211903,671
ALTITUD	3853.388 msnm
METODO DE AFORO	Volumétrico
Nº DE TUB. DE INGRESO A LA CAPTACIÓN	1
FECHAS	15/11/2016 ; 20/08/2017 ; 05/05/2018
RESPONSABLES	Juan Vargas Ccahuana Herixs Huyhua Montes

ENSAYO Nº	VOLUMEN (lt)	TIEMPO (seg)	CAUDAL (lt/seg)	CAUDAL PROMEDIO (lt/seg)	CAUDAL DE PRODUCCIÓN DE LA FUENTE PROMEDIO (lt/seg)
1) 15 de noviembre del 2016	1	9,23	0,11	0,11	0,15
	1	9,00	0,11		
	1	8,57	0,12		
	1	8,86	0,11		
	1	9,10	0,11		
2) 20 de agosto del 2017	1	8,00	0,13	0,13	
	1	7,80	0,13		
	1	7,51	0,13		
	1	7,45	0,13		
	1	7,73	0,13		
3) 05 de mayo del 2018	1	4,70	0,21	0,21	
	1	5,10	0,20		
	1	4,60	0,22		
	1	5,00	0,20		
	1	4,85	0,21		
OBSERVACIONES :	EL AFORO SE REALIZA EN TRES TEMPORADAS DE SEQUIA CON 5 ENSAYOS EN CADA AFORO. EL LUGAR TIENE VEGETACION NATURAL Y/O SILVESTRE EL CUAL TIENE MUCHA INFLUENCIA EN LA RECARGA DE LOS MANATES EXISTENTES. QUE ASEGURA LA RECARGA NATURAL POR ELLO SE CONSIDERA. QUE NO TENDRA CAUDALES MINIMOS DE LO PRESENTADO EN LOS TRES TEMPORADAS MINIMAS DE ESTUDIO				

AFORO DE FUENTES DE AGUA COMUNIDAD DE CCOLLOTARO.

PROY: "AMP. Y MEJ. INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY."

TIPO DE FUENTE	Manantial de ladera
CONDICION	No captado
DENOMINACION	Pacco kancha
UBICACIÓN	Ccollotaro
Lugar	Pocco kancha
Comunidad	Ccollotaro
Distrito	CAICAY
Provincia	PAUCARTAMBO
Departamento	CUSCO
COORDENADAS	
Norte	8494477,008
Este	1674,27
ALTITUD	3920,996 msnm
METODO DE AFORO	Volumétrico
Nº DE TUB. DE INGRESO A LA CAPTACIÓN	1
FECHAS	15/11/2016 ; 20/08/2017 ; 05/05/2018
RESPONSABLES	Juan Vargas Ccahuana Herixs Huyhua Montes

ENSAYO Nº	VOLUMEN (lt)	TIEMPO (seg)	CAUDAL (lt/seg)	CAUDAL PROMEDIO (lt/seg)	CAUDAL DE PRODUCCIÓN DE LA FUENTE PROMEDIO (lt/seg)
1) 15 de noviembre del 2016	1	18,15	0,06	0,06	0,08
	1	17,57	0,06		
	1	18,11	0,06		
	1	18,29	0,05		
	1	17,65	0,06		
2) 20 de agosto del 2017	5	70,00	0,07	0,07	
	5	73,00	0,07		
	5	72,00	0,07		
	5	75,00	0,07		
	5	71,00	0,07		
3) 05 de mayo del 2018	3	25,00	0,12	0,12	
	3	24,75	0,12		
	3	25,00	0,12		
	3	24,52	0,12		
	3	24,86	0,12		
OBSERVACIONES :	EL AFORO SE REALIZA EN TRES TEMPORADAS DE SEQUIA CON 5 ENSAYOS EN CADA AFORO. EL LUGAR TIENE VEGETACION NATURAL Y/O SILVESTRE EL CUAL TIENE MUCHA INFLUENCIA EN LA RECARGA DE LOS MANATES EXISTENTES. QUE ASEGURA LA RECARGA NATURAL POR ELLO SE CONSIDERA. QUE NO TENDRA CAUDALES MINIMOS DE LO PRESENTADO EN LOS TRES TEMPORADAS MINIMAS DE ESTUDIO				

AFORO DE FUENTES DE AGUA COMUNIDAD DE CCOLLOTARO.

PROY: "AMP. Y MEJ. INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY."

TIPO DE FUENTE	Manantial de ladera
CONDICION	No captado
DENOMINACION	Kiswar Huaycco
UBICACIÓN	Ccollotaro
Lugar	Kiswar Huaycco
Comunidad	Ccollotaro
Distrito	CAICAY
Provincia	PAUCARTAMBO
Departamento	CUSCO
COORDENADAS	
Norte	8494318,264
Este	211656,901
ALTITUD	3854.300 msnm
METODO DE AFORO	Volumétrico
Nº DE TUB. DE INGRESO A LA CAPTACIÓN	1
FECHAS	15/11/2016 ; 20/08/2017 ; 05/05/2018
RESPONSABLES	Juan Vargas Ccahuana
	Herixs Huyhua Montes

ENSAYO Nº	VOLUMEN (lt)	TIEMPO (seg)	CAUDAL (lt/seg)	CAUDAL PROMEDIO (lt/seg)	CAUDAL DE PRODUCCIÓN DE LA FUENTE PROMEDIO (lt/seg)
1) 15 de noviembre del 2016	1	11,00	0,09	0,09	0,11
	1	11,57	0,09		
	1	11,11	0,09		
	1	11,29	0,09		
	1	11,65	0,09		
2) 20 de agosto del 2017	2	19,00	0,11	0,10	
	2	20,00	0,10		
	2	19,00	0,11		
	2	20,49	0,10		
	2	19,25	0,10		
3) 05 de mayo del 2018	2	15,00	0,13	0,13	
	2	15,75	0,13		
	2	14,36	0,14		
	2	14,52	0,14		
	2	14,86	0,13		

OBSERVACIONES : EL AFORO SE REALIZA EN TRES TEMPORADAS DE SEQUIA CON 5 ENSAYOS EN CADA AFORO. EL LUGAR TIENE VEGETACION NATURAL Y/O SILVESTRE EL CUAL TIENE MUCHA INFLUENCIA EN LA RECARGA DE LOS MANATES EXISTENTES. QUE ASEGURA LA RECARGA NATURAL POR ELLO SE CONSIDERA, QUE NO TENDRA CAUDALES MINIMOS DE LO PRESENTADO EN LOS TRES TEMPORADAS MINIMAS DE ESTUDIO

AFORO DE FUENTES DE AGUA COMUNIDAD DE CCOLLOTARO.

PROY: "AMP. Y MEJ. INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY."

TIPO DE FUENTE	Manantial de ladera
CONDICION	captacion existente
DENOMINACION	Janpatuyoc
UBICACIÓN	Ccollotaro
Lugar	Janpatuyoc
Comunidad	Ccollotaro
Distrito	CAICAY
Provincia	PAUCARTAMBO
Departamento	CUSCO
COORDENADAS	
Norte	8493613,812
Este	210968,090
ALTITUD	3674.902 msnm
METODO DE AFORO	Volumétrico
Nº DE TUB. DE INGRESO A LA CAPTACIÓN	1
FECHAS	15/11/2016 ; 20/08/2017 ; 05/05/2018
RESPONSABLES	Juan Vargas Ccahuana
	Herixs Huyhua Montes

ENSAYO Nº	VOLUMEN (lt)	TIEMPO (seg)	CAUDAL (lt/seg)	CAUDAL PROMEDIO (lt/seg)	CAUDAL DE PRODUCCIÓN DE LA FUENTE PROMEDIO (lt/seg)
1) 15 de noviembre del 2016	2	30,15	0,07	0,07	0,09
	2	31,12	0,06		
	2	31,05	0,06		
	2	29,12	0,07		
	2	28,79	0,07		
2) 20 de agosto del 2017	1	13,00	0,08	0,08	
	1	12,00	0,08		
	1	12,00	0,08		
	1	14,00	0,07		
	1	14,00	0,07		
3) 05 de mayo del 2018	2	18,15	0,11	0,11	
	2	17,57	0,11		
	2	18,11	0,11		
	2	18,29	0,11		
	2	17,65	0,11		

OBSERVACIONES : EL AFORO SE REALIZA EN TRES TEMPORADAS DE SEQUIA CON 5 ENSAYOS EN CADA AFORO. EL LUGAR TIENE VEGETACION NATURAL Y/O SILVESTRE EL CUAL TIENE MUCHA INFLUENCIA EN LA RECARGA DE LOS MANATES EXISTENTES. QUE ASEGURA LA RECARGA NATURAL POR ELLO SE CONSIDERA, QUE NO TENDRA CAUDALES MINIMOS DE LO PRESENTADO EN LOS TRES TEMPORADAS MINIMAS DE ESTUDIO

AFORO DE FUENTES DE AGUA COMUNIDAD DE CCOLLOTARO.

PROY: "AMP. Y MEJ. INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY."

TIPO DE FUENTE	Manantial de ladera
CONDICION	captacion existente
DENOMINACION	Miskiunujuc
UBICACIÓN	Ccollotaro
Lugar	Miskiunujuc
Comunidad	Ccollotaro
Distrito	CAICAY
Provincia	PAUCARTAMBO
Departamento	CUSCO
COORDENADAS	
Norte	8493524,65
Este	210761,2
ALTITUD	3579.30 msnm
METODO DE AFORO	Volumétrico
Nº DE TUB. DE INGRESO A LA CAPTACIÓN	1
FECHAS	15/11/2016 ; 20/08/2017 ; 05/05/2018
RESPONSABLES	Juan Vargas Ccahuana
	Herixs Huyhua Montes

ENSAYO Nº	VOLUMEN (lt)	TIEMPO (seg)	CAUDAL (lt/seg)	CAUDAL PROMEDIO (lt/seg)	CAUDAL DE PRODUCCIÓN DE LA FUENTE PROMEDIO (lt/seg)
1) 15 de noviembre del 2016	1	36,00	0,03	0,03	0,03
	1	37,00	0,03		
	1	33,00	0,03		
	1	40,00	0,03		
	1	38,00	0,03		
2) 20 de agosto del 2017	1	30,56	0,03	0,03	
	1	31,87	0,03		
	1	31,57	0,03		
	1	29,78	0,03		
	1	28,89	0,03		
3) 05 de mayo del 2018	1	22,36	0,04	0,04	
	1	25,57	0,04		
	1	24,13	0,04		
	1	24,48	0,04		
	1	23,59	0,04		
OBSERVACIONES :	EL AFORO SE REALIZA EN TRES TEMPORADAS DE SEQUIA CON 5 ENSAYOS EN CADA AFORO. EL LUGAR TIENE VEGETACION NATURAL Y/O SILVESTRE EL CUAL TIENE MUCHA INFLUENCIA EN LA RECARGA DE LOS MANATES EXISTENTES. QUE ASEGURA LA RECARGA NATURAL POR ELLO SE CONSIDERA. QUE NO TENDRA CAUDALES MINIMOS DE LO PRESENTADO EN LOS TRES TEMPORADAS MINIMAS DE ESTUDIO				

AFORO DE FUENTES DE AGUA COMUNIDAD DE CCOLLOTARO.

PROY: "AMP. Y MEJ. INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY."

TIPO DE FUENTE	Manantial de ladera
CONDICION	captacion existente
DENOMINACION	Rosas huaycco
UBICACIÓN	Ccollotaro
Lugar	Rosas huaycco
Comunidad	Ccollotaro
Distrito	CAICAY
Provincia	PAUCARTAMBO
Departamento	CUSCO
COORDENADAS	
Norte	8493515,695
Este	210663,925
ALTITUD	3540.030 msnm
METODO DE AFORO	Volumétrico
Nº DE TUB. DE INGRESO A LA CAPTACIÓN	1
FECHAS	15/11/2016 ; 20/08/2017 ; 05/05/2018
RESPONSABLES	Juan Vargas Ccahuana
	Herixs Huyhua Montes

ENSAYO Nº	VOLUMEN (lt)	TIEMPO (seg)	CAUDAL (lt/seg)	CAUDAL PROMEDIO (lt/seg)	CAUDAL DE PRODUCCIÓN DE LA FUENTE PROMEDIO (lt/seg)
1) 15 de noviembre del 2016	1	17,00	0,06	0,06	0,08
	1	16,00	0,06		
	1	15,00	0,07		
	1	16,00	0,06		
	1	15,00	0,07		
2) 20 de agosto del 2017	1	14,00	0,07	0,07	
	1	13,57	0,07		
	1	13,48	0,07		
	1	13,00	0,08		
	1	12,89	0,08		
3) 05 de mayo del 2018	1	10,21	0,10	0,10	
	1	11,00	0,09		
	1	10,58	0,09		
	1	10,17	0,10		
	1	10,65	0,09		
OBSERVACIONES :	EL AFORO SE REALIZA EN TRES TEMPORADAS DE SEQUIA CON 5 ENSAYOS EN CADA AFORO. EL LUGAR TIENE VEGETACION NATURAL Y/O SILVESTRE EL CUAL TIENE MUCHA INFLUENCIA EN LA RECARGA DE LOS MANATES EXISTENTES. QUE ASEGURA LA RECARGA NATURAL POR ELLO SE CONSIDERA. QUE NO TENDRA CAUDALES MINIMOS DE LO PRESENTADO EN LOS TRES TEMPORADAS MINIMAS DE ESTUDIO				

AFORO DE FUENTES DE AGUA COMUNIDAD DE CCOLLOTARO.

PROY: "AMP. Y MEJ. INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI."

FECHAS	15/11/2016 ; 20/08/2017				
	; 05/05/2018				
RESPONSABLES	**Juan Vargas Ccahuana**				
	Herixs Huyhua Montes				
FUENTE	**UBICACIÓN**			**CAUDAL**	**(lt/seg)**
	NORTE	**ESTE**	**ALTITUD (msnm)**		
Captación Nº 1	8494368,96	211903,67	3853.388 msnm	0,15	
Captación Nº 2	8494477,008	1674,27	3920.996 msnm	0,08	
Captación Nº 3	8494318,264	211656,90	3854.300 msnm	0,11	
Captación Nº 4	8493613,812	210968,09	3674.902 msnm	0,09	
Captación Nº 5	8493524,65	210761,20	3579.30 msnm	0,03	
Captación Nº 6	8493515,695	210663,93	3540.030 msnm	0,08	
TOTAL				**0,54**	

AFORO DE FUENTES DE AGUA COMUNIDAD DE CCOYARAQUI

PROY: "AMP. Y MEJ. INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY."

TIPO DE FUENTE	Manantial de ladera
CONDICION	Captación exist deplorable.
DENOMINACION	Ccotopujo
UBICACIÓN	Ccoyaraqui
Lugar	Potosi
Comunidad	Ccoyaraqui
Distrito	CAICAY
Provincia	PAUCARTAMBO
Departamento	CUSCO
COORDENADAS	
Norte	8498166
Este	211503
ALTITUD	4376,528
METODO DE AFORO	Volumétrico
Nº DE TUB. DE INGRESO A LA CAPTACIÓN	1
FECHAS	15/11/2016 ; 20/08/2017 ; 05/05/2018
RESPONSABLES	Juan Vargas Ccahuana Herixs Huyhua Montes

ENSAYO Nº	VOLUMEN (lt)	TIEMPO (seg)	CAUDAL (lt/seg)	CAUDAL PROMEDIO (lt/seg)	CAUDAL DE PRODUCCIÓN DE LA FUENTE PROMEDIO (lt/seg)
1) 15 de noviembre del 2016	1	112,00	0,01	0,01	0,02
	1	115,00	0,01		
	1	104,00	0,01		
	1	109,00	0,01		
	1	110,00	0,01		
2) 21 de agosto del 2017	1	60,00	0,02	0,02	
	1	64,00	0,02		
	1	62,00	0,02		
	1	58,00	0,02		
	1	56,00	0,02		
3) 05 de mayo del 2018	1	48,00	0,02	0,02	
	1	50,00	0,02		
	1	49,00	0,02		
	1	44,00	0,02		
	1	47,00	0,02		

OBSERVACIONES : EL AFORO SE REALIZA EN TRES TEMPORADAS DE SEQUIA CON 5 ENSAYOS EN CADA AFORO. EL LUGAR TIENE VEGETACION NATURAL Y/O SILVESTRE EL CUAL TIENE MUCHA INFLUENCIA EN LA RECARGA DE LOS MANATES EXISTENTES. QUE ASEGURA LA RECARGA NATURAL POR ELLO SE CONSIDERA. QUE NO TENDRA CAUDALES MINIMOS DE LO PRESENTADO EN LOS TRES TEMPORADAS MINIMAS DE ESTUDIO

AFORO DE FUENTES DE AGUA COMUNIDAD DE CCOYARAQUI

PROY: "AMP. Y MEJ. INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY."

TIPO DE FUENTE	Manantial de ladera
CONDICION	captado en mal estado
DENOMINACION	Cchiquiriyoc
UBICACIÓN	Ccoyaraqui
Lugar	Cchikiriyoj
Comunidad	Ccoyaraqui
Distrito	CAICAY
Provincia	PAUCARTAMBO
Departamento	CUSCO
COORDENADAS	
Norte	8498151,54
Este	211530,2
ALTITUD	4377,28 msnm.
METODO DE AFORO	Volumétrico
Nº DE TUB. DE INGRESO A LA CAPTACIÓN	1
FECHAS	15/11/2016 ; 20/08/2017 ; 05/05/2018
RESPONSABLES	Juan Vargas Ccahuana Herixs Huyhua Montes

ENSAYO Nº	VOLUMEN (lt)	TIEMPO (seg)	CAUDAL (lt/seg)	CAUDAL PROMEDIO (lt/seg)	CAUDAL DE PRODUCCIÓN DE LA FUENTE PROMEDIO (lt/seg)
1) 15 de noviembre del 2016	1	70,00	0,01	0,01	0,02
	1	73,00	0,01		
	1	72,00	0,01		
	1	75,00	0,01		
	1	71,00	0,01		
2) 21 de agosto del 2017	1	53,65	0,02	0,02	
	1	55,15	0,02		
	1	52,00	0,02		
	1	54,15	0,02		
	1	50,00	0,02		
3) 05 de mayo del 2018	1	27,11	0,04	0,04	
	1	26,75	0,04		
	1	26,54	0,04		
	1	27,52	0,04		
	1	27,86	0,04		

OBSERVACIONES : EL AFORO SE REALIZA EN TRES TEMPORADAS DE SEQUIA CON 5 ENSAYOS EN CADA AFORO. EL LUGAR TIENE VEGETACION NATURAL Y/O SILVESTRE EL CUAL TIENE MUCHA INFLUENCIA EN LA RECARGA DE LOS MANATES EXISTENTES. QUE ASEGURA LA RECARGA NATURAL POR ELLO SE CONSIDERA. QUE NO TENDRA CAUDALES MINIMOS DE LO PRESENTADO EN LOS TRES TEMPORADAS MINIMAS DE ESTUDIO

AFORO DE FUENTES DE AGUA COMUNIDAD DE CCOYARAQUI

PROY: "AMP. Y MEJ. INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY."

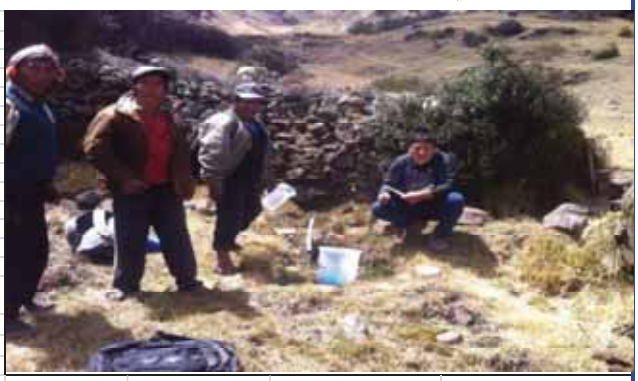
TIPO DE FUENTE	Manantial de ladera
CONDICION	No captado
DENOMINACION	Huallapampa
UBICACIÓN	Ccoyaraqui
Lugar	Huallapampa
Comunidad	Ccoyaraqui
Distrito	CAICAY
Provincia	PAUCARTAMBO
Departamento	CUSCO
COORDENADAS	
Norte	8497965,452
Este	211518,197
ALTITUD	4278 msnm.
METODO DE AFORO	Volumétrico
Nº DE TUB. DE INGRESO A LA CAPTACIÓN	1
FECHAS	15/11/2016 ; 20/08/2017 ; 05/05/2018
RESPONSABLES	Juan Vargas Ccahuana Herixs Huyhua Montes

ENSAYO Nº	VOLUMEN (lt)	TIEMPO (seg)	CAUDAL (lt/seg)	CAUDAL PROMEDIO (lt/seg)	CAUDAL DE PRODUCCIÓN DE LA FUENTE PROMEDIO (lt/seg)
1) 15 de noviembre del 2016	2	11,57	0,17	0,18	0,23
	2	11,18	0,18		
	2	11,58	0,17		
	2	11,29	0,18		
	2	11,10	0,18		
2) 21 de agosto del 2017	2	8,88	0,23	0,23	
	2	8,57	0,23		
	2	9,12	0,22		
	2	8,79	0,23		
	2	9,00	0,22		
3) 05 de mayo del 2018	4	14,57	0,27	0,28	
	4	14,75	0,27		
	4	14,26	0,28		
	4	14,00	0,29		
	4	14,26	0,28		
OBSERVACIONES :	EL AFORO SE REALIZA EN TRES TEMPORADAS DE SEQUIA CON 5 ENSAYOS EN CADA AFORO. EL LUGAR TIENE VEGETACION NATURAL Y/O SILVESTRE EL CUAL TIENE MUCHA INFLUENCIA EN LA RECARGA DE LOS MANATES EXISTENTES. QUE ASEGURA LA RECARGA NATURAL POR				

AFORO DE FUENTES DE AGUA COMUNIDAD DE CCOYARAQUI

PROY: "AMP. Y MEJ. INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY."

TIPO DE FUENTE	Manantial de ladera
CONDICION	captacion existente
DENOMINACION	Quehuaña Ccancha
UBICACIÓN	Ccoyaraqui
Lugar	Quehuaña Ccancha
Comunidad	Ccoyaraqui
Distrito	CAICAY
Provincia	PAUCARTAMBO
Departamento	CUSCO
COORDENADAS	
Norte	8497399
Este	211498
ALTITUD	4111,52 msnm
METODO DE AFORO	Volumétrico
Nº DE TUB. DE INGRESO A LA CAPTACIÓN	1
FECHAS	15/11/2016 ; 20/08/2017 ; 05/05/2018
RESPONSABLES	Juan Vargas Ccahuana Herixs Huyhua Montes



ENSAYO Nº	VOLUMEN (lt)	TIEMPO (seg)	CAUDAL (lt/seg)	CAUDAL PROMEDIO (lt/seg)	CAUDAL DE PRODUCCIÓN DE LA FUENTE PROMEDIO (lt/seg)
1) 15 de noviembre del 2016	1	10,58	0,09	0,10	0,12
	1	10,07	0,10		
	1	10,58	0,09		
	1	10,06	0,10		
	1	10,13	0,10		
2) 21 de agosto del 2017	1	8,89	0,11	0,12	
	1	8,44	0,12		
	1	8,45	0,12		
	1	8,57	0,12		
	1	8,12	0,12		
3) 05 de mayo del 2018	1	7,12	0,14	0,14	
	1	7,10	0,14		
	1	7,00	0,14		
	1	6,89	0,15		
	1	7,00	0,14		
OBSERVACIONES :	EL AFORO SE REALIZA EN TRES TEMPORADAS DE SEQUIA CON 5 ENSAYOS EN CADA AFORO. EL LUGAR TIENE VEGETACION NATURAL Y/O SILVESTRE EL CUAL TIENE MUCHA INFLUENCIA EN LA RECARGA DE LOS MANATES EXISTENTES. QUE ASEGURA LA RECARGA NATURAL POR ELLO SE CONSIDERA. QUE NO TENDRA CAUDALES MINIMOS DE LO PRESENTADO EN LOS TRES TEMPORADAS MINIMAS DE ESTUDIO				

AFORO DE FUENTES DE AGUA COMUNIDAD DE CCOYARAQUI

PROY: "AMP. Y MEJ. INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY."

TIPO DE FUENTE	Manantial de ladera
CONDICION	captacion existente
DENOMINACION	Uno Huisina
UBICACIÓN	Ccoyaraqui
Lugar	Unowuisina
Comunidad	Huchuy Ccoyaraqui
Distrito	CAICAY
Provincia	PAUCARTAMBO
Departamento	CUSCO
COORDENADAS	
Norte	8497384,145
Este	211595,015
ALTITUD	4090.15 msnm
METODO DE AFORO	Volumétrico
Nº DE TUB. DE INGRESO A LA CAPTACIÓN	1
FECHAS	15/11/2016 ; 20/08/2017 ; 05/05/2018
RESPONSABLES	Juan Vargas Ccahuana Herixs Huyhua Montes

ENSAYO Nº	VOLUMEN (lt)	TIEMPO (seg)	CAUDAL (lt/seg)	CAUDAL PROMEDIO (lt/seg)	CAUDAL DE PRODUCCIÓN DE LA FUENTE PROMEDIO (lt/seg)
1) 15 de noviembre del 2016	1	76,00	0,01	0,01	0,02
	1	70,00	0,01		
	1	74,00	0,01		
	1	72,00	0,01		
	1	76,00	0,01		
2) 21 de agosto del 2017	1	58,26	0,02	0,02	
	1	57,10	0,02		
	1	59,10	0,02		
	1	58,45	0,02		
	1	58,45	0,02		
3) 05 de mayo del 2018	1	38,08	0,03	0,03	
	1	35,95	0,03		
	1	35,59	0,03		
	1	38,03	0,03		
	1	37,57	0,03		
OBSERVACIONES :	EL AFORO SE REALIZA EN TRES TEMPORADAS DE SEQUIA CON 5 ENSAYOS EN CADA AFORO. EL LUGAR TIENE VEGETACION NATURAL Y/O SILVESTRE EL CUAL TIENE MUCHA INFLUENCIA EN LA RECARGA DE LOS MANATES EXISTENTES. QUE ASEGURA LA RECARGA NATURAL POR ELLO SE CONSIDERA. QUE NO TENDRA CAUDALES MINIMOS DE LO PRESENTADO EN LOS TRES TEMPORADAS MINIMAS DE ESTUDIO				

AFORO DE FUENTES DE AGUA COMUNIDAD DE CCOYARAQUI

PROY: "AMP. Y MEJ. INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY."

TIPO DE FUENTE	Manantial de ladera
CONDICION	captacion existente
DENOMINACION	Chullu huacco
UBICACIÓN	Ccoyaraqui
Lugar	Chuyuojo
Comunidad	Ccoyaraqui
Distrito	CAICAY
Provincia	PAUCARTAMBO
Departamento	CUSCO
COORDENADAS	
Norte	8497399,00
Este	211498,00
ALTITUD	4109.25 msnm
METODO DE AFORO	Volumétrico
Nº DE TUB. DE INGRESO A LA CAPTACIÓN	1
FECHAS	15/11/2016 ; 20/08/2017 ; 05/05/2018
RESPONSABLES	Juan Vargas Ccahuana Herixs Huyhua Montes

ENSAYO Nº	VOLUMEN (lt)	TIEMPO (seg)	CAUDAL (lt/seg)	CAUDAL PROMEDIO (lt/seg)	CAUDAL DE PRODUCCIÓN DE LA FUENTE PROMEDIO (lt/seg)
1) 15 de noviembre del 2016	1	106,00	0,01	0,01	0,01
	1	102,00	0,01		
	1	112,00	0,01		
	1	108,00	0,01		
	1	106,00	0,01		
2) 21 de agosto del 2017	1	98,00	0,01	0,01	
	1	96,00	0,01		
	1	98,00	0,01		
	1	90,00	0,01		
	1	92,00	0,01		
3) 05 de mayo del 2018	1	68,00	0,01	0,01	
	1	70,00	0,01		
	1	67,00	0,01		
	1	66,00	0,02		
	1	68,00	0,01		
OBSERVACIONES :	EL AFORO SE REALIZA EN TRES TEMPORADAS DE SEQUIA CON 5 ENSAYOS EN CADA AFORO. EL LUGAR TIENE VEGETACION NATURAL Y/O SILVESTRE EL CUAL TIENE MUCHA INFLUENCIA EN LA RECARGA DE LOS MANATES EXISTENTES. QUE ASEGURA LA RECARGA NATURAL POR ELLO SE CONSIDERA. QUE NO TENDRA CAUDALES MINIMOS DE LO PRESENTADO EN LOS TRES TEMPORADAS MINIMAS DE ESTUDIO				

AFORO DE FUENTES DE AGUA COMUNIDAD DE CCOYARAQUI

PROY: "AMP. Y MEJ. INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY."

TIPO DE FUENTE	Manantial de ladera
CONDICION	captacion existente
DENOMINACION	Umancocha
UBICACIÓN	Ccoyaraqui
Lugar	Huchuy Tranquilla
Comunidad	Ccoyaraqui
Distrito	CAICAY
Provincia	PAUCARTAMBO
Departamento	CUSCO
COORDENADAS	
Norte	8496375,929
Este	210515,05
ALTITUD	3599,17
METODO DE AFORO	Volumétrico
Nº DE TUB. DE INGRESO A LA CAPTACIÓN	1
FECHAS	15/11/2016 ; 20/08/2017
	; 05/05/2018
RESPONSABLES	Juan Vargas Ccahuana
	Herixs Huyhua Montes

ENSAYO Nº	VOLUMEN (lt)	TIEMPO (seg)	CAUDAL (lt/seg)	CAUDAL PROMEDIO (lt/seg)	CAUDAL DE PRODUCCIÓN DE LA FUENTE PROMEDIO (lt/seg)
1) 15 de noviembre del 2016	1	12,12	0,08	0,08	0,11
	1	12,08	0,08		
	1	12,00	0,08		
	1	12,58	0,08		
	1	12,26	0,08		
2) 21 de agosto del 2017	1	9,10	0,11	0,11	
	1	9,08	0,11		
	1	9,00	0,11		
	1	8,58	0,12		
	1	8,26	0,12		
3) 05 de mayo del 2018	1	7,12	0,14	0,15	
	1	7,00	0,14		
	1	6,89	0,15		
	1	6,84	0,15		
	1	6,56	0,15		
OBSERVACIONES :	EL AFORO SE REALIZA EN TRES TEMPORADAS DE SEQUIA CON 5 ENSAYOS EN CADA AFORO. EL LUGAR TIENE VEGETACION NATURAL Y/O SILVESTRE EL CUAL TIENE MUCHA INFLUENCIA EN LA RECARGA DE LOS MANATES EXISTENTES. QUE ASEGURA LA RECARGA NATURAL POR ELLO SE CONSIDERA. QUE NO TENDRA CAUDALES MINIMOS DE LO PRESENTADO EN LOS TRES TEMPORADAS MINIMAS DE ESTUDIO				

AFORO DE FUENTES DE AGUA COMUNIDAD DE CCOYARAQUI

PROY: "AMP. Y MEJ. INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY- PAUCARTAMBO- REGION CUSCO."

FECHAS	15/11/2016 ; 20/08/2017
	; 05/05/2018
RESPONSABLES	**Juan Vargas Ccahuana**
	Herixs Huyhua Montes

FUENTE	UBICACIÓN			CAUDAL (lt/seg)
	NORTE	ESTE	ALTITUD (msnm)	
Captación Nº 1	8498166,00	211503,00	4376,53	0,02
Captación Nº 2	8498151,54	211530,20	4377,28	0,02
Captación Nº 3	8497965,452	211518,20	4278	0,23
Captación Nº 4	8497399	211498,00	4111,52	0,12
Captación Nº 5	8497384,145	211595,02	4090,15	0,02
Captación Nº 6	8497399	211498,00	4109,25	0,01
Captación Nº 7	8496375,929	210515,05	3599,17	0,11
TOTAL				**0,53**

3.2.3 Calidad del agua

Para la determinación de la calidad de agua se realiza un análisis físico-químico y bacteriológico; y se considera apta para el consumo humano cuando satisfaga ciertas características y cumpla con los parámetros establecidos por la O.M.S.

La calidad del agua está relacionada directamente con la salud de las personas que la consumen, es por eso que se debe tener estrictos controles en el agua que se va a distribuir mediante un sistema de abastecimiento y que ésta cumpla con ciertos parámetros que diferentes normas establecen. Para realizar este tipo de controles se deben realizar exámenes de calidad de agua que consiste en una determinación de los organismos y de los compuestos minerales y orgánicos contenidos en el agua. Fuente: (Universidad de Cuenca facultad de ingenieria civil - escuela de ingenieria civil)

3.2.3.1 Características físicas del agua

Dilución a la cual el olor o sabor es apenas detectable, este valor se expresa como número detectable (ND) de olor o de sabor.

- Temperatura

La temperatura es una propiedad importante cuando se tienen que realizar varios procesos de tratamiento y análisis de laboratorio, puesto que varios procesos que se dan en el agua dependen o se relacionan directamente con la temperatura.

Si se toma la temperatura en el sitio de muestreo se obtiene buenos resultados. Generalmente el agua en condiciones relativamente frías es de agrado para el consumo humano.

-Turbidez

La turbidez o turbiedad es una propiedad del agua o un efecto óptico de la misma el cual es causado por una dispersión o interferencia de los rayos luminosos que atraviesan la muestra analizada de agua. Dicho de otra forma, es una propiedad del agua que hace que los rayos luminosos sean transmitidos o no. La turbiedad puede ser causada por variedades de materiales suspendidos como arcillas, sustancias inorgánicas y orgánicas de diferente tamaño y composición.

-Sólidos

Se debe hacer una clasificación de toda la materia, excepto el agua contenida en los materiales líquidos, a esta materia se le clasifica como materia sólida.

Los sólidos pueden ser clasificados en varios grupos, los cuales son:

Sólidos Totales: La materia que permanece como residuo después de evaporación y secado a 103°C se le define como sólido. Los sólidos totales comprenden el material disuelto y no disuelto. Para su determinación se utiliza un recipiente pesado con anterioridad preferentemente de platino, sobre un baño de María para evaporar la muestra. Después se seca a 103°C. El incremento de peso en el recipiente representará el contenido de sólidos totales.

Sólidos Disueltos (o residuo filtrable): Son determinados directamente por diferencia entre los sólidos totales y los sólidos suspendidos.

Sólidos Suspendidos (residuo no filtrable o material no disuelto): Son determinados por filtración a través de un filtro.

Sólidos Volátiles y sólidos fijos: Generalmente este tipo de sólidos se realiza en aguas residuales y lodos con el fin de obtener la medida de la cantidad orgánica presente.

Sólidos Sedimentables: Se clasifica como sólido sedimentable a los sólidos que se encuentran en suspensión que se sedimentarán, en condiciones tranquilas, por acción de la gravedad. La determinación se hace llenando un cono Imhoff de un litro de volumen y registrando el volumen de material sedimentado en el cono, al cabo de una hora.

En agua potable, la determinación de los sólidos totales es a la que se da mayor interés ya que la cantidad de sólidos suspendidos es muy pequeña.

-Conductividad

La conductividad del agua es una propiedad de la misma que se refiere a la habilidad para transportar una corriente eléctrica, siendo ésta una expresión numérica que depende de la concentración total de sustancias disueltas ionizadas en el agua y de la temperatura a la que se haga la determinación. Fuente: (Universidad de Cuenca facultad de ingenieria civil - escuela de ingenieria civil)

3.2.3.2 Calidad química del agua

El agua apta para el consumo humano; desde el punto de vista químico no debe exceder de ciertos valores límites establecidos por las normas, de esta forma se restringirá la cantidad de sales disueltas y minerales existentes en el agua.

-Alcalinidad

La alcalinidad del agua es una propiedad de la misma que se refiere a la capacidad para neutralizar ácidos. La determinación de la alcalinidad total y de todas las formas de alcalinidad es muy importante en diferentes procesos de coagulación química, ablandamiento, control de corrosión, etc.

La alcalinidad se debe generalmente a la presencia de bicarbonatos, carbonatos o hidróxidos. La alcalinidad del agua se determina por titulación con ácido sulfúrico 0,02 N y se expresa como mg/L de carbonato de calcio.

-Dureza

Se consideran como aguas duras a aquellas que requieren grandes cantidades de jabón para generar espuma. En términos de dureza, las aguas pueden clasificarse de la siguiente manera (tabla 3):

Tabla 3 Términos de la dureza

0-75 mg/L	Blanda
75-150 mg/L	Dura Moderadamente
150-300 mg/L	Dura
> **300** mg/L	Muy Dura

La dureza es causada por iones metálicos divalentes, capaces de reaccionar con el jabón para formar precipitados y con ciertos aniones presentes en el agua para formar incrustaciones.

-Grupo del Nitrógeno

Nitrógeno de nitritos: El nitrógeno de nitritos aparece generalmente en concentraciones muy pequeñas. La presencia en aguas superficiales y subterráneas indica, por lo regular, procesos activos biológicos en el agua, ya que es fácil y rápidamente convertido en nitrato.

Nitrógeno de nitrato: El nitrato presenta una fase altamente oxidada en el ciclo del nitrógeno. En cantidades excesivas contribuye a varias enfermedades infantiles como la metahemoglobinemia.

-Grupo del azufre

Sulfatos: El ion sulfato es muy común en aguas naturales y pueden presentarse en diferentes grados de concentración. Los sulfatos de sodio y potasio generalmente tienen un efecto purgante, especialmente entre los niños, por esta razón se recomiendan concentraciones máximas para agua potable de 250 mg/L de sulfatos.

Sulfuros: Los sulfuros son compuestos de azufre con un número de oxidación -2. Los sulfuros se encuentran comúnmente en aguas residuales domésticas e industriales en forma disuelta o suspendida. Los sulfuros también se presentan en aguas superficiales y subterráneas como resultado de la descomposición biológica anaeróbica de la materia orgánica.

Sulfitos: Los sulfitos son los compuestos de azufre con número de oxidación +4. Generalmente en aguas naturales no se encuentran sulfitos, pues las aguas que contienen sulfitos, al ser descargadas, reaccionan con el oxígeno para formar sulfatos.

-Cloruros

Los cloruros se presentan en las aguas naturales en diferentes concentraciones muy variadas. Generalmente los cloruros se mezclan con las aguas naturales en gran parte por el poder disolvente del agua que entra en contacto con la capa vegetal y de formaciones profundas.

Los excrementos humanos, principalmente la orina, contienen cloruros en una cantidad casi igual a la de los cloruros consumidos con los alimentos y el agua.

-Fluoruros

Los fluoruros deben ser considerados de dos perspectivas diferentes, la primera sería en el caso de que los fluoruros se encuentren en grandes cantidades, ahí la importancia de un diseño y operación de unidades de tratamiento que se utilicen para la remoción de los mismos; la segunda en cambio sería en el caso de añadir fluoruros para que se encuentren en dosis recomendadas. Entonces es importante determinar la concentración de flúor con el objetivo de adicionarlo o removerlo según sea el caso. El organismo asimila los fluoruros de la misma manera que cualquier nutriente, es decir los fluoruros son absorbidos por el organismo y este a su vez los distribuye por la sangre hacia todos los órganos. Clínicamente ha sido comprobada la importancia de los fluoruros en la prevención de caries.

-Hierro y Manganeso

Las aguas que contienen estos compuestos se vuelven turbias e inaceptables estéticamente por acción del oxígeno, así como por la oxidación del hierro y el manganeso solubles. Generalmente en aguas superficiales las concentraciones de hierro son bajas no obstante las aguas subterráneas pueden contener una alta concentración de hierro.

El hierro y el manganeso interfieren en operaciones de lavado, causan incrustaciones en las tuberías y pueden crear dificultades en sistemas al soportar crecimientos de bacterias del hierro. Un aspecto importante de estos compuestos es que requieren de una demanda alta de cloro.

En bajas concentraciones el hierro y el manganeso producen sabores metálicos al agua.

-Fósforo

El fósforo es un elemento esencial en el crecimiento de plantas y animales, sin embargo, un exceso de fósforo puede provocar un desarrollo exorbitado de plantas el mismo que puede causar condiciones inadecuadas para ciertos usos del agua.

-Oxígeno Disuelto

El Oxígeno Disuelto (OD) es un factor muy importante en la determinación de las condiciones aeróbicas o anaeróbicas en un medio particular. El OD se presenta en cantidades variables y bajas en el agua, depende estrictamente de la presencia del material orgánico.

-Sodio

La mayor parte de las sales de sodio son muy solubles en el agua por lo que es común encontrar agua con sodio. Para el consumo humano no se limita ninguna concentración de sodio, sin embargo, personas con enfermedades cardiacas, renales y circulatorias requieren dietas bajas en sodio.

-Potasio

El potasio es un elemento que reacciona fácilmente con el oxígeno y el agua. Las características de este compuesto son semejantes a las del sodio, pero el potasio es más costoso que el sodio y por eso su uso no es tan frecuente.

-Corrosividad

En sistemas de abastecimiento es de vital importancia suministrar agua no corrosiva, ya que ésta puede limitar y afectar de manera negativa la vida útil de las tuberías de conducción y de distribución e introducir al agua varios metales.

Los factores que influyen en la corrosividad son:

- Valores de PH bajos
- Oxígeno disuelto alto
- Cloro residual libre alto
- Alcalinidad baja
- Concentración de sólidos disueltos alta
- Dureza por calcio baja
- Temperatura alta

Fuente: (Universidad de Cuenca facultad de ingenieria civil - escuela de ingenieria civil)

3.2.3.3 Calidad bacteriológica del agua

El agua es un excelente medio para permitir el desarrollo de diferentes microorganismos. Muchas de las bacterias provienen del contacto con el aire, el suelo, animales o plantas vivas o en descomposición, fuentes minerales y materia fecal.

Generalmente las enfermedades y en algunos casos las epidemias se han dado por la trasmisión de organismos patógenos a través del agua.

El análisis bacteriológico del agua es muy importante puesto que al hacerlo continuamente se pueden prevenir varias enfermedades y epidemias, sin embargo, los exámenes bacteriológicos que se realizan en los sistemas de abastecimiento buscan determinar principalmente la contaminación fecal.

El examen bacteriológico del agua se puede realizar de dos maneras: estimando el número de bacterias de acuerdo con el conteo total en placa y la determinación, más significativa, de la presencia o ausencia de miembros del grupo coliforme.

Fuente: (Universidad de Cuenca facultad de ingenieria civil - escuela de ingenieria civil)

3.2.4 Disposiciones específicas

La norma técnica ambiental utilizada para realizar la comparación de los resultados de los análisis físicos, químicos y bacteriológicos; es dictada bajo el amparo de la Ley de Gestión Ambiental y del Reglamento a la Ley de Gestión Ambiental para la Prevención y Control de la Contaminación Ambiental, entonces esta norma rige en todo el territorio nacional.

La norma técnica establece varios parámetros, pero, los criterios que utilizaremos como referencia para la comparación de resultados son los criterios de calidad de las aguas para sus distintos usos. Se utiliza esta norma con el fin de obtener resultados que garanticen la calidad del agua y que la misma no presente riesgos para la salud de las personas que la consumen. La norma a la cual haremos referencia está relacionada con los límites máximos permisibles para aguas de consumo humano y uso doméstico, que únicamente requieran de tratamiento Entonces en el caso del agua potable del sistema de abastecimiento de las comunidades de Ccollotaro y Ccoyaraqui se deberán cumplir los siguientes criterios.

3.2.4.1 Parámetros a considerar en aguas superficiales y profundas

Hemos visto en el punto anterior las características generales de las aguas naturales que pueden servir como fuente de provisión de agua potable y don esos los parámetros que debemos controlar para que sean aceptables como agua potable.

Los parámetros que se deben controlas son físicos, químicos y biológicos, y la intensidad de intervención sobre los mismos dependerá de los valores existentes de origen en el agua natural, para llevarlos a los valores aceptables según las reglamentaciones vigente nacionales o provinciales, o caso contrario se utilizarán las normas de la OMS (Organización Mundial de la Salud). Nuestra intervención para normalizar los parámetros se realiza mediante sistemas de potabilización más o menos complicados con distintos grados de tecnología.

Puede resultar que la complejidad tecnológica necesaria para regularizar algunos parámetros sea cara o no esté disponible en el país.

También los parámetros a modificar o regularizar pueden estar muy desviados, por lo que lamentablemente no se podrá usar esa fuente como provisión de agua potable.

Fuente: (Universidad de Cuenca facultad de ingenieria civil - escuela de ingenieria civil)

3.4.2.2 Normas de calidad y límites permisibles del agua potable

Se establecen parámetros a controlar mediante los análisis y ensayos correspondientes y también los Límites Obligatorios y Límites Recomendados, para cada uno de ellos. Se denomina Límite Obligatorio a aquel que no debe superarse en ningún momento y de ser así se deberá desechar la fuente de provisión, en cambio el Límite Recomendado, es al que deben acercarse los operadores de provisión de agua potable en un tiempo razonable y al que deben comprometerse de mantener. A continuación, se brindan una serie de tablas con los distintos parámetros que deben tenerse en cuenta para establecer

la calidad de agua potable.

a) Límites recomendados: Los operadores deben programar alcanzar estos límites en condiciones normales de operación en una fecha que se establezca en las normas aplicables.

b) La definición de frecuencias y métodos de muestreo para verificar el cumplimiento de los límites deberá figurar en las normas aplicables

3.2.4.1 NORMAS DE LA ORGANIZACIÓN MUNDIAL DE LA SALUD

En siguiente proyecto mencionaremos la **Directrices para la verificación de control de calidad de agua, características físicas, calidad química, calidad bacteriológica:** para el consumo del agua se tiene medidas para el control y reducción puesto que se entiende un consumo para toda la vida para los seres vivos de este proyecto.

Características físicas, químicas y bacteriológicas de las aguas naturales y potables

El agua contiene diversas substancias químicas y biológicas disueltas o suspendidas en ella. Desde el momento que se condensa en forma de lluvia, el agua disuelve los componentes químicos de sus alrededores, corre sobre la superficie del suelo y se filtra a través del mismo. Además, el agua contiene organismos vivos que reaccionan con sus elementos físicos y químicos. Por estas razones suele ser necesario tratarla para hacerla adecuada para su uso como provisión a la población. El agua que contiene ciertas substancias químicas u organismos microscópicos puede ser perjudicial para ciertos procesos industriales, y al mismo tiempo perfectamente idóneo para otros. Los microorganismos causantes de enfermedades que se transmiten por el agua la hacen peligrosa para el consumo humano. Las aguas subterráneas de áreas con piedra caliza pueden tener un alto contenido de bicarbonatos de calcio (dureza) y requieren procesos de ablandamiento previo a su uso.

De acuerdo al uso que se le dará al agua, son los requisitos de calidad de la misma. Por lo común la calidad se juzga como el grado en el cual se ajusta a los estándares físicos, químicos y biológicos fijados por normas nacionales e internacionales. Es importante conocer los requisitos de calidad para casa uso a fin de determinar si se requiere tratamiento y qué procesos se deben aplicar para alcanzar la calidad deseada. Los estándares de calidad también se usan para vigilar los procesos de tratamiento y corregirlos de ser necesario.

El agua se evaluará en cuanto a su calidad ensayando sus propiedades físicas, químicas y microbiológicas. Es necesario que los ensayos que evalúan dichos parámetros de calidad, deben tener aceptación universal a fin de que sean posibles las comparaciones con los estándares de calidad.

En la tabla 3.1 se presenta una lista de parámetros y límites permitidos en la OMS (Organización Mundial de la Salud). Las substancias químicas que se enumeran bajo el título de estéticas, se han limitado, porque causan sabores, olores o colores indeseables y a menos que se encuentren en gran exceso, no causan inconvenientes en la salud. De las

características que se enumeran bajo la categoría salud se sabe que afecta de forma importante a los humanos, el hecho de que se excedan los límites especificados es razón suficiente para rechazar el consumo del agua. Fuente: (organizacion mundial de la salud, OMS)

3.2.4.1.1 características físicas (OMS) directrices para la verificación.

En la provisión de agua se debe tener especial cuidado con los sabores, olores, colores y la turbidez del agua que se brinda, en parte porque dan mal sabor, pero también a causa de su uso en la elaboración de bebidas, preparación de alimentos y fabricación de textiles.

Los sabores y olores se deben a la presencia de substancias químicas volátiles y a la materia orgánica en descomposición. Las mediciones de los mismos se hacen con base en la dilución necesaria para reducirlos a un nivel apenas detectable por observación humana.

El color del agua se debe a la presencia de minerales como hierro y manganeso, materia orgánica y residuos coloridos de las industrias. El color en el agua doméstica puede manchar los accesorios sanitarios y opacar la ropa. Las pruebas se llevan a cabo por comparación con un conjunto estándar de concentraciones de una sustancia química que produce un color similar al que presenta el agua.

La turbidez además de que es objetable desde el punto de vista estético, puede contener agentes patógenos adheridos a las partículas en suspensión. El agua con suficientes partículas de arcilla en suspensión (10 unidades de turbidez), se aprecia a simple vista. Las fuentes de agua superficial varían desde 10 hasta 1.000 unidades de turbidez, y los ríos muy opacos pueden llegar a 10.000 unidades. Las mediciones de turbidez se basan en las propiedades ópticas de la suspensión que causan que la luz se disperse o se absorba. Los resultados se comparan luego con los que se obtienen de una suspensión estándar. Fuente: (organizacion mundial de la salud, OMS)

3.2.4.2 Calidad química del agua (OMS) directrices para la verificación.

Los múltiples compuestos químicos disueltos en el agua pueden ser de origen natural o industrial y serán benéficos o dañinos de acuerdo a su composición y concentración. Por ejemplo, el hierro y el manganeso en pequeñas cantidades no solo causan color, también se oxidan para formar depósitos de hidróxido férrico y óxido de manganeso dentro de las tuberías de agua. Las aguas duras son aquellas que requieren cantidades considerables de jabón para producir espuma y también forma incrustaciones en tuberías de agua caliente y

calderas. La dureza del agua se expresa en miligramos equivalentes de carbonato de calcio por litro. Recordemos que el agua químicamente pura es la combinación de oxígeno e hidrógeno y puede obtenerse en laboratorios por el fenómeno de electrólisis y en la naturaleza durante las tormentas eléctricas. Veremos ahora los elementos químicos que se encuentran en el agua natural y que producen alcalinidad, dureza y salinidad y se divide en cuatro grupos:

Las substancias que producen acidez al agua, pueden provenir de volcamientos, pero también son frecuentes en el tratamiento de aguas y son:

- Ácido Sulfúrico – H_2SO_4
- Sulfato Ferroso – $FeSO_4$
- Sulfato de Aluminio – $Al_2(SO_4)_2$

Las aguas pueden contener además otras substancias que generan molestias o trastornos al organismo, dichas substancias son:

- **Fenol**: en las fuentes de abastecimiento de agua solo se lo encuentra como proveniente de residuos industriales vertidos al agua. Una pequeña concentración en presencia de cloro produce un gusto muy desagradable
- **Arsénico**: suele encontrarse en pequeñas cantidades salvo alguna excepción y se aumenta cuando existen vertidos de residuos industriales o por arrastre con aguas de lluvia del arseniato de plomo que se usa en desinfección de árboles frutales.
- **Selenio**: Normalmente se presencia no es significativa en los servicios de agua superficiales, pero suele encontrarse con mayor frecuencia en los abastecimientos de aguas subterráneas, y depende naturalmente de la composición del suelo de donde se extrae el agua.
- **Cromo hexavalente**: No está presente en las aguas naturales, se agrega como consecuencia de los vertidos industriales y en dosis importantes puede irritar las mucosas del sistema digestivo
- **Plomo**: Prácticamente no existe en las aguas naturales superficiales, pudiendo detectarse su presencia en aguas subterráneas que proceden de suelos que contengan el mineral galeno. Su presencia en aguas superficiales generalmente proviene es consecuencia de vertidos industriales. El aumento de sales de plomo en el agua puede producir envenenamiento crónico o agudo.

- **Hierro**: No produce trastornos en la salud en las proporciones en que se lo encuentra en las aguas naturales. Mayores concentraciones originan coloración rojiza en el agua y mancha la ropa blanca. También puede provenir de residuos industriales en forma de sales ferrosas y férricas.
- **Manganeso**: De forma similar al hierro no es problema para la salud. En combinación con el plomo puede colorear la ropa blanca. En las plantas de agua potable y en especial en los filtros de agua y conductos de distribución favorece el desarrollo de ciertos microorganismos.
- **Flúor**: Procede de cenizas y rocas de formación ígnea. Se demostró que en concentraciones excesivas produce fluorosis, sin embargo, en pequeñas cantidades favorece y fortalece la dentición de los niños hasta los 9 años, la dosis que produce ese efecto benéfico está entre los 1,5 y 6 ppm, los efectos tóxicos ocurren con grandes concentraciones. Una dosis de 230 mg es muy tóxica y es mortal en los 4.000 mg por litro.
- **Cobre**: En forma natural solo se encuentran indicios de la presencia del cobre y en el agua potable puede existir debido a la corrosión de las cañerías o accesorios de cobre o bronce, también el sulfato de cobre ($CuSO4$) que se aplica para controlas las algas en las plantas de potabilización. La presencia de cobre en aguas naturales no acarrea problemas de salud y en las concentraciones que pueden ser tóxicas, adquiere un sabor muy desagradable que la hacen imbebible.
- **Zinc**: De forma similar al cobre solo hay indicios en las aguas naturales. En el agua potable proviene de la corrosión de las tuberías de hierro galvanizado o bronce. El exceso produce rechazo por el sabor desagradable.
- **Magnesio**: Es uno de los minerales que junto con el calcio produce la dureza del agua. En cantidades importantes puede producir efectos laxantes.
- **Cloruro**: En el agua potable, su presencia se debe al agregado de cloro en las plantas potabilizadoras como desinfectante. En altas concentraciones y en combinación con otras sales producen sabores desagradables.
- **Sulfatos**: El radical sulfato tiene importancia cuando va asociado a aguas muy mineralizadas ya que produce un efecto laxante.
- **Calcio**: Junto con el magnesio son los principales causantes de la dureza. Representa más un problema económico por las incrustaciones en cañerías, que un problema de salud.

• **Yodo**: El agua natural contiene cantidades insignificantes. Su ausencia tiene significación en la enfermedad llamada bocio. Se estima que normalmente se deben ingerir 0,05 a 0,10 mg de yodo por día.

• **Nitratos**: Se ha comprobado que altas concentraciones de nitratos en el agua produce cianosis o metahemoglobinemia, que afecta especialmente a los niños menores de 6 años. Las concentraciones altas de nitratos generalmente se encuentran en el agua en zonas rurales por la descomposición de la materia orgánica y los fertilizantes utilizados.

La evaluación de la idoneidad de la calidad química del agua de consumo se basa en la comparación de los resultados de los análisis con los valores de referencia. En el caso de los aditivos (sustancias procedentes en su mayoría de los materiales y productos químicos utilizados en la producción y distribución del agua de consumo), la atención se centra en el control directo de la calidad de estos productos. sin embargo, algunos pueden producir efectos peligrosos tras múltiples exposiciones en un periodo corto. Si la concentración del producto químico en cuestión sufre grandes fluctuaciones, es posible que incluso una serie de resultados analíticos no permita determinar ni describir completamente el riesgo que supone para la salud pública (por ejemplo, los nitratos, que se asocian con la metahemoglobinemia en lactantes alimentados con biberón). Para controlar estos peligros, es preciso conocer los factores causantes como el uso de fertilizantes en la agricultura y la evolución de las concentraciones detectadas, ya que pueden indicar un posible problema importante en el futuro. Otros peligros pueden surgir de forma intermitente, generalmente asociados a las actividades o circunstancias estacionales. Un ejemplo es la aparición de floraciones de cianobacterias tóxicas en aguas superficiales.

Un valor de referencia es la concentración de un componente que no ocasiona un riesgo para la salud superior al tolerable cuando se consume durante toda una vida. Los valores de referencia de algunos contaminantes químicos (por ejemplo, el plomo y el nitrato) se fijan de modo que protejan a subgrupos de población vulnerables. Estos valores protegen también a la población general que consume el agua durante toda la vida.

Es importante que los valores de referencia recomendados sean tales que su aplicación sea práctica y factible, así como que proteja la salud pública. No suelen establecerse valores de referencia en concentraciones inferiores a los límites de detección alcanzables en las

condiciones operativas rutinarias de laboratorio. Además, al establecer los valores de referencia se tienen en cuenta las técnicas disponibles para controlar, eliminar o reducir la concentración del contaminante hasta el nivel deseado. Por lo tanto, en algunos casos se han fijado valores de referencia provisionales para contaminantes de los que se dispone de información sujeta a cierta incertidumbre o cuando no es posible, en la práctica, reducir la concentración hasta los niveles de referencia calculados. Fuente : (organizacion mundial de la salud, OMS)

3.2.4.2 características microbiológica del agua (OMS) directrices para la verificación.

Las aguas poseen en su constitución una gran variedad de elementos biológicos desde los microorganismos hasta los peces. El origen de los microorganismos puede ser natural, es decir constituyen su hábitat natural, pero también provenir de contaminación por vertidos cloacales y/o industriales, como también por arrastre de los existentes en el suelo por acción de la lluvia. La calidad y cantidad de microorganismos va acompañando las características físicas y químicas del agua, ya que cuando el agua tiene temperaturas templadas y materia orgánica disponible, la población crece y se diversifica. De la misma manera los crustáceos se incrementas y por lo tanto los peces de idéntica manera.

La biodiversidad de un agua natural indica la poca probabilidad de que la misma se encuentre contaminada. Sin embargo, para que el agua se destinada a la provisión de agua potable, debe ser tratada para eliminar los elementos biológicos que contiene.

De toda la población biológica de las aguas naturales vamos a indicar aquellas que tienen significación en la Ingeniería Sanitaria y en especial a la potabilización de aguas.

Del reino vegetal, los microorganismos más importantes desde el punto de vista de la Ingeniería Sanitaria son las algas y bacterias, aunque la presencia de hongos, mohos y levaduras es un índice de la existencia de materia orgánica en descomposición.

- Algas: las algas contienen fundamentalmente clorofila necesaria para las actividades fotosintéticas y por lo tanto necesitan la luz solar para vivir y reproducirse. La mayor concentración se da en los lagos, lagunas, embalses, remansos de agua y con menor abundancia en las corrientes de agua superficiales. Las algas a menudo tienen pigmentos de colores que nos permite agruparlas en familias:

• Clorofíceas: como su nombre lo indica son de color verde. Algunas de ellas son de los géneros Eudorina, Pandorina y Volvox. Existen especies unicelulares y multicelulares y en grandes concentraciones, algunas de ellas generan olores ícticos (de pescado o pasto) al agua y toma una coloración verdosa.

• Cianofíceas: también son mono o multicelulares, son las algas azul verdosas. Algunas de ellas comunican al agua olores muy desagradables y suelen desarrollarse con tal abundancia que cubre los embalses con una nata, siendo la más característica de ella el género Anabaena.

• Bacilorofíceas o diatomeas: generalmente se presentan como monocelulares, son de color amarillo verdoso y a menudo dan olores aromáticos o ícticos. Son típicos los géneros Asterionella, Navículo, Sybedra y Fragilaria.

Bacterias: las llamadas bacterias son de los géneros Sphaerotilus y Crenothrix, relacionadas con el hierro y el manganeso del agua y del género Beggiatoa del grupo de las bacterias sulfurosas. Las bacterias que se pueden encontrar en el agua son de géneros muy numerosos, pero veremos aquí las que son patógenas para el hombre, las bacterias coliformes y los estreptococos que se utilizan como índice de contaminación fecal. Recordemos que según necesiten o no oxígeno libre para vivir se las llama aerobias o anaerobias, existe un tercer tipo que se desarrolla mejor en presencia de oxígeno, pero pueden vivir en medios desprovistos del mismo y se las denomina anaerobias facultativas.

• Bacterias propias del agua: son frecuentes las de género Pseudomonas, Serratia, Flavobacterium y Achromobacterium, en general dan coloración al agua con, por ejemplo, rojo, amarillo anaranjado, violeta, etc.

• Bacterias del suelo: son arrastradas por el agua de lluvia a los cursos superficiales en gran mayoría son aerobias, pertenecientes al género Bacilus y otras que tienen un papel preponderante en la oxidación de materia orgánica y sales minerales.

• Bacterias intestinales: los organismos más comunes que se encuentran en el tracto intestinal son de los géneros Clostridium, Estreptococos, Salmonella, Espirilos, Bacteriófagos, Coliformes, Shigelia y también merecen citarse las Vibrio cholerae y la Leptospira.

Hongos, mohos y levaduras: Pertenecen al grupo de bacterias, pero no contienen clorofila y en general son incoloras. Todos estos organismos son heterótrofos y en consecuencia

dependen de la materia orgánica para su nutrición. Del reino animal nos encontramos los siguientes, que tienen importancia significativa:

Protozoarios: de todos los que pueden encontrase en el agua, el más importante por su toxicidad es la Endamoeba histolytica que produce la disentería amibiana.

Moluscos: son importantes el género de caracoles ya que son huéspedes intermedios de los gusanos de la clase Trematoda del grupo Platelmintos.

Artrópodos: los que son importante son las clases Crustácea, Insecta y Arácnida y desde el punto de vista sanitario el crustáceo del agua Cyclops que es vector del hunazo Nematelminto.

Platelmintos: el más importante es el Equinocuccus granulosus que produce la enfermedad llamada hidatidosis.

Helmintos: se incluyen los anélidos y los traquelmitos que comprenden los rotíferos y los Nematelmintos entre los cuales hay varias especies patógenas para el hombre: Dracunculus mendinensis, Ascaris lumbricoides, Trichuris trichiura, Enterovius vermicularis, Necator americanus y Ancylostona duodenale. Por último, un gran número de animales o vegetales microscópicos que flotan libremente en el agua y reciben el nombre genérico de plancton, el cual tiene importancia para juzgar la calidad sanitaria del agua

3.2.4.2 Ley de recursos hídricos

Las aguas superficiales provenientes de las quebradas y son utilizadas para consumo humano de la población de la Comunidades Campesinas de Ccoyaraqui y Ccollotaro

Los recursos hídricos abastecen a 180 habitantes de la comunidad Ccoyaraqui y 420 habitantes de la comunidad Ccollotaro, y se encuentran constituidas como una organización comunal denominado Junta Administradora de Servicios de Saneamiento. (JASS)

Los recursos hídricos inscritos a marco de ley, Debidamente autorizados por la autoridad nacional de agua, para el uso racional y uso exclusivo para el consumo humano para el caso de este proyecto, teniendo la ley N° 30640 en los siguientes mencionaremos artículos se menciona lo siguiente en protección – conservación, y obligaciones frente al recurso hídrico. Fuente: (ley de recursos hidricos, ley N° 30640)

Ley N° 30640

Ley que modifica la Ley 29338, Ley de Recursos Hídricos, mediante el establecimiento de los criterios técnicos para la identificación y delimitación de las cabeceras de cuenca. La

presente ley tiene por objetivo regular la conservación y protección de las cabeceras de cuenca, incorporando en el artículo 75 de la ley 29338, ley de recursos hídricos, el establecimiento de los criterios técnicos para la identificación y delimitación de las cabeceras de cuenca, a fin de evaluar la implementación de medidas especiales para su protección y conservación según su vulnerabilidad. Fuente: (ley de recursos hidricos, ley N° 30640)

Artículo 1°, Objeto y ámbito de aplicación

1.1 El Reglamento tiene por objeto regular el uso y gestión de los recursos hídricos que comprenden al agua continental: superficial y subterránea, y los bienes asociados a esta; asimismo, la actuación del Estado y los particulares en dicha gestión, todo ello con arreglo a las disposiciones contenidas en la Ley de Recursos Hídricos, Ley N° 29338.

1.2 Cuando se haga referencia a "la Ley" se entiende que se trata de la Ley de Recursos Hídricos, Ley N° 29338, y cuando se haga referencia a "el Reglamento" se refiere a este Reglamento.

1.3 El Reglamento es de aplicación a todas las entidades del sector público nacional, regional y local que ejercen competencias, atribuciones y funciones respecto a la gestión y administración de recursos hídricos continentales superficiales y subterráneos; y, a toda persona natural o jurídica de derecho privado, que interviene en dicha gestión.

1.4 Asimismo, es de aplicación, en lo que corresponda, para aquellas entidades con competencias sobre el agua marítima y el agua atmosférica, las que se rigen por su legislación especial siempre que no se oponga a las disposiciones de la Ley. Fuente: (ley de recursos hidricos, ley N° 30640)

Artículo 2º.- Dominio de las aguas

2.1 El agua es un recurso natural renovable, vulnerable, indispensable para la vida, insumo fundamental para las actividades humanas, estratégica para el desarrollo sostenible del país, el mantenimiento de los sistemas y ciclos naturales que la sustentan y la seguridad de la Nación.

2.2 El agua es patrimonio de la Nación y su dominio es inalienable e imprescriptible. No hay propiedad privada sobre el agua, sólo se otorga en uso a personas naturales o jurídicas.

2.3 El uso del agua se otorga y ejerce en armonía con la protección ambiental y el interés de la Nación. Fuente: (ley de recursos hidricos, ley N° 30640)

Artículo 3º.- Fuentes naturales de agua y los bienes naturales asociados al agua

3.1 Las fuentes naturales de agua y los bienes naturales asociados al agua, son bienes de dominio público hidráulico, en tal sentido no pueden ser transferidas bajo ninguna modalidad, ni tampoco se pueden adquirir derechos sobre ellos. Toda obra o actividad que se desarrolle en dichas fuentes debe ser previamente autorizada por la Autoridad Nacional del Agua.

3.2 Los bienes de dominio público hidráulico, son aquellos considerados como estratégicos para la administración pública del agua. Fuente: (ley de recursos hidricos, ley N° 30640)

Artículo 4º.- Administración de los recursos hídricos

4.1 La administración del agua y de sus bienes asociados la ejerce de manera exclusiva la Autoridad Nacional del Agua. Los gobiernos regionales y locales participan a través de los Consejos de Recursos Hídricos de Cuenca y de conformidad con sus respectivas leyes orgánicas. Asimismo, participan los usuarios organizados en la forma que señala la Ley y el Reglamento.

4.2 La Administración del Agua comprende el ejercicio de las competencias atribuidas por la Ley y el Reglamento a la Autoridad Nacional del Agua para la gestión de recursos hídricos en sus fuentes naturales y bienes asociados. Fuente: (ley de recursos hidricos, ley N° 30640)

Artículo 5º.- Interés público e interés de la Nación

5.1 Para efectos de la Ley entiéndase por interés público, aquel que corresponde a un grupo mayoritario, sin determinar a un grupo social o una circunscripción territorial en particular. El interés público prevalece sobre los intereses individuales que se le opongan o lo afecten.

5.2 El interés de la nación o nacional es aquel interés público que beneficia al Estado y prevalece sobre cualquier otro. Fuente: (ley de recursos hidricos, ley N° 30640)

Artículo 6º.- Gestión integrada de recursos hídricos

La gestión integrada de los recursos hídricos es un proceso que promueve, en el ámbito de la cuenca hidrográfica, el manejo y desarrollo coordinado del uso y aprovechamiento multisectorial del agua con los recursos naturales vinculados a esta, orientado a lograr el desarrollo sostenible del país sin comprometer la sostenibilidad de los ecosistemas. Fuente: (ley de recursos hidricos, ley N° 30640)

DISPOSICIONES GENERALES

Artículo 7º.- Sistema Nacional de Gestión de Recursos Hídricos

El Sistema Nacional de Gestión de Recursos Hídricos es parte del Sistema Nacional de Gestión Ambiental, conformado por el conjunto de instituciones, principios, normas, procedimientos, técnicas e instrumentos mediante los cuales el Estado se organiza para desarrollar y asegurar la gestión integrada, participativa y multisectorial, el aprovechamiento sostenible, la conservación, la protección de la calidad y el incremento de la disponibilidad de los recursos hídricos. Fuente: (ley de recursos hidricos, ley N° 30640)

Artículo 8º.- Finalidad del Sistema Nacional de Gestión de Recursos Hídricos

El Sistema tiene por finalidad lo siguiente:

a. Asegurar la gestión integrada, participativa y multisectorial del agua y de sus bienes asociados, articulando el accionar de las entidades del sector público que ejercen competencias, atribuciones y funciones vinculadas a dicha gestión, así como el accionar de todas las personas naturales y/o jurídicas.

b. Promover el aprovechamiento sostenible, conservación, protección de la calidad e incremento de la disponibilidad del agua y la protección de sus bienes asociados, así como el uso eficiente del agua.

c. Implementar, supervisar y evaluar, a través de la Autoridad Nacional del Agua, el cumplimiento de la Política y Estrategia Nacional de Recursos Hídricos y del Plan Nacional de Recursos Hídricos, en los distintos niveles de gobierno, con la participación de los usuarios del agua organizados, comunidades campesinas, comunidades nativas y entidades operadoras de infraestructura hidráulica sectorial y multisectorial, tomando como unidades de gestión las cuencas hidrográficas del país.

d. Articular las acciones de los integrantes del Sistema Nacional de Gestión de Recursos Hídricos para la gestión integrada de recursos hídricos conforme a la Ley y al Reglamento Fuente: (ley de recursos hidricos, ley N° 30640) .

Artículo 9°. **-** Objetivos del Sistema Nacional de Gestión de Recursos Hídricos

Son objetivos del Sistema Nacional de Gestión de Recursos Hídricos los siguientes:

a. Coordinar y asegurar la gestión integrada, participativa y multisectorial; el aprovechamiento sostenible, el uso eficiente, la conservación, la protección de la calidad y el incremento de la disponibilidad de recursos hídricos, en los ámbitos territoriales de los órganos desconcentrados de la Autoridad Nacional del Agua y en las cuencas hidrográficas.

b. Promover la elaboración de estudios y la ejecución de programas y proyectos de investigación y capacitación en materia de gestión de recursos hídricos, de acuerdo con la Política y Estrategia Nacional de los Recursos Hídricos, el Plan Nacional de los Recursos Hídricos y los planes de gestión de recursos hídricos en la cuenca.

c. Contribuir en la planificación, concertación, regulación y uso sostenible, conservación, preservación y la recuperación del agua y de sus bienes asociados.

d. Promover el establecimiento de una cultura del agua que reconozca el valor ambiental, cultural, económico y social del agua. Fuente: (ley de recursos hidricos, ley N° 30640)

Artículo 10°. - Integrantes del Sistema Nacional de Gestión de Recursos Hídricos
10.1 El Sistema Nacional de Gestión de Recursos Hídricos está integrado por:
a. La Autoridad Nacional del Agua;
b. los Ministerios de Agricultura; del Ambiente; de Vivienda, Construcción y Saneamiento; de Salud; de la Producción; y, de Energía y Minas;
c. los gobiernos regionales y gobiernos locales, a través de sus órganos competentes;
d. las organizaciones de usuarios agrarios;
e. las organizaciones de usuarios no agrarios;
f. las entidades operadoras de los sectores hidráulicos, de carácter sectorial y multisectorial;
g. las comunidades campesinas;
h. las comunidades nativas;
i. las entidades públicas vinculadas con la gestión de los recursos hídricos, y,
j. los proyectos especiales; proyectos especiales hidráulicos e hidroenergéticos regionales, nacionales y binacionales; las autoridades ambientales competentes; las entidades prestadoras de servicios de saneamiento; el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología y la Autoridad Marítima del Perú. Asimismo, todas aquellas entidades del sector público cuyas actividades o acciones estén vinculadas a la gestión de los recursos hídricos.
10.2 Las entidades del sector público y privado que realizan actividades vinculadas con la gestión integrada de los recursos hídricos prestarán el apoyo que sea requeridos por la Autoridad Nacional del Agua para conseguir los fines del Sistema. Fuente: (ley de recursos hidricos, ley N° 30640)

3.2.5 Interpretación de los análisis de laboratorio y parámetros de calidad de agua

Todo el análisis de laboratorio está sustentado con DIGESA, un control periódico de la fuente de agua.

Gobierno Regional CUSCO — RED DE SERVICIOS DE SALUD CUSCO — Dirección Ejecutiva de la Red Cusco Sur

"AÑO DEL DIALOGO Y LA RECONCILIACIÓN NACIONAL"
"CUSCO CAPITAL HISTORICA DEL PERU"

Cusco, 10 de abril de 2019

OFICIO N° 0324 -2019/GRCUSCO/DRSC/RSSCS-DSA-D.E.

Señor:
ALCALDE DE LA MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CAICAY.

Presente.

ASUNTO : RESULTADOS DE ANÁLISIS DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO.

ATENCIÓN : ÁREA TECNICA MUNICIPAL (ATM) y COMITÉS DE JASS.

De mi mayor consideración:

Me dirijo a usted para informarle que, dentro de los **roles, funciones y competencias** del **MINSA (LEY GENERAL DE SALUD N° 26842 – Art. 107) esta, realizar la VIGILANCIA SANITARIA** de los servicios de saneamiento básico; en tal sentido le informamos de los resultados de laboratorio de las muestras de Agua Para Consumo Humano, analizadas en el Laboratorio Referencial de Control de Calidad de Aguas de la DIRESA-CUSCO, las cuales fueron remitidas por el responsable de Saneamiento Ambiental del **P.S. CAICAY**, como parte de las actividades de vigilancia que realiza periódicamente, dichos resultados, deberán ser socializados con el personal del Área Técnica Municipal (ATM) u órgano competente, y Junta administradora de servicios de saneamiento (Comité de JASS); a fin de implementar estrategias que garanticen la adecuada Administración, Operación y Mantenimiento en los sistemas de abastecimiento de agua para consumo humano de su jurisdicción.
Los resultados de las muestras de agua analizadas se encuentran consolidados en los siguientes cuadros:

1. ANÁLISIS BACTERIOLOGICO - MUESTRAS DE RESERVORIO Y PILETAS DOMICILIARIAS.- Corresponden a aquellas que en el momento de la vigilancia registraron el **CLORO RESIDUAL < a 0.5 ppm (AGUA EN RIESGO).**

FECHA DE ANÁLISIS	N° DE INFORME	IPRESS	LOCALIDAD	(SAP)	RESULTADO DEL ANÁLISIS (Cumple con El D.S. 031-2010-SA)	
					CUMPLEN	NO CUMPLEN
18/03/19	324-2019	CAICAY	COYARAQUI	COYARAQUI	—	NO CUMPLEN

2. ANÁLISIS BACTERIOLOGICO - MUESTRAS DE CAPTACIÓN (MANANTES).- Las muestras de aguas de Captación son procesadas una vez al año.

FECHA DE ANÁLISIS	N° DE INFORME	IPRESS	LOCALIDAD	(SAP)
18/02/19	1477-2019	CAICAY	CAICAY	CAICAY
14/03/19	297-2019	CAICAY	COYARAQUI	COYARAQUI

3. ANÁLISIS PARASITOLOGICO - MUESTRAS DE PILETAS DOMICILIARIAS.- Las muestras de aguas son procesadas una vez al año.

FECHA DE ANÁLISIS	N° DE INFORME	IPRESS	LOCALIDAD	(SAP)	RESULTADO DEL ANÁLISIS (Cumple con El D.S. 031-2010-SA)	
					PRESENCIA	AUSENCIA
26/02/19	206-2019	CAICAY	CAICAY	CAICAY	—	AUSENCIA
18/03/19	324-2019	CAICAY	COYARAQUI	COYARAQUI	—	AUSENCIA

Se le hace llegar algunas recomendaciones para ser tomadas en cuenta

PS. Caicay

Gobierno Regional CUSCO — RED DE SERVICIOS DE SALUD CUSCO — Dirección Ejecutiva de la Red Cusco Sur

"AÑO DEL DIALOGO Y LA RECONCILIACION NACIONAL"
"CUSCO CAPITAL HISTORICA DEL PERU"

1. Mejorar las condiciones sanitarias de las estructuras de captación y almacenamiento, dotándoles de tapa sanitaria, cerco perimétrico de protección, según corresponda.
2. Limpieza y desinfección periódica de las estructuras de captación, almacenamiento, tuberías y estructuras menores.
3. Realizar la cloración permanente del sistema de agua potable a fin de garantizar la concentración de cloro residual en los rangos de 0.5 – 1.0 ppm (agua segura) en cualquier punto de la red de distribución.
4. No permitir el pastoreo de ganado vacuno, ovino, porcino en inmediaciones de la fuente de agua, reservorio y demás partes del sistema.
5. Continuar con las acciones de CONTROL Y VIGILANCIA de la Calidad de Agua de Consumo Humano en coordinación con el personal de las IPRESS, lo que fortalecerá las acciones a favor de la **Salud Publica**.

Se adjunta al presente los informes técnicos detallado del análisis del Laboratorio de Aguas.

Hago propicia la ocasión para expresarle a Usted las muestras de mi especial consideración.

Atentamente,

GOBIERNO REGIONAL CUSCO
DIRECCIÓN REGIONAL DE SALUD CUSCO
RED DE SERVICIOS DE SALUD CUSCO-SUR

M.C. Jorge A. Quispe Huaman
DIRECTOR EJECUTIVO
C.M.P. 55316

GOBIERNO REGIONAL CUSCO — SALUD AMBIENTAL — RED DE SERVICIOS DE SALUD CUSCO SUR

GOBIERNO REGIONAL CUSCO — PVCHOR — RED DE SERVICIOS DE SALUD CUSCO SUR

Gobierno Regional CUSCO | RED DE SERVICIOS DE SALUD CUSCO | Dirección Ejecutiva de la Red Cusco Sur

"AÑO DEL DIALOGO Y LA RECONCILIACIÓN NACIONAL"
"CUSCO CAPITAL HISTORICA DEL PERU"

Cusco, 22 de abril de 2019

OFICIO N° 0371 -2019/GRCUSCO/DRSC/RSSCS-DSA-D.E.

Señor:
ALCALDE DE LA MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CAICAY.

Presente.

ASUNTO : **RESULTADOS DE ANÁLISIS DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO.**

ATENCIÓN : **ÁREA TECNICA MUNICIPAL (ATM) y COMITÉS DE JASS.**

De mi mayor consideración:

Me dirijo a usted para informarle que, dentro de los roles, funciones y competencias del MINSA (LEY GENERAL DE SALUD N° 26842 – Art. 107) esta, realizar la VIGILANCIA SANITARIA de los servicios de saneamiento básico; en tal sentido le informamos de los resultados de laboratorio de las muestras de Agua Para Consumo Humano, analizadas en el Laboratorio Referencial de Control de Calidad de Aguas de la DIRESA-CUSCO, las cuales fueron remitidas por el responsable de Saneamiento Ambiental del P.S. CAICAY, como parte de las actividades de vigilancia que realiza periódicamente, dichos resultados, deberán ser socializados con el personal del Área Técnica Municipal (ATM) u órgano competente, y Junta administradora de servicios de saneamiento (Comité de JASS); a fin de implementar estrategias que garanticen la adecuada Administración, Operación y Mantenimiento en los sistemas de abastecimiento de agua para consumo humano de su jurisdicción.
Los resultados de las muestras de agua analizadas se encuentran consolidados en los siguientes cuadros:

1. ANÁLISIS BACTERIOLOGICO - MUESTRAS DE CAPTACIÓN (MANANTES).- Las muestras de aguas de Captación son procesadas una vez al año.

FECHA DE ANÁLISIS	N° DE INFORME	IPRESS	LOCALIDAD	(SAP)
09/04/19	488-2019	CAICAY	CCOLLOTARO	CCOLLOTARO

2. ANÁLISIS BACTERIOLOGICO - MUESTRAS DE RESERVORIO Y PILETAS DOMICILIARIAS.- Corresponden a aquellas que en el momento de la vigilancia registraron el **CLORO RESIDUAL < a 0.5 ppm (AGUA EN RIESGO).**

FECHA DE ANÁLISIS	N° DE INFORME	IPRESS	LOCALIDAD	(SAP)	RESULTADO DEL ANALISIS (Cumple con El D.S. 031-2010-SA)	
					CUMPLEN	NO CUMPLEN
09/04/19	488-2019	CAICAY	CCOLLOTARO	CCOLLOTARO	CUMPLEN	——

Se le hace llegar algunas recomendaciones para ser tomadas en cuenta:

1. Mejorar las condiciones sanitarias de las estructuras de captación y almacenamiento, dotándoles de tapa sanitaria, cerco perimétrico de protección, según corresponda.
2. Limpieza y desinfección periódica de las estructuras de captación, almacenamiento, tuberías y estructuras menores.
3. Realizar la cloración permanente del sistema de agua potable a fin de garantizar la concentración de cloro residual en los rangos de 0.5 – 1.0 ppm (agua segura) en cualquier punto de la red de distribución.
4. No permitir el pastoreo de ganado vacuno, ovino, porcino en inmediaciones de la fuente de agua, reservorio y demás partes del sistema.
5. Continuar con las acciones de CONTROL Y VIGILANCIA de la Calidad de Agua de Consumo Humano en coordinación con el personal de las IPRESS, lo que fortalecerá las acciones a favor de la Salud Publica.

Se adjunta al presente los informes técnicos detallado del análisis del Laboratorio de Aguas.

Hago propicia la ocasión para expresarle a Usted las muestras de mi especial consideración.

GOBIERNO REGIONAL CUSCO
DIRECCIÓN REGIONAL DE SALUD CUSCO
RED DE SERVICIOS DE SALUD CUSCO-SUR

M.C. Jorge A. Quispe Huaman
DIRECTOR EJECUTIVO
C.M.P. 55316

Telefonica 277963 - 272127 - 278129 - 277293
Tupac 5/N – Distrito de Tres Junio/Urb – CUSCO - PERU
Pagina Web: www.redsaludcuscosur.gob.pe

DIRECCION REGIONAL DE SALUD CUSCO | RED DE SERVICIOS DE SALUD CUSCO SUR | DIRECCION DE SALUD AMBIENTAL

¡Trabajando con integridad!

"AÑO DE LA LUCHA CONTRA LA CORRUPCION Y LA IMPUNIDAD"
"CUSCO CAPITAL HISTORICA DEL PERU"

Cusco, 09 de Abril del 2019.

Oficio N° 0304 - 2019-GR CUSCO/DRSC/RSSCS-DSA-D.E.

Señor:

ALCALDE DE LA MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CAICAY.

Presente. –

ASUNTO : Resultados de análisis fisico-químico de agua para consumo humano.

Marco Legal : Ley N° 26842 – Ley General de Salud.
D.S. N° 031-2010-SA – Reglamento de la Calidad del Agua.
D.S. N° 004-2017-MINAN – Estándares de calidad ambiental (ECA) para agua.

CON ATENCIÓN : Área Técnica Municipal (ATM).

Es grato dirigirme a Usted, para expresarle mi cordial saludo y al mismo tiempo comunicarle que, en cumplimiento de las actividades de vigilancia de la calidad del agua para consumo humano, el personal responsable de Salud Ambiental del **P.S. CAICAY,** con fecha 18/02/2019 Y 13/03/2019, realizó la toma de muestras de agua para consumo humano, las cuales fueron remitidas al Laboratorio de Control Ambiental de la DIRESA Cusco, teniendo el siguiente resultado conforme se detalla en el siguiente cuadro:

ANALISIS DE LOS PARÁMETROS FÍSICO-QUÍMICOS

N° DE INFORME	PUNTO DE MUESTREO	NOMBRE DEL SISTEMA	DISTRITO	FECHA DE ANÁLISIS	CONCLUSIÓN
0147-2019	CAPTACIÓN	CAICAY	CAICAY	18/02/2019	APTO
0297-2019	CAPTACIÓN	COYARAQUI	CAICAY	14/03/2019	APTO

Adjunto a la presente copia original de los resultados fisico-químicos de agua para consumo humano, cumpliendo los requisitos de calidad, APTO para el consumo humano.

Sin otro en particular, es propicia la oportunidad para expresarle los sentimientos de mi mayor consideración y especial deferencia.

Atentamente,

GOBIERNO REGIONAL CUSCO
DIRECCIÓN REGIONAL DE SALUD CUSCO
RED DE SERVICIOS DE SALUD CUSCO-SUR

M.C. [illegible] Huaman
DIRECTOR EJECUTIVO
C.M.P. [illegible]

10 ABR. 2019

DIRECCION REGIONAL DE SALUD CUSCO | RED DE SERVICIOS DE SALUD CUSCO SUR | DIRECCION DE SALUD AMBIENTAL

¡Trabajando con calidad!

"AÑO DE LA LUCHA CONTRA LA CORRUPCION Y LA IMPUNIDAD"
"CUSCO CAPITAL HISTORICA DEL PERU"

Cusco, 09 de Abril 2019.

Oficio N° 306 - 2019-GR CUSCO/DRSC/RSSCS-DSA-D.E.

Señor:

ALCALDE DE LA MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CAICAY.

Presente. –

ASUNTO : Resultados de análisis fisico-químico de agua para consumo humano.

Marco Legal : Ley N° 26842 – Ley General de Salud.
D.S. N° 031-2010-SA – Reglamento de la Calidad del Agua.
D.S. N° 004-2017-MINAN – Estándares de calidad ambiental (ECA) para agua.

CON ATENCIÓN : Área Técnica Municipal (ATM).

Es grato dirigirme a Usted, para expresarle mi cordial saludo y al mismo tiempo comunicarle que, en cumplimiento de las actividades de vigilancia de la calidad del agua para consumo humano, el personal responsable de Salud Ambiental del **P.S. HUASAC,** con fecha 18/02/2019, realizó la toma de muestras de agua para consumo humano, las cuales fueron remitidas al Laboratorio de Control Ambiental de la DIRESA Cusco, teniendo el siguiente resultado conforme se detalla en el siguiente cuadro:

ANALISIS DE LOS PARÁMETROS FÍSICO-QUÍMICOS

N° DE INFORME	PUNTO DE MUESTREO	NOMBRE DEL SISTEMA	DISTRITO	FECHA DE ANALISIS	CONCLUSIÓN
0149-2019	CAPTACIÓN	SIMPICUNCA	CAICAY	18/02/2019	APTO

Adjunto a la presente copia original de los resultados fisico-químicos de agua para consumo humano, cumpliendo los requisitos de calidad, APTO para el consumo humano.

Sin otro en particular, es propicia la oportunidad para expresarle los sentimientos de mi mayor consideración y especial deferencia.

Atentamente,

GOBIERNO REGIONAL CUSCO
DIRECCIÓN REGIONAL DE SALUD CUSCO
RED DE SERVICIOS DE SALUD CUSCO-SUR

M.C. Jorge A. Quispe Huamán
DIRECTOR EJECUTIVO
C.M.P. 55316

10 ABR. 2019

GOBIERNO REGIONAL CUSCO SALUD AMBIENTAL

GOBIERNO REGIONAL CUSCO PVCACH

Educando Salud

Central Telefónica 277963 - 275127 - 273129 - 277293
Av. Manco Cápac S/N – Distrito de San Jerónimo – CUSCO - PERÚ
Página Web: www.redsaludcuscosur.gob.pe

Gobierno Regional CUSCO | Dirección Regional de Salud Cusco | RED DE SERVICIOS DE SALUD CUSCO | Dirección Ejecutiva de la Red Cusco Sur

"AÑO DEL DIALOGO Y LA RECONCILIACIÓN NACIONAL."
"CUSCO CAPITAL HISTORICA DEL PERU"

NOTIFICACIÓN Nº 025 -2018/GRCUSCO/DRSC/RSSCS-DSA-D.E.

DE	:	**Dr. JUAN LÓPEZ MUÑOZ** Director Ejecutivo de la Red de Servicios de Salud Cusco Sur
A	:	Señor Alcalde de la Municipalidad Distrital de CAICAY
ASUNTO	:	Vigilancia sanitaria de la calidad del agua para consumo humano
Ref.	:	Decreto Supremo N° 031-2010-SA
CON ATENCIÓN	:	Responsable del Área Técnica Municipal (ATM) Junta Administradora de los Servicios de Saneamiento (JASS)
FECHA	:	Cusco, 21 de mayo del 2018

Mediante la presente me dirijo a Usted., para poner de su conocimiento lo siguiente que, el Ministerio de Salud es el Ente Rector a nivel Nacional, encargada de la **vigilancia sanitaria de la calidad del agua para consumo humano**; con el único objetivo de proteger a las personas de las enfermedades transmitidas por el agua y de otros peligros asociados con la calidad de los sistemas de abastecimiento de agua, y tenemos la obligación de exigir a los proveedores, como la Municipalidad y las JASS; que, **CUMPLAN** con brindar los servicios de agua segura o inocua, con los requisitos de calidad física, química y microbiológica, establecidas en los artículos 60° al 63° del **Reglamento de la Calidad del Agua para Consumo Humano,** aprobado por el Decreto Supremo N°031-2010-SA..

13. **Facultades exclusivas de las Municipalidades Distritales, en el programa de control de calidad del agua para consumo humano.**

- Que, el artículo 80° de la Ley N° 27972 - Ley Orgánica de Municipalidades, proscribe que las Municipalidades Distritales gozan de las facultades específicas compartidas:
  - ✓ Administrar y reglamentar, directamente o por concesión, el servicio de **AGUA POTABLE**, alcantarillado y desagüe, limpieza pública y tratamiento de residuos sólidos, cuando esté en capacidad de hacerlo.
  - ✓ Proveer los servicios de **saneamiento rural** y coordinar con las municipalidades de centros poblados para realización de campañas de control de epidemias y control de sanidad animal.
- Que, así mismo, el Ministerio de Salud, mediante Decreto Supremo N° 031-2010-SA, en su **Artículo 12°. – Gobiernos Locales Provinciales y Distritales: Están facultados para la gestión de la calidad del agua para consumo humano en sujeción a sus competencias de ley,** que se detallan a continuación:
  - ✓ Velar por la **sostenibilidad de los sistemas de abastecimiento de agua para consumo humano.**
  - ✓ Supervisar el cumplimiento de las disposiciones del presente Reglamento en los **servicios de agua para consumo humano de su competencia.**

14. **Programa de Vigilancia de la Calidad del Agua para Consumo Humano: en el ámbito Urbano, Periurbano y Rural (MINSA):**

- Que, mediante la Ley N° 26842 – Ley General de Salud, ha previsto en su artículo 107°. – *"El **abastecimiento de agua**, alcantarillado, disposición de excretas, reuso de aguas servidas y disposición de residuos sólidos, **quedan sujetos a las disposiciones que dicta la Autoridad de Salud competente**, la que **vigilará** su cumplimiento".*

- Que, la Dirección General de Salud Ambiental (DIGESA), a través de sus órganos desconcentrados DIRESA, GERESA, **Redes, Micro Redes y Establecimiento de Salud, están encargados de monitorear, vigilar y fiscalizar la preservación de la calidad del agua para consumo humano en su jurisdicción.**

- Que, en ese marco legal, a través del D.S. N° 031-2010-SA en su **artículo 66°. - Control de desinfectante**, proscribe que: *"Antes de la distribución del agua para consumo humano, el proveedor realizará la **DESINFECCIÓN** con un desinfectante eficaz para eliminar los microorganismos y dejar un residual a fin de proteger el agua de posible contaminación microbiológica en la distribución. En caso de usar cloro o solución clorada como desinfectante, **las muestras tomadas en cualquier punto de la red de distribución, no deberán contener menos de 0.5 mg/l de cloro residual libre en el 90% del total de muestras tomadas durante un mes, del 10% restante, ninguna debe contener menos del 0.3 mg/l".***

- Por lo tanto, el Responsable de Salud Ambiental del **P.S. CAICAY**, después de haber realizado el monitoreo de control de cloro residual en el reservorio y pileta domiciliaria de los centros poblados, encontrando una concentración de cloro residual libre, menor de 0.5 mg/l, tomando muestras de agua para su **ANÁLISIS MICROBIOLÓGICO,** los mismos que fueron analizados en el Laboratorio de Aguas de la DIRESA Cusco, obteniendo el siguiente resultado

15. Resultados de análisis bacteriológico y parasitológico:

FECHA DE ANÁLISIS	EESS	N° DE INFORME	SISTEMA DE AGUA POTABLE (SAP)	RESULTADO DEL VALOR MAXIMO EN NORMA SANITARIA (LMP)	
				AUSENCIA DE COLIFORMES TOTALES (Cumple con El D.S. 031-2010-SA)	AUSENCIA DE QUISTES DE PROTOZOOS Y HUEVOS DE HELMINTOS PARASITOS (Cumple con El D.S. 031-2010-SA)
26/02/2018	P.S. CAICAY	336-2018	CAICAY	X	–
28/03/2018	P.S. CAICAY	676-2018	CCOLLOTARO	–	X
17/04/2018	P.S. CAICAY	861-2018	COYORAQUI	X	X

d) El D.S. 031-2010-SA, en su artículo 60°, numeral 4), establece que **NO DEBE EXISTIR ORGANISMO DE VIDA LIBRE** en el **AGUA DE CONSUMO HUMANO.**

16. Cumplimiento de las medidas preventivas y correctivas establecidas en la acción de vigilancia sanitaria:

Que, en tal sentido, se advierte a la **MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CAICAY**, cumplir con lo establecido en el artículo 12° del Reglamento, para **mejorar la gestión de la calidad del agua para consumo humano en el ámbito urbano, periurbano y rural de su jurisdicción, con sujeción a la Ley**. Para tal efecto, se le **OTORGA UN PLAZO PERENTORIO DE 03 DIAS HÁBILES,** a partir del día de la recepción de esta Notificación; para que; su representada implemente las siguientes medidas:

- ✓ **Efectuar la limpieza, desinfección y cloración del Sistema de Agua Potable (SAP), en cumplimiento de las Normas sobre tratamiento de aguas para consumo humano.**
- ✓ Coordinar con el responsable de Salud Ambiental del EE.SS. y/o Micro Redes, para el apoyo técnico en el monitoreo y vigilancia permanente del control de cloro residual libre en SAP (>= 0.5 mg/L).
- ✓ Una vez levantada las medidas correctivas, elevar un informe detallado y con evidencias a la Red Cusco Sur.

En espera de su pronta atención me suscribo de usted.

Atentamente,

GOBIERNO REGIONAL CUSCO
DIRECCIÓN REGIONAL DE SALUD CUSCO
RED DE SERVICIOS DE SALUD CUSCO SUR

Dr. Juan A. López Muñoz
DIRECTOR EJECUTIVO
C.M.P 22824

Gobierno Regional CUSCO | Dirección Regional de Salud Cusco | Red de Servicios de Salud Cusco Sur | DIRECCION EJECUTIVA DE LA RED CUSCO SUR

"Cusco Capital Histórica del Perú"
"AÑO DEL DÍALOGO Y LA RECONCILIACIÓN NACIONAL"

Cusco, 21 de mayo de 2018

Oficio N°6316 - 2018-GR CUSCO/DRSC/RSSCS-DSA-D.E.

Señor:

ALCALDE DE LA MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CAICAY

Presente. –

ASUNTO : Resultados de análisis físico químico de agua para consumo humano

Marco Legal : Ley N° 26842 – Ley General de Salud
D.S. N° 031-2010-SA – Reglamento de la Calidad del Agua
D.S. N° 004-2017-MINAN – Estándares de calidad ambiental (ECA) para agua

CON ATENCIÓN : Área Técnica Municipal (ATM)

Es grato dirigirme a Usted, para expresarle mi cordial saludo y al mismo tiempo comunicarle que, en cumplimiento de las actividades de vigilancia de la calidad del agua para consumo humano, el personal responsable de Salud Ambiental del **P.S. CAICAY**, con fecha 26/02/2018, 28/03/2018 y 17/04/2018 realizó el muestreo de agua, los cuales fueron remitidas al Laboratorio de Aguas de la DIRESA Cusco, teniendo el siguiente resultado conforme se detalla en el siguiente cuadro:

ANALISIS DEL PARÁMETRO FÍSICO QUÍMICO

N° DE INFORME	PUNTO DE MUESTREO	NOMBRE DEL SISTEMAS	DISTRITO	FECHA DE ANALISIS	CONCLUSIÓN
0336-2018	CAPTACIÓN	CAICAY	CAICAY	26/02/18	APTO
0675-2018	CAPTACIÓN	CCOLLOTARO	CAICAY	28/03/18	APTO
861-2018	CAPTACIÓN	CCOYARAQUI	CAICAY	17/04/18	APTO

Adjunto a la presente copia original de los resultados físico químico del agua para consumo humano, cumpliendo los requisitos de calidad, **APTO** para el consumo humano.

Sin otro en particular, es propicia la oportunidad para expresarle los sentimientos de mi mayor consideración y especial deferencia.

Atentamente,

GOBIERNO REGIONAL CUSCO
DIRECCIÓN REGIONAL DE SALUD CUSCO
RED DE SERVICIOS DE SALUD CUSCO SUR

Dr. Juan A. López Muñoz
DIRECTOR EJECUTIVO
C.M.P 22824

SALUD AMBIENTAL

DSA/PVCACH
21/05/2018
PVCACH

Gobierno Regional CUSCO | RED DE SERVICIOS DE SALUD CUSCO | Dirección Ejecutiva de la Red Cusco Sur

"AÑO DEL BUEN SERVICIO AL CIUDADANO"
"CUSCO CAPITAL HISTORICA DEL PERU"

NOTIFICACIÓN Nº 001 -2017/GRCUSCO/DRSC/RSSCS-DSA-D.E.

DE	:	**Dr. CLAUDIO ÁRIAS ALMARAS** Director Ejecutivo de la Red de Servicios de Salud Cusco Sur
A	:	Alcalde de la Municipalidad Distrital de CAICAY
ASUNTO	:	Fiscalización sanitaria en los sistemas de abastecimiento de agua para consumo humano
COM ATENCIÓN	:	Fiscalía Especializada en Materia Ambiental del Distrito Fiscal del Cusco Superintendencia Nacional de los Servicios de Saneamiento – SUNASS Cusco Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento – Cusco
FECHA	:	Cusco, 18 AGO. 2017

Mediante la presente me dirijo a Usted., para comunicarle que, el Ministerio de Salud es el Órgano Rector y Autoridad de Salud del nivel Nacional, en la gestión de la **calidad del agua** para consumo humano, de conformidad con el artículo 9° del D.S. N° 031-2010-SA, que ejerce el rol de vigilancia a través de la Dirección General de Salud Ambiental – DIGESA. Se establece en su numeral 3.1) del Art. 3° del presente Reglamento y las normas sanitarias complementarias que dicte el Ministerio de Salud son de **obligatorio cumplimiento para toda persona natural o jurídica, pública o privada, dentro del territorio nacional;** que tengan la responsabilidad de suministrar de cualquier forma agua potable a la población sea urbana y/o rural de su jurisdicción, y partícipes de las actividades de gestión, administración, operación, mantenimiento de los sistemas de agua potable (AOM - SAP).

1. **Marco Legal:**

- Constitución Política del Perú de 1993
- Ley N° 26842 – Ley General de Salud
- Ley N° 26338 – Ley General de Servicios de Saenamiento
- Ley N° 27972 Orgánica de las Municipalidades
- Ley N° 27444 – Ley de Procedimiento Administrativo General
- Decreto Supremo N° 031-2010-SA – Reglamento de la Calidad de Agua para Consumo Humano
- Decreto Supremo N° 004-2017-MINAM - Estándares de Calidad Ambiental (ECA) para Agua y establecen Disposiciones Complementarias
- Decreto Legislativo N° 635 - Código Penal del Perú

2. **Evaluación y Monitoreo de parámetros de campo en el agua potable:**

El responsable de Salud Ambiental del Establecimiento de Salud, después de haber realizado **la vigilancia sanitaria** de los **servicios de saneamiento**; es nuestro deber informarles sobre los resultados de **ANÁLISIS BACTERIOLÓGICO** de las muestras de agua para consumo humano, analizados en el Laboratorio de Aguas de la DIRESA Cusco; los cuales fueron remitidas por el responsable de Salud Ambiental del **PS. CAICAY,** como parte de las actividades rutinarias de vigilancia de calidad del agua de consumo humano, que se realizan periódicamente.

Dichos resultados deberán ser socializados con el responsable del **AREA TECNICA MUNCIPAL (ATM)** y a su vez con las JASS materia de notificación; con la finalidad de implementar estrategias y actividades que garanticen a que, todas las personas tienen el derecho de acceso a los servicios de agua potable, en cantidad suficiente y en condiciones de seguridad y calidad para satisfacer necesidades personales y domésticas.

Las muestras analizadas, corresponden a aquellas que en el momento de la vigilancia sanitaria registraron **CLORO RESIDUAL < 0.5 mg/l (agua en riesgo)**, que constituye un factor de riesgo para incrementar la tasa de incidencia de las enfermedades relacionadas a deficiente suministro de agua potable (diarreas, disentería y parasitosis), y por otra parte, donde los niños y niñas < 5 años que consumen agua sin tratamiento, presentan mayor porcentaje de desnutrición crónica y anemia, como impacto negativo de la salud pública. Los resultados de las muestras de agua analizadas se encuentran consolidados en el siguiente cuadro.

3. **Resultados de análisis bacteriológico:**

FECHA DE ANÁLISIS	EESS	N° DE INFORME	SISTEMA DE AGUA POTABLE (SAP)	RESULTADO DEL ANÁLISIS	
				AUSENCIA DE COLIFORMES FECALES (Cumple Con El D.S. 031-2010-SA)	PRESENCIA DE COLIFORMES FECALES (No Cumple Con El D.S. 031-2010-SA)
21/06/2017	PS. CAICAY	2022-2017	COYARAQUI	X	–
21/06/2017	PS. CAICAY	2023-2017	CCOLLOTARO	X	–
21/06/2017	PS. CAICAY	2024-2017	CAICAY	X	–

4. **Medidas de seguridad y sanciones:**

Conforme lo establece el artículo 76°. - de las medidas de seguridad que, pondrán disponerse cuando la calidad de agua de consumo humano representa **RIESGO SIGNIFICATIVO** a la salud de las personas. Esto quiere decir, cuando los resultados de la medición de cloro residual libre sean < 0,5 mg/L. en los puntos de reservorio y piletas domiciliarias; de inmediato se le notificará a los proveedores, las Municipalidades y las JASS **POR NO HABER CUMPLIDO** con lo estipulado en el artículo 67° del D.S. N° 031-2010-SA, señala que (...) se debe **garantizar que el agua en ese punto tenga no menos de 0.5. mg/l de cloro residual libre.**

A partir de la fecha se **ESTABLECE** que, las Municipalidades y las JASS que cuenten con **más de tres (03) notificaciones consecutivas, por acción u omisión del proveedor que incumpla lo dispuesto en el reglamento;** se les impondrán sanciones respecto a la Calidad del Agua para Consumo Humano, que pueden ser desde una sanción leve hasta muy grave que generen un riesgo para la salud de los consumidores y una Multa comprendida desde 16 UIT hasta 30 UIT y Cancelación de la autorización sanitaria o registro sanitario. En caso de **ser reincidentes**, se le pondrá a disposición de la Fiscalía Especializada en Materia Ambiental del Distrito Fiscal del Cusco, por atentar contra la **SALUD PUBLICA** previsto en los artículos 286° y 305° del Código Penal del Perú.

5. **Priorizar con carácter URGENTE las medidas preventivas y correctivas:**

Se **EXHORTA** a la **MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CAICAY**, cumpla con sus funciones y competencias conforme lo establece el artículo 12° del Reglamento, para mejorar la gestión de la calidad del agua para consumo humano y en sujeción a la Ley. Para tal efecto, se le **OTORGA UN PLAZO PERENTORIO DE 05 DIAS HÁBILES** desde el día de la recepción de esta Notificación, para que su representada implemente las siguientes medidas:

- ✓ **Efectuar la limpieza, desinfección y cloración del SAP, en cumplimiento de las Normas sobre tratamiento de aguas para consumo humano.**
- ✓ Incrementar mayor cobertura y frecuencia del control o de la vigilancia sanitaria en el centro poblado CP.
- ✓ Coordinar con el responsable de Salud Ambiental del EE.SS. y/o Micro Redes para apoyo técnico.
- ✓ Una vez levantada las medidas correctivas, elevar un informe detallado y con evidencias a la Red Cusco Sur.

En espera de su pronta atención me suscribo de usted.

Atentamente.

GOBIERNO REGIONAL CUSCO
DIRECCIÓN REGIONAL DE SALUD CUSCO
RED DE SERVICIOS DE SALUD CUSCO SUR

Dr. Claudio Arias Almaras
Director Ejecutivo
C.M.P. 4490

"CUSCO CAPITAL HISTORICA DEL PERU"
" AÑO DEL BUEN SERVICIO AL CIUDADANO"

INFORME N° 2023 -2017.
ANALISIS BACTERIOLOGICO DE AGUAS

Solicitante: PUESTO DE SALUD CAICAY

DATOS DE MUESTREO:

Localidad: **CCOLLOTARO**
Sistema: **CCOLLOTARO**
Distrito: **CAICAY**
Provincia: **PAUCARTAMBO**
Departamento: CUSCO
Observaciones:

RED: CUSCO SUR
Fecha/Hora de Muestreo: 21/08/17 09:23hr.
Fecha/Hora de Llegada al Lab. 21/08/17 15:56hr.
Fecha/Hora de Análisis 21/08/17 16:15hr.
Muestreador: Tec. Adela Huaman Dueñas

RESULTADO

N° de Código de Muestra	PUNTO DE MUESTREO	Cloro Residual mg/L	U.F.C. Coliformes /100 ml.		L.D.M
			Totales 35°C	Termotolerantes 44.5°C	
	Agua de Sistema.				
598	Reservorio	0.0	6	<1	<1
599	Pileta	0.0	7	<1	<1

<1 y <1. 8 Significa ausencia

METODO DE REFERENCIA	Método Estandarizado de Filtro de Membrana Limite de Detección <1
DOCUMENTO DE REFERENCIA	Métodos Normalizados para el Análisis de Agua Potable y Residuales APHA, AWWA, WEF, 22nd edition 2012

Cusco, 22 de Agosto del 2017.

Blga. Miluska Guzman Caceres
Resp. Área Microbiológica Aguas
C.B.P 3694

GOBIERNO REGIONAL CUSCO
DIRECCIÓN REGIONAL DE SALUD CUSCO
DIRECCIÓN DE LABORATORIO DE SALUD PUBLICA

Blgo. Victor Juan Zea Gutiérrez
DIRECTOR
CBP 7040

VZG/MGC

"CUSCO CAPITAL HISTORICA DEL PERU"
" AÑO DEL BUEN SERVICIO AL CIUDADANO"

INFORME Nº 2024 -2017.
ANALISIS BACTERIOLOGICO DE AGUAS

Solicitante: PUESTO DE SALUD CAICAY

DATOS DE MUESTREO:

Localidad: **CAICAY**
Sistema: **CAICAY**
Distrito: **CAICAY**
Provincia: **PAUCARTAMBO**
Departamento: CUSCO
Observaciones:

RED: CUSCO SUR
Fecha/Hora de Muestreo: 21/08/17 12:01hr.
Fecha/Hora de Llegada al Lab. 21/08/17 16:00hr.
Fecha/Hora de Análisis 21/08/17 16:15hr.
Muestreador: Tec. Adela Huaman Dueñas

RESULTADO

Nº de Código de Muestra	PUNTO DE MUESTREO	Cloro Residual mg/L	U.F.C. Coliformes /100 ml.		L.D.M
			Totales 35°C	Termotolerantes 44.5°C	
	Agua de Sistema:				
600	Reservorio	0.0	<1	<1	<1
601	Pileta	0.0	<1	<1	<1

<1 y <1. 8 Significa ausencia

METODO DE REFERENCIA	Método Estandarizado de Filtro de Membrana Limite de Detección <1
DOCUMENTO DE REFERENCIA	Métodos Normalizados para el Análisis de Agua Potable y Residuales APHA, AWWA, WEF, 22nd edition 2012

Cusco, 22 de Agosto del 2017.

Blga. Miluska Guzman Caceres
Resp. Área Microbiológica Aguas
C.B.P 3694

GOBIERNO REGIONAL CUSCO
DIRECCIÓN REGIONAL DE SALUD CUSCO
DIRECCIÓN DE LABORATORIO DE SALUD PUBLICA

Blgo. Víctor Juan Zea Gutiérrez
DIRECTOR
CBP 7040

VZG/MGC

"CUSCO CAPITAL HISTORICA DEL PERU"
"AÑO DEL BUEN SERVICIO AL CIUDADANO"

INFORME N° 2022 -2017.
ANALISIS BACTERIOLOGICO DE AGUAS

Solicitante: PUESTO DE SALUD CAICAY

DATOS DE MUESTREO:

Localidad: **COYARAQUI**
Sistema: **COYARAQUI**
Distrito: **CAICAY**
Provincia: **PAUCARTAMBO**
Departamento: CUSCO
Observaciones:

RED: CUSCO SUR
Fecha/Hora de Muestreo: 21/08/17 08:32hr.
Fecha/Hora de Llegada al Lab. 21/08/17 15:52hr.
Fecha/Hora de Análisis 21/08/17 16:05hr.
Muestreador: Tec. Adela Huaman Duefias

RESULTADO

N° de Código de Muestra	PUNTO DE MUESTREO	Cloro Residual mg/L	U.F.C. Coliformes /100 ml.		L.D.M
			Totales 35°C	Termotolerantes 44.5°C	
	Agua de Sistema:				
596	Reservorio	0.0	<1	<1	<1
597	Pileta	0.0	<1	<1	<1

<1 y <1. 8 Significa ausencia

METODO DE REFERENCIA	Método Estandarizado de Filtro de Membrana Limite de Detección <1
DOCUMENTO DE REFERENCIA	Métodos Normalizados para el Análisis de Agua Potable y Residuales APHA, AWWA, WEF, 22nd edition 2012

Cusco, 22 de Agosto del 2017.

Blga. Miluska Guzman Caceres
Resp. Área Microbiológica Aguas
C.B.P 3694

GOBIERNO REGIONAL CUSCO
DIRECCIÓN REGIONAL DE SALUD CUSCO
DIRECCIÓN DE LABORATORIO DE SALUD PÚBLICA

Blgo. Víctor Juan Zea Gutiérrez
DIRECTOR
CBP 7040

VZG/MGC

Gobierno Regional CUSCO | Dirección Regional de Salud Cusco | RED DE SERVICIOS DE SALUD CUSCO | Dirección de Salud Ambiental

"AÑO DEL BUEN SERVICIO AL CIUDADANO"
"CUSCO CAPITAL HISTORICA DEL PERU"

Cusco, 31 de julio del 2017

OFICIO N° 0714- 2017/GRCUSCO/DERSSCS-DSA/PVCACH

Señor:
ALCALDE DE LA MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CAICAY.
Presente.-

ASUNTO : RESULTADOS DE ANÁLISIS DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO

REFERENCIA : Ley Nº 26842. Ley General de Salud.
D.S. 031-2010 SA; Reglamento de la Calidad del Agua para Consumo Humano.
D.S. Nº 002-2008-MINAM; Aprueban los Estándares Nacionales de Calidad Ambiental para Agua

ATENCIÓN : RESPONSABLE DE AREA TECNICA MUNICIPAL (ATM).

Es grato dirigirme a usted, para informarle, que dentro de los **ROLES Y FUNCIONES del Ministerio de Salud (Ley General de Salud N° 26842 – art. 107°) se encuentra el realizar la vigilancia sanitaria de los servicios de saneamiento;** en tal sentido le informamos los resultados **BACTERIOLÓGICO, PARASITOLÓGICO Y FÍSICO QUÍMICO** de las muestras de agua para consumo humano, analizadas en el Laboratorio de Aguas de la DIRESA Cusco, las cuales fueron remitidas por el responsable de Salud Ambiental del **PS. CAICAY,** como parte de las actividades de vigilancia de calidad del agua de consumo humano que se realiza periódicamente.

Dichos resultados deberán ser socializados con el responsable del **AREA TECNICA MUNCIPAL (ATM)** y los **comités de JASS**, a fin de implementar las estrategias y actividades que garanticen la adecuada Administración, Mantenimiento, Operación, Cloración y Desinfección de los sistemas de abastecimiento de agua potable (SAP) para consumo humano de su jurisdicción.

Las muestras analizadas corresponden a aquellas que en el momento de la vigilancia registraron **CLORO RESIDUAL < A 0.5 ppm (agua en riesgo)** en **RESERVORIO Y PILETAS DOMICILIARES**, en caso de muestras de agua de **CAPTACIONES** se realiza una vez al año.

Asi mismo se le informa que los **RESULTADOS DE MONITOREO DE CLORO RESIDUAL** se encuentra colgado en la página web: **www.redsaludcuscosur.gob.pe**

RESULTADOS DE ANALISIS BACTERIOLOGICO

FECHA DE ANÁLISIS	EESS	Nº DE INFORME	SISTEMA DE AGUA POTABLE (SAP)	RESULTADO DEL ANÁLISIS	
				AUSENCIA DE COLIFORMES FECALES (Cumple Con El D.S. 031-2010-SA)	PRESENCIA DE COLIFORMES FECALES (No Cumple Con El D.S. 031-2010-SA)
27/06/17	PS. CAICAY	1590-2017	CCOYARAQUI	X	—

RESULTADOS DE ANALISIS PARASITOLOGICOS

FECHA DE ANÁLISIS	EESS	Nº DE INFORME	SISTEMA DE AGUA POTABLE (SAP)	RESULTADO DEL ANÁLISIS	
				AUSENCIA DE PARASITOS (Cumple Con El D.S. 031-2010-SA)	PRESENCIA DE PARASITOS (No Cumple Con El D.S. 031-2010-SA)
27/06/17	PS. CAICAY	1590-2017	CCOYARAQUI	X	—

Gobierno Regional CUSCO | Dirección Regional de Salud Cusco | RED DE SERVICIOS DE SALUD CUSCO | Dirección de Salud Ambiental

"AÑO DEL BUEN SERVICIO AL CIUDADANO"
"CUSCO CAPITAL HISTORICA DEL PERU"

RESULTADOS DE ANALISIS FÍSICO QUÍMICO

FECHA DE ANÁLISIS	EESS	Nº DE INFORME	LOCALIDAD	SISTEMA DE AGUA POTABLE (SAP)
26/06/17	PS. CAICAY	1590-2017	CCOYARAQUI	CCOYARAQUI

Se le hace llegar las siguientes **recomendaciones** para ser tomadas en cuenta:

1. Mejorar las condiciones sanitarias de las estructuras de captación y almacenamiento dotándoles de tapa sanitaria, cerco perimétrico de protección, según corresponda.
2. Limpieza y desinfección periódica de las estructuras de captación, almacenamiento, tuberías y estructuras menores.
3. Realizar la cloración permanente del sistema de agua potable, a fin de garantizar la concentración de cloro residual ideal entre los rangos de 0.5 – 1.0 ppm (agua segura) en cualquier punto de la red de distribución.
4. Continuar con las acciones de **CONTROL Y VIGILANCIA** de la Calidad de Agua de Consumo Humano en coordinación con el personal de los Establecimientos de Salud, lo que fortalecerá las acciones da favor de la población de mayor vulnerabilidad los niños y niñas de su comunidad.

Adjuntamos al presente los informes de resultados de los análisis de laboratorio, **y agradeceremos su respuesta de las decisiones tomadas y acciones implementadas que permita dotar agua segura a la población del ámbito de su responsabilidad.**

Sin otro en particular hago propicia la ocasión para expresar a usted las muestras de mi especial consideración.

Atentamente,

GOBIERNO REGIONAL CUSCO
DIRECCIÓN REGIONAL DE SALUD CUSCO
RED DE SERVICIOS DE SALUD CUSCO SUR

C. David F. Navarro Mendoza
DIRECTOR EJECUTIVO
C.M.P. 27134

Gobierno Regional CUSCO | Dirección Regional de Salud Cusco | RED DE SERVICIOS DE SALUD CUSCO | Dirección de Salud Ambiental

"AÑO DEL BUEN SERVICIO AL CIUDADANO"
"CUSCO CAPITAL HISTORICA DEL PERU"

RESULTADOS DE ANALISIS FÍSICO QUÍMICO

FECHA DE ANÁLISIS	EESS	Nº DE INFORME	LOCALIDAD	SISTEMA DE AGUA POTABLE (SAP)
26/06/17	PS. CAICAY	1590-2017	CCOYARAQUI	CCOYARAQUI

Se le hace llegar las siguientes **recomendaciones** para ser tomadas en cuenta:

1. Mejorar las condiciones sanitarias de las estructuras de captación y almacenamiento dotándoles de tapa sanitaria, cerco perimétrico de protección, según corresponda.
2. Limpieza y desinfección periódica de las estructuras de captación, almacenamiento, tuberías y estructuras menores.
3. Realizar la cloración permanente del sistema de agua potable, a fin de garantizar la concentración de cloro residual ideal entre los rangos de 0.5 – 1.0 ppm (agua segura) en cualquier punto de la red de distribución.
4. Continuar con las acciones de **CONTROL Y VIGILANCIA** de la Calidad de Agua de Consumo Humano en coordinación con el personal de los Establecimientos de Salud, lo que fortalecerá las acciones da favor de la población de mayor vulnerabilidad los niños y niñas de su comunidad.

Adjuntamos al presente los informes de resultados de los análisis de laboratorio, **y agradeceremos su respuesta de las decisiones tomadas y acciones implementadas que permita dotar agua segura a la población del ámbito de su responsabilidad.**

Sin otro en particular hago propicia la ocasión para expresar a usted las muestras de mi especial consideración.

Atentamente,

GOBIERNO REGIONAL CUSCO
DIRECCIÓN REGIONAL DE SALUD CUSCO
RED DE SERVICIOS DE SALUD CUSCO SUR

C. David F. Navarro Mendoza
DIRECTOR EJECUTIVO
C.M.P. 27134

3.2.6 Tratamiento del agua potable

Los resultados obtenidos del análisis físico-químico y bacteriológico del agua, nos indican que el agua ya no requerirá de una planta de tratamiento puesto que es apta para el consumo humano. Por seguridad y prevención se realizará solo una desinfección química a base de cloro.

3.3 DATOS METEREOLOGICOS

La información hidrometereológica utilizada se obtuvo de las estaciones meteorológicas que se encuentran próximas a la zona de estudio y que conforma la red hidrometeorológica.

La información utilizada en la presente investigación ha sido obtenida del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), haciendo uso de la estación de la granja Kayra.

Cuadro 7: Coordenadas Geodésicas de la Estación Meteorológica Granja Kayra

Ubicación Geodésica	Kayra
Latitud Sur	13° 33' 25"
Longitud Oeste	71° 52' 29"
Altitud (m.s.n.m)	3238

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

También se obtuvo los datos del observatorio meteorológico Luis Olazo Olivera dentro de la Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco – Perayoc

Cuadro 8: Coordenadas Geodésicas de la Estación Meteorológica

Ubicación Geodésica	Cusco
Latitud Sur	13° 31' 16"
Longitud Oeste	71° 57' 53"
Altitud (m.s.n.m)	3365

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

Figura 31: Equipos dentro del Observatorio Meteorológico de Perayoc.

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

3.3.1 Factores meteorológicos

A. PRECIPITACIÓN

Las precipitaciones que se producen en la zona de estudio son de origen orográfico y se caracterizan por tener fuertes intensidades. La presencia de los fenómenos meteorológicos en la zona de estudio, están enmarcados dentro de las estaciones climatológicas, es así que en los entre los meses de septiembre a marzo se presenta precipitaciones en forma progresiva y continua, marcándose, así como estaciones de primavera y verano, mientras que entre los meses de abril a agosto existe una ausencia de precipitaciones, esto entre las estaciones de otoño e invierno.

-LLOVIZNA

Son pequeñas gotas de agua, cuyo diámetro varía entre 0.1 y 0.5 mm, las cuales tienen velocidades de caída muy bajas.

-LLUVIA

Son gotas de aguas con diámetro mayor a 0.5 mm.

-ESCARCHA

Es una capa de hielo por lo general transparente y suave, pero que usualmente contiene bolsas de aire.

-NIEVE

Está compuesta de cristales de hielo blanco traslúcido, principalmente de forma compleja.

-GRANIZO

Es una precipitación en forma de bolas o formas irregulares de hielo, que se producen por nubes conectivas, pueden ser esféricos, cónicos o de forma irregular, su diámetro varía entre 5 y 125 mm.

3.3.3.1 Clasificación de la precipitación

a) PRECIPITACIÓN CONVECTIVA

La precipitación conectiva está ejemplificada por las tormentas tropicales. Las masas de aire cercanas a la superficie de la tierra absorben calor durante el día, se dilatan y toman cantidades crecientes de vapor de agua con un peso específico relativo, cercano a 0.6 en relación al aire seco. La masa de aire se vuelve más ligera; se inducen corrientes verticales, casi exclusivamente, y arrastran la masa a altitudes mayores, donde se expone a un medio circundante más frío y se expande bajo presión mayor. Por enfriamiento tanto externo como dinámico, el vapor de agua se condensa y a continuación se produce la precipitación.

b) PRECIPITACIÓN OROGRÁFICA

Se producen cuando el vapor de aguas que se forma sobre la superficie de aguas es empujado por el viento hacia cadenas de colinas o montañas, aquí las nubes siguen por laderas de las montañas, y ascienden a grandes alturas, hasta encontrar condiciones para la condensación y la consiguiente precipitación.

c) PRECIPITACIÓN CICLÓNICA

Se producen cuando hay un encuentro de dos masas de aire, con diferente temperatura y humedad, las nubes más calientes son violentamente impulsadas a las partes más altas, donde pueden producirse la condensación y precipitación, estas asociadas con el paso de ciclones o zonas de baja presión.

b. TEMPERATURA. - la temperatura del distrito Caicay fluctúa entre un máximo promedio anual de 20.0°c y un mínimo promedio anual de 4.6°c con una temperatura media anual de 14.0°C

c. Humedad relativa. - es la relación en porcentaje de la presión de vapor de agua y la presión de vapor de agua saturada, y varia también según las estaciones del año. La humedad relativa varía entre 56 y 70% correspondiendo al mes de febrero los mayores y al mes de agosto los menores. La humedad relativa media anual es de 65%.

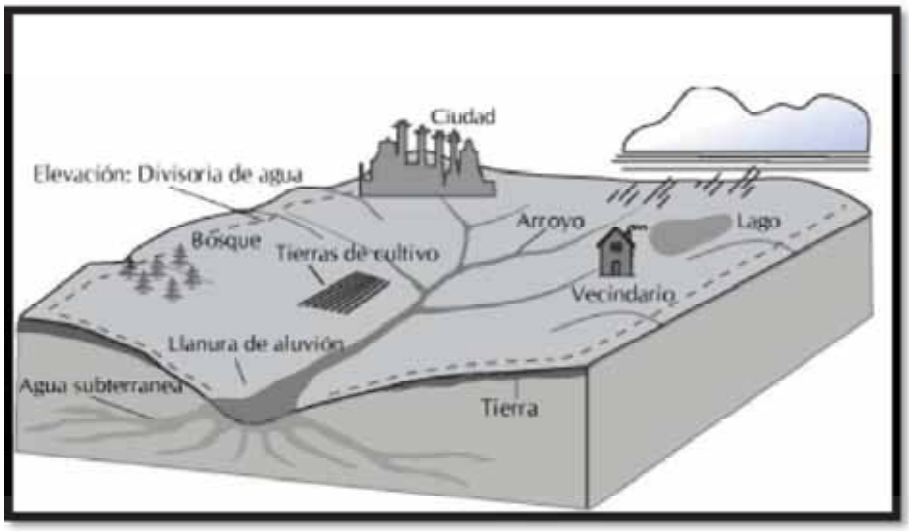
d. Evaporación. - Está relacionada con las horas del sol; se cuantifica en mm. Las horas del sol varían, de 6.7 a 4.7 horas por día**.**

3.3.1.1 Evaluación hidrológica de la microcuenca

(Guevara V. (1997))**.** Manifiesta que la microcuenca "Es la agrupación de pequeñas áreas de una subcuenta o fracción de ella que poseen características comunes. La microcuenca debe reflejar la problemática que se produce tanto a nivel de subcuenta, debe tratarse en lo posible que los limites hidrográficos que coinciden con los de una unidad de planeamiento de carácter

socioeconómico. El área de una microcuenca varia de 10 a 100 km2 o de 1,000 a 10, 000 ha.

*Figura 32: **Elementos de una cuenca Hidrológica***



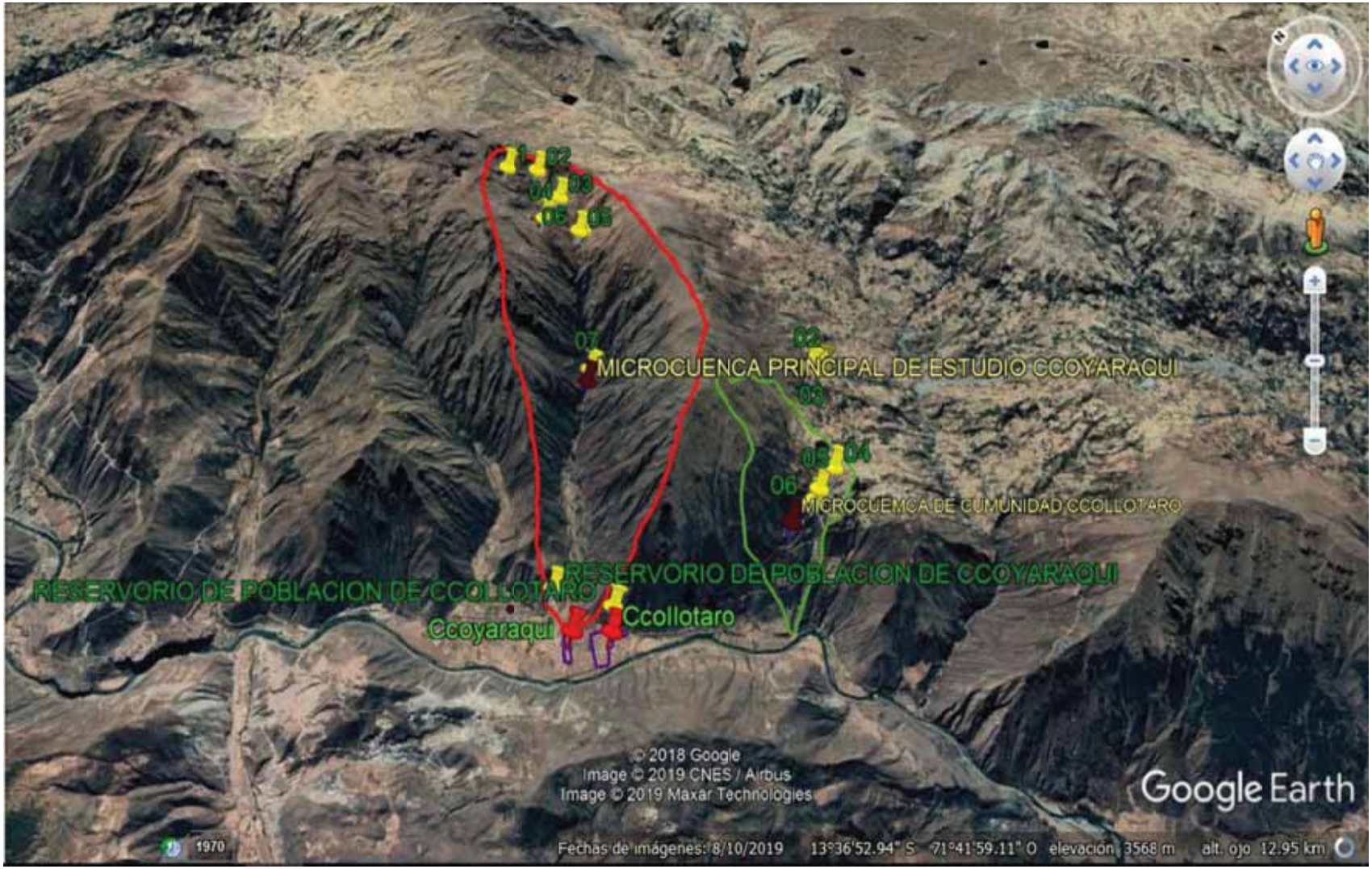
- CARACTERÍSTICAS DE LA MICROCUENCA HIDROLÓGICA

La microcuenca hidrológica está formada principalmente por las condiciones topográficas y geológicas del terreno.

- Topográficas: tamaño, forma, pendiente, elevación, red de drenaje natural, ubicación general, uso y cubiertas de la tierra, lagos y otros cuerpos de agua, drenaje natural, orientación, canales (tamaño, sección transversal, pendiente, rugosidad, longitud.
- Geológicas: tipo de suelo, permeabilidad, formación de aguas freáticas, estratificación.

Los desarrollos son considerados en forma general como parte de una microcuenca, la cual a su vez formará parte de alguna Cuenca Hidrológica definida. Fuente:(Guevara V. (1997)).

Figura 33 Delimitación de las Microcuenca del proyecto.



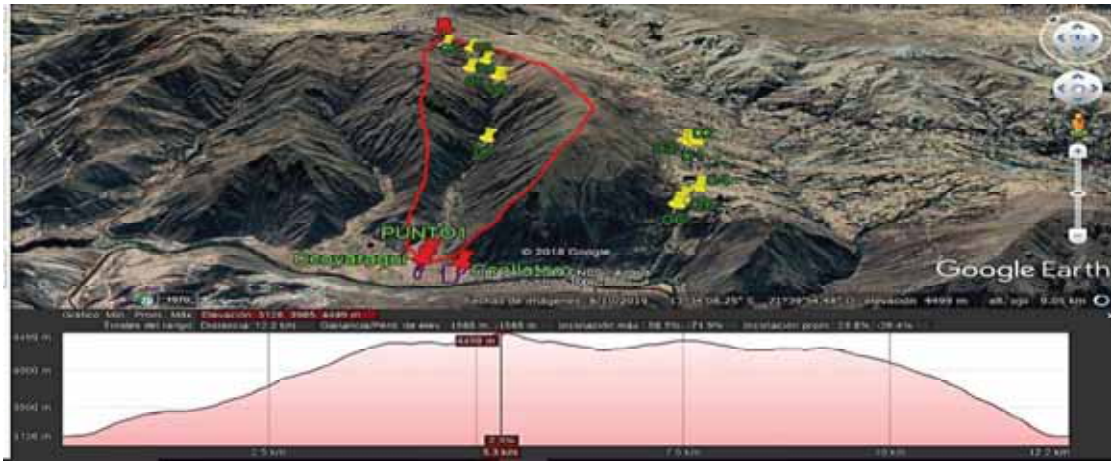
Fuente: propio,

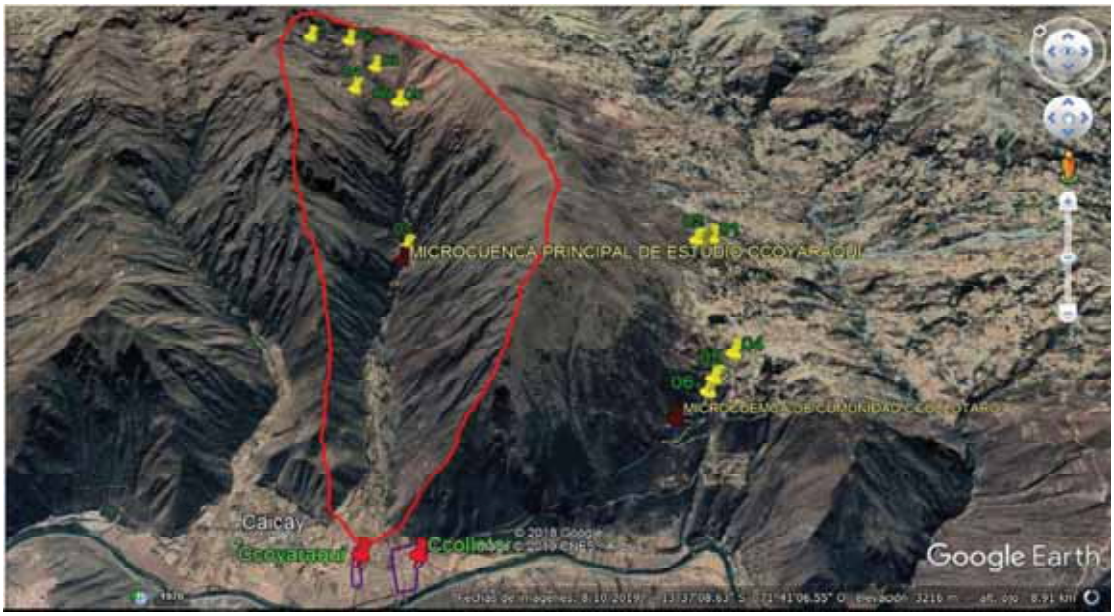
3.3.1.2 Estudios de parámetros fisiográficos de la microcuenca.

3.3.1.2.1 parámetros fisiográficos de la microcuenca principal de proyecto comunidad de Ccoyaraqui.

Delimitación la microcuenca de comunidad de Ccoyaraqui.

El micro-cuenca de la comunidad de Ccoyaraqui - Ccollotaro, ubicado en la provincia de Paucartambo del Distrito de Caicay de la Comunidad de Ccollotaro y Ccoyaraqui, es una micro-cuenca que vierte sus aguas al cuenca del rio Vilcanota.





Fuente: propio,

Nota: Para determinación de parámetros de la microcuenca, se realizaron al orden de tamaño: microcuenca principal de Ccoyaraqui.

PRINCIPALES PARAMETROS DE LA MICROCUENCA PRINCIPAL DE CCOYARAQUI - APORTANTE A LA CUENCA PRINCIPAL VILCANOTA

Se ha utilizado el Software ArcGis 10.3 para obtener las áreas parciales entre curvas de nivel. Para finalmente obtener las principales caracteristicas de la microcuenca riachuelo de Ccoyaraqui, que a continuación de detalla:

1.- AREA DE LA CUENCA

1.1.- DATOS OBTENIDOS DE LA CUENCA DEL RIACHUELO:

A través del programa ArcGis 10.3, obtenemos lo siguiente:

Área total de la cuenca: 6.95 ***Km2***

El Área de la Cuenca o área de drenaje (A) es el área plana de la proyección horizontal de la divisoria de aguas o límite de cuenca.El área es el factor más importante que determina el comportamiento hidrológico de la cuenca para condiciones hidrometeorológicas dadas.

Perímetro de la cuenca: 11.80 ***Km***

El Perímetro de una Cuenca es la longitud de la divisoria de aguas proyectada sobre un plano horizontal.

1.2.- CUADRO DE AREAS PARCIALES Y ACUMULADOS SEGÚN LA ALTITUD

Con el Software ArcGis 10.2 obtenemos el Areado entre curvas de nivel o cotas, obtenemos las Areas Parciales:

Fuente: ArcGis 10.3

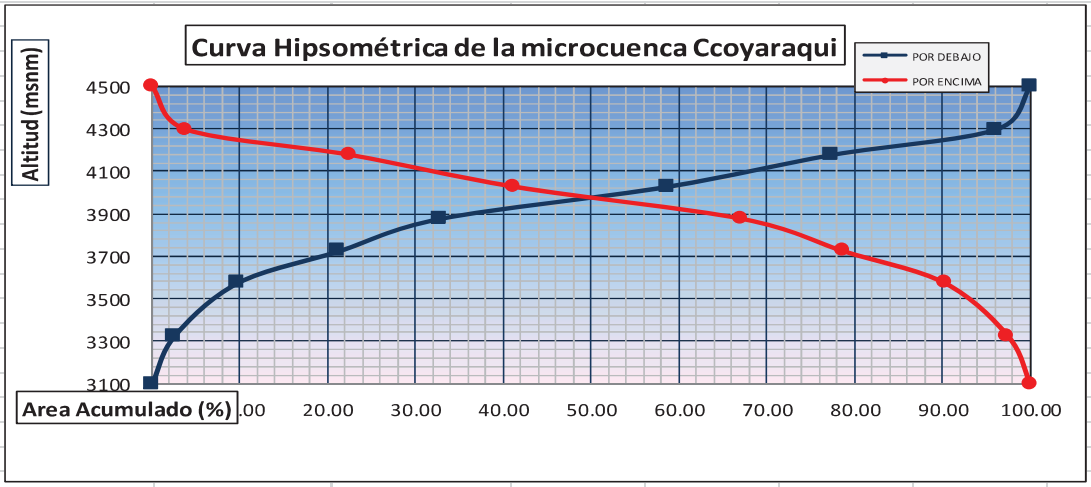
Cuadro N° 01: Areas parciales y acumuladas para elaboracion de Curva Hipsometrica

ALTITUD	AREAS PARCIALES		AREAS ACUMULADAS			
			POR DEBAJO		POR ENCIMA	
m.s.n.m.	Km2	(%)	(KM2)	(%)	KM2	(%)
Punto más bajo						
3100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.95	100.00
3325.00	0.18	2.54	0.18	2.54	6.78	97.46
3575.00	0.50	7.21	0.68	9.75	6.28	90.25
3725.00	0.80	11.53	1.48	21.28	5.47	78.72
3877.00	0.80	11.53	2.28	32.80	4.67	67.20
4028.00	1.80	25.91	4.08	58.71	2.87	41.29
4178.00	1.30	18.72	5.38	77.43	1.57	22.57
4298.00	1.30	18.72	6.69	96.14	0.27	3.86
4500.00	0.27	3.86	6.95	100.00	0.00	0.00
Punto más alto						
TOTAL	6.95	100.00				

2.- FACTOR DE RELIEVE

2.1.- Cálculo de la curva Hipsométrica

Grafico N° 02: Curva Hipsometrica de la microcuenca ccoyaraqui



2.2.- Cálculo de la Altitud Mediana

Altitud Mediana = **3,980.00** msnm (Intersección de las curvas hipsométicas)

2.3.- Cálculo de la Altitud Media Ponderada

Altitud media Ponderada:

$$H = \frac{\left(\sum a_i c_i\right)}{A} \qquad c_i = \frac{\left(c_i + c_{i-1}\right)}{2}$$

Donde :

ai = Area parcial de terreno entre curvas de nivel

ci = Altitud media de cada área parcial entre dos curvas de nivel.

A = Area de la cuenca

Cuadro N° 02: Areas parciales entre curvas de nivel

	ai	ci(altitud media)	ai*ci
	0.18	3212.5	566.91
	0.50	3450.0	1730.65
	0.80	3650.0	2925.98
	0.80	3801.0	3047.02
	1.80	3952.5	7120.97
	1.30	4103.0	5340.62
	1.30	4238.0	5516.34
	0.27	4399.0	1180.41
Σ	6.95	Σ	27428.89

***H* =** **3,943.98** msnm

2.4.- Cálculo de la Altitud Media Simple:

Altitud Media Simple:

$$H_{ms} = \frac{\left(c_M + c_m\right)}{2}$$

Donde:

CM = Cota o altitud más alta de la cuenca

Cm = Cota o altitud más baja de la cuenca

CM = 4,500.00

Cm = 3,100.00

Hms = **3,800.00** msnm

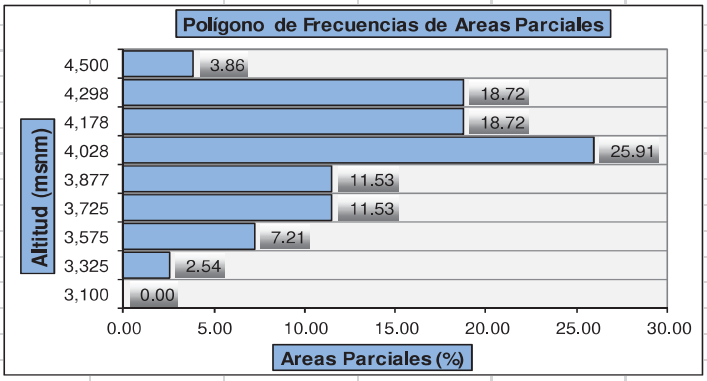
2.5.- Cálculo del Polígono de Frecuencia de Areas Parciales:

COTA (msnm)	A. PARCIAL (%)
3100.00	0.00
3325.00	2.54
3575.00	7.21
3725.00	11.53
3877.00	11.53
4028.00	25.91
4178.00	18.72
4298.00	18.72
4500.00	3.86

Altitud mas Frecuente:

Porcentaje de Incidencia:

Grafico N° 03: Poligono de Frecuencias



3.- PARAMETROS DE FORMA:

Esta característica es importante porque se relaciona con el tiempo de concentración. (Tiempo en que una gota de agua en viajar desde el extremo de la cuenca hasta llegar a la desembocadura de la misma). Para determinar la forma de cuenca se debe determinar los siguientes:

3.1.- Cálculo del Indice de Gravelius (K):

El Indice de Gravelious (K):

$$K = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Donde :

P =	Perímetro de la cuenca en Km	11.80	Km
A =	Area de la cuenca en Km2	6.95	Km2

Entonces:

K = 1.2621

Como el valor de K se encuentra entre los rangos de 1.00 - 1.25, la forma de la cuenca es REDONDA, en caso contrario Alargada

3.2.- Cálculo del Rectángulo Equivalente:

Rectángulo Equivalente:

Lado Mayor =

$$L = \frac{K\sqrt{A}}{1.12}\left(1+\sqrt{1-\left(\frac{1.12}{K}\right)^2}\right)$$

Lado Menor

$$l = \frac{K\sqrt{A}}{1.12}\left(1-\sqrt{1-\left(\frac{1.12}{K}\right)^2}\right)$$

Donde:

K =	Coeficiente de Compacidad o Indice de Gravelious	1.2621
A =	Area de la cuenca en Km2	6.95

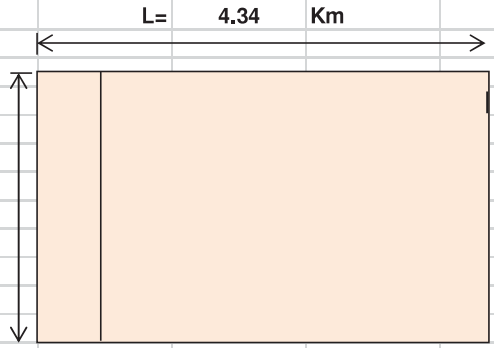
$\frac{K\sqrt{A}}{1.12}$ = 2.971 ***(1.12/K)^2 =*** 0.787 $\left(\sqrt{1-\left(\frac{1.12}{K}\right)^2}\right)$ = 0.461

L = 4.341

l = 1.601

Cuadro N° 03: Rectangulo Equivalente

Cota (msnm)	Area Parcial ai (Km2)	Ancho, ci (Km)
3100.00	0.00	0.00
3325.00	0.18	0.11
3575.00	0.50	0.31
3725.00	0.80	0.50
3877.00	0.80	0.50
4028.00	1.80	1.13
4178.00	1.30	0.81
4298.00	1.30	0.81
4500.00	0.27	0.17
	Suma ci= L=	4.34



3.3.- Cálculo del Factor Forma:

El Factor de Forma expresa la relación entre el ancho medio de la cuenca (B) y la longitud de la cuenca (L) medida desde la salida o desembocadura hasta el límite de la cuenca en la dirección del cauce más largo. La forma de la cuenca afecta las características de los hidrogramas de escorrentía y las descargas máximas. El Factor de Forma se ha definido para describir la influencia de la forma de la cuenca en el drenaje de la misma, por medio de un solo valor numérico. Valores bajos corresponden a cuencas estrechas y alargadas donde existe menos probabilidad de ocurrencia de lluvias intensas que cubran todo el área por lo que esta menos expuesta a inundaciones.

Factor Forma:

$$F_f = \frac{l}{L} = \frac{A}{L^2}$$

Donde:

l =	Lado menor del rectángulo equivalente	1.60	Km
L =	Lado mayor del rectángulo equivalente	4.34	Km
A =	Area de la cuenca	6.95	Km2
	Ff =	0.369	
		0.369	

4 .- Sistema de Drenaje:

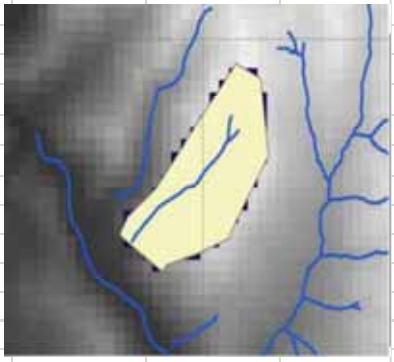
El drenaje de una cuenca, en síntesis es la como es evacuada el agua caída dentro de los límites de la cuenca.
El sistema de drenaje está constituido por el río principal y sus tributarios.

5.0 clasificacion de las correinte de agua
corrientes intenitentes.-

son corrientes temporales, aparecen en epocas de lluvia y desaparecen en epocas de estiaje

orden de las corrientes de agua

Refleja el grado de ramificación o bifurcación dentro de una cuenca.
Corrientes de 1er orden: Pequeños canales que no tiene tributarios.
Corrientes de 2do orden: Cuando dos corrientes de 1er orden se unen.
Corrientes de 3er orden: Cuando dos corrientes de 2do orden se unen.



Orden	Longitud (km)
1	345.30
2	125.25
3	3854.73

5.1.- Cálculo de la Densidad de Drenaje:

La Densidad de Drenaje representa la relación entre la longitud total de los cauces dentro de la cuenca, dividida entre el área de la cuenca.
Una Densidad de Drenaje alta (3.5 km/km2) es característica de una cuenca bien drenada que debería responder relativamente rápido a la precipitación; una cuenca con baja Densidad de Drenaje (0.50 km/km2) refleja un área pobremente drenada con respuesta hidrológica lenta.

Densidad de Drenaje:

$$D_d = \frac{L_i}{A}$$

Donde:

L =	Longitud del cauce principal	3.85	Km
	Longitud de cauces aportantes	0.35	Km
Li =	Longitud total de ríos	**4.20**	
A=	Area de la Cuenca	**6.95**	Km2
	Dd =	0.60	

5.2.- Cálculo de la Frecuencia de los Ríos:

Frecuencia de los Ríos: Fr = Nº cauces/A — Nº Cauces = 3

Fr = 0.432

5.3.- Cálculo de la Extensión media del Escurrimiento Superficial (Es):

Se define como la distancia media en que el agua de lluvia tendría que escurrir sobre los terrenos de una cuenca, en caso de que la escorrentía se diese en línea recta desde donde cayó la lluvia cayó hasta el punto más próximo al lecho de una corriente cualquiera de la cuenca.

Extensión media del Escurrimiento Superficial — Es = A/4Li

Es = 0.414

5.4.- Cálculo del Tiempo de Concentración (Tc), Según Kirpich

Tiempo de Concentración (Tc)

$$Tc = \left(\frac{0.87\,L^3}{H}\right)^{0.385}$$

0.046040

Tc (Horas) = 0.306

Tc (Min) = 18.343

6.- OTROS PARAMETROS :

6.1 - Cálculo del Indice de Pendiente (Ip)

$$I_p = \sum_{i=1}^{n} \sqrt{\beta_i (a_i - a_{i-1})}\,\frac{1}{\sqrt{L}}$$

Indice de Pendiente (Ip):

$$\beta_i = \frac{A_i}{A_t}$$

Cuadro N° 04: Cuadro para el calculo de Indice de pendiente — 1/(L)^0.5 — 0.4799848

Ai 1	Bi = Ai/At 2	ai - ai-1 3	Bi* (ai -Ai-1) 4	Raíz (4) 5	5 * 1/(L)^0.5 6
0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00
0.18	0.03	225.00	5.71	2.39	1.15
0.50	0.07	250.00	18.03	4.25	2.04
0.80	0.12	150.00	17.29	4.16	2.00
0.80	0.12	152.00	17.52	4.19	2.01
1.80	0.26	151.00	39.12	6.25	3.00
1.30	0.19	150.00	28.07	5.30	2.54
1.30	0.19	120.00	22.46	4.74	2.27
0.27	0.04	202.00	7.79	2.79	1.34
6.95				***Ip =***	**16.34998**

6.2.- Cálculo de la Pendiente de la Cuenca

$$S = \frac{H}{L}$$

H = 1,400.00

L= 4,340.55

S = 0.3225

32.254 %

Teniendo el registro de precipitación mensual de cuatro estaciones meteorológicas ubicadas en la cuenca de estudio o circundantes a la misma se realizara los siguientes cálculos: análisis de consistencia. (dibujo de histograma, análisis de doble masa, análisis estadístico).

1.- Estacion de Parayoc

2.- Estacion de kayra

3.3.1.2.1 P*arámetros fisiográficos de la microcuenca de proyecto comunidad de Ccollotaro.*

Delimitación la microcuenca de comunidad de Ccollotaro.

El micro-cuenca de la comunidad de Ccoyaraqui - Ccollotaro, ubicado en la provincia de Paucartambo del Distrito de Caicay de la Comunidad de Ccollotaro y Ccoyaraqui, es una micro-cuenca que vierte sus aguas al cuenca del rio Vilcanota.

Fuente: propio,

Nota: Para determinación de parámetros de la microcuenca, se realizaron al orden de tamaño: microcuenca de Ccollotaro.

PRINCIPALES PARAMETROS DE LA MICROCUENCA DE LA COMUNIDAD DE CCOLLOTARO APORTANTE - CUENCA PRINCIPAL VILCANOTA

Se ha utilizado el Software ArcGis 10.3 para obtener las áreas parciales entre curvas de nivel. Para finalmente obtener las principales caracteristicas de la microcuenca riachuelo de Ccoyaraqui, que a continuación de detalla:

1.- AREA DE LA CUENCA

1.1.- DATOS OBTENIDOS DE LA CUENCA DEL RIACHUELO:

A través del programa ArcGis 10.3, obtenemos lo siguiente:

Área total de la cuenca: 1.51 ***Km2***

El Área de la Cuenca o área de drenaje (A) es el área plana de la proyección horizontal de la divisoria de aguas o límite de cuenca.El área es el factor más importante que determina el comportamiento hidrológico de la cuenca para condiciones hidrometeorológicas dadas.

Perímetro de la cuenca: 5.86 ***Km***

El Perímetro de una Cuenca es la longitud de la divisoria de aguas proyectada sobre un plano horizontal.

1.2.- CUADRO DE AREAS PARCIALES Y ACUMULADOS SEGÚN LA ALTITUD

Con el Software ArcGis 10.2 obtenemos el Areado entre curvas de nivel o cotas, obtenemos las Areas Parciales:

Fuente: ArcGis 10.3

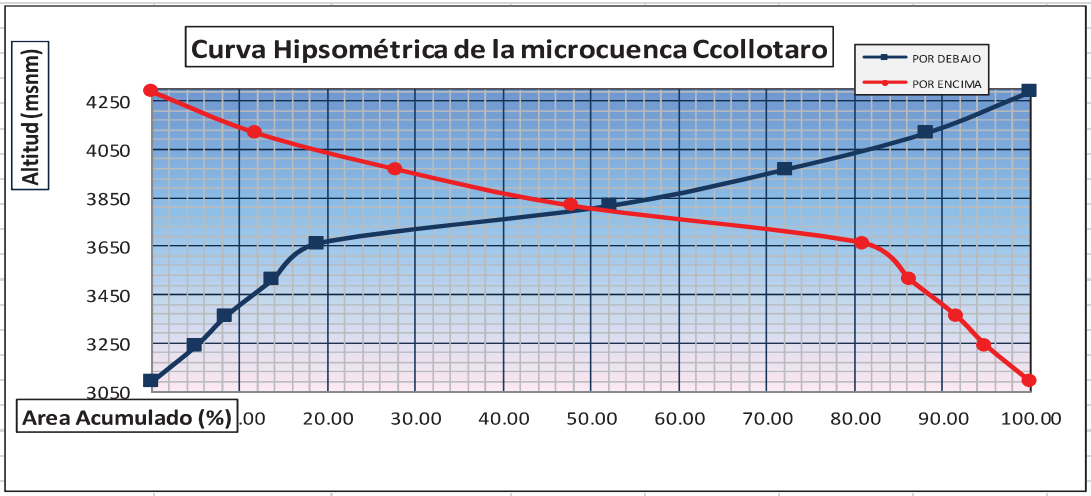
Cuadro N° 01: Areas parciales y acumuladas para elaboracion de Curva Hipsometrica

ALTITUD	AREAS PARCIALES		AREAS ACUMULADAS			
			POR DEBAJO		POR ENCIMA	
m.s.n.m.	Km2	(%)	(KM2)	(%)	KM2	(%)
Punto más bajo						
3089.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.51	100.00
3239.00	0.08	5.06	0.08	5.06	1.43	94.94
3359.00	0.05	3.32	0.13	8.39	1.38	91.61
3509.00	0.08	5.31	0.21	13.69	1.30	86.31
3661.00	0.08	5.31	0.29	19.00	1.22	81.00
3815.00	0.50	33.22	0.79	52.22	0.72	47.78
3965.00	0.30	19.97	1.09	72.19	0.42	27.81
4115.00	0.24	16.00	1.33	88.19	0.18	11.81
4285.00	0.18	11.81	1.51	100.00	0.00	0.00
Punto más alto						
TOTAL	1.51	100.00				

2.- FACTOR DE RELIEVE

2.1.- Cálculo de la curva Hipsométrica

Grafico N° 02: Curva Hipsometrica de la microcuenca Ccollotaro.



2.2.- Cálculo de la Altitud Mediana

Altitud Mediana = **3,980.00** msnm (Intersección de las curvas hipsométicas)

2.3.- Cálculo de la Altitud Media Ponderada

Altitud media Ponderada:

$$H = \frac{\left(\sum a_i c_i\right)}{A} \qquad c_i = \frac{\left(c_i + c_{i-1}\right)}{2}$$

Donde :

ai = Area parcial de terreno entre curvas de nivel
ci = Altitud media de cada área parcial entre dos curvas de nivel.
A = Area de la cuenca

Cuadro N° 02: Areas parciales entre curvas de nivel

	ai	ci(altitud media)	ai*ci
	0.08	3164.0	241.95
	0.05	3299.0	165.49
	0.08	3434.0	275.28
	0.08	3585.0	287.39
	0.50	3738.0	1875.12
	0.30	3890.0	1173.37
	0.24	4040.0	976.21
	0.18	4200.0	749.01
Σ	1.51	Σ	5743.82

***H* =** **3,803.33** msnm

2.4.- Cálculo de la Altitud Media Simple:

Altitud Media Simple:

$$H_{ms} = \frac{\left(c_M + c_m\right)}{2}$$

Donde:

CM = Cota o altitud más alta de la cuenca
Cm = Cota o altitud más baja de la cuenca

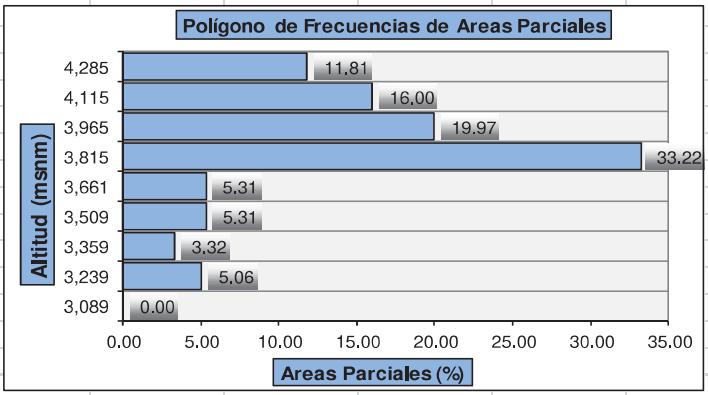
CM = 4,285.00
Cm = 3,089.00

Hms = **3,687.00** msnm

2.5.- Cálculo del Polígono de Frecuencia de Areas Parciales:

COTA (msnm)	A. PARCIAL (%)
3089.00	0.00
3239.00	5.06
3359.00	3.32
3509.00	5.31
3661.00	5.31
3815.00	33.22
3965.00	19.97
4115.00	16.00
4285.00	11.81

Grafico N° 03: Poligono de Frecuencias



Altitud mas Frecuente:
Porcentaje de Incidencia:

3.- PARAMETROS DE FORMA:

Esta característica es importante porque se relaciona con el tiempo de concentración. (Tiempo en que una gota de agua en viajar desde el extremo de la cuenca hasta llegar a la desembocadura de la misma). Para determinar la forma de cuenca se debe determinar los siguientes:

3.1.- Cálculo del Indice de Gravelius (K):

El Indice de Gravelious (K):

$$K = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Donde :

P =	Perímetro de la cuenca en Km	5.86	Km
A =	Area de la cuenca en Km2	1.51	Km2

Entonces:

K = 1.3453

Como el valor de K se encuentra entre los rangos de 1.00 - 1.25, la forma de la cuenca es REDONDA, en caso contrario Alargada

3.2.- Cálculo del Rectángulo Equivalente:

Rectángulo Equivalente:

Lado Mayor =

$$L = \frac{K\sqrt{A}}{1.12}\left(1+\sqrt{1-\left(\frac{1.12}{K}\right)^2}\right)$$

Lado Menor

$$l = \frac{K\sqrt{A}}{1.12}\left(1-\sqrt{1-\left(\frac{1.12}{K}\right)^2}\right)$$

Donde:

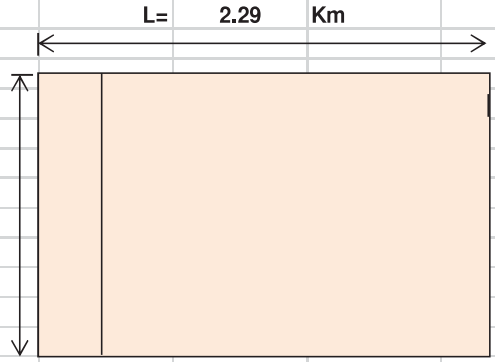
K =	Coeficiente de Compacidad o Indice de Gravelious	1.3453
A =	Area de la cuenca en Km2	1.51

$\frac{K\sqrt{A}}{1.12}$ = 1.476 ***(1.12/K)^2 =*** 0.693 $\left(\sqrt{1-\left(\frac{1.12}{K}\right)^2}\right)$ = 0.554

L = 2.294
l = 0.658

Cuadro N° 03: Rectangulo Equivalente

Cota (msnm)	Area Parcial ai (Km2)	Ancho, ci (Km)
3089.00	0.00	0.00
3239.00	0.08	0.12
3359.00	0.05	0.08
3509.00	0.08	0.12
3661.00	0.08	0.12
3815.00	0.50	0.76
3965.00	0.30	0.46
4115.00	0.24	0.37
4285.00	0.18	0.27
	Suma ci= L=	2.29



3.3.- Cálculo del Factor Forma:

El Factor de Forma expresa la relación entre el ancho medio de la cuenca (B) y la longitud de la cuenca (L) medida desde la salida o desembocadura hasta el límite de la cuenca en la dirección del cauce más largo. La forma de la cuenca afecta las características de los hidrogramas de escorrentía y las descargas máximas. El Factor de Forma se ha definido para describir la influencia de la forma de la cuenca en el drenaje de la misma, por medio de un solo valor numérico. Valores bajos corresponden a cuencas estrechas y alargadas donde existe menos probabilidad de ocurrencia de lluvias intensas que cubran todo el área por lo que esta menos expuesta a inundaciones.

Factor Forma:

$$F_f = \frac{l}{L} = \frac{A}{L^2}$$

Donde:

l =	Lado menor del rectángulo equivalente	0.66	Km
L =	Lado mayor del rectángulo equivalente	2.29	Km
A =	Area de la cuenca	1.51	Km2
	Ff =	0.287	
		0.287	

4.0.- Sistema de Drenaje:

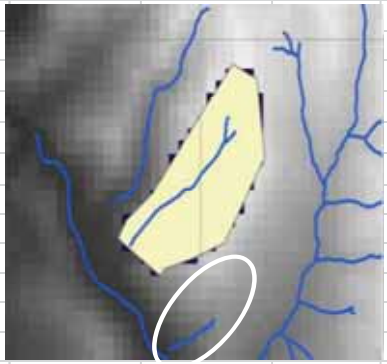
El drenaje de una cuenca, en síntesis es la como es evacuada el agua caída dentro de los límites de la cuenca.
El sistema de drenaje está constituido por el río principal y sus tributarios.

5.0.- clasificacion de las correinte de agua
corrientes intenitentes.-

son corrientes temporales, aparecen en epocas de lluvia y desaparecen en epocas de estiaje

orden de las corrientes de agua

Refleja el grado de ramificación o bifurcación dentro de una cuenca.
Corrientes de 1er orden: Pequeños canales que no tiene tributarios.
Corrientes de 2do orden: Cuando dos corrientes de 1er orden se unen.
Corrientes de 3er orden: Cuando dos corrientes de 2do orden se unen.



Orden	Longitud (km)
1	1.24
2	0.00
3	0.00

5.1.- Cálculo de la Densidad de Drenaje:

La Densidad de Drenaje representa la relación entre la longitud total de los cauces dentro de la cuenca, dividida entre el área de la cuenca.
Una Densidad de Drenaje alta (3.5 km/km2) es característica de una cuenca bien drenada que debería responder relativamente rápido a la precipitación; una cuenca con baja Densidad de Drenaje (0.50 km/km2) refleja un área pobremente drenada con respuesta hidrológica lenta.

Densidad de Drenaje:

$$D_d = \frac{L_i}{A}$$

Donde:

L =	Longitud del cauce principal	1.24	Km
	Longitud de cauces aportantes	0.00	Km
Li =	Longitud total de ríos	**1.24**	
A=	Area de la Cuenca	**1.51**	Km2
	Dd =	0.82	

5.2.- Cálculo de la Frecuencia de los Ríos:

Frecuencia de los Ríos: Fr = Nº cauces/A — Nº Cauces = 1

Fr = 0.662

5.3.- Cálculo de la Extensión media del Escurrimiento Superficial (Es):

Se define como la distancia media en que el agua de lluvia tendría que escurrir sobre los terrenos de una cuenca, en caso de que la escorrentía se diese en línea recta desde donde cayó la lluvia cayó hasta el punto más próximo al lecho de una corriente cualquiera de la cuenca.

Extensión media del Escurrimiento Superficial — Es = A/4Li

Es = 0.304

5.4.- Cálculo del Tiempo de Concentración (Tc), Según Kirpich

Tiempo de Concentración (Tc)

$$Tc = \left(\frac{0.87\,L^3}{H}\right)^{0.385}$$

0.001387

Tc (Horas) = 0.079

Tc (Min) = 4.763

6.- OTROS PARAMETROS :

6.1 - Cálculo del Indice de Pendiente (Ip)

$$I_p = \sum_{i=1}^{n} \sqrt{\beta_i (a_i - a_{i-1})}\,\frac{1}{\sqrt{L}}$$

Indice de Pendiente (Ip):

$$\beta_i = \frac{A_i}{A_t}$$

Cuadro N° 04: Cuadro para el calculo de Indice de pendiente — 1/(L)^0.5 — 0.66029549

Ai 1	Bi = Ai/At 2	ai - ai-1 3	Bi* (ai -Ai-1) 4	Raíz (4) 5	5 * 1/(L)^0.5 6
0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00
0.08	0.05	150.00	7.60	2.76	1.82
0.05	0.03	120.00	3.99	2.00	1.32
0.08	0.05	150.00	7.96	2.82	1.86
0.08	0.05	152.00	8.07	2.84	1.88
0.50	0.33	154.00	51.15	7.15	4.72
0.30	0.20	150.00	29.96	5.47	3.61
0.24	0.16	150.00	24.00	4.90	3.23
0.18	0.12	170.00	20.07	4.48	2.96
1.51				***Ip =***	**21.40670**

6.2.- Cálculo de la Pendiente de la Cuenca

$$S = \frac{H}{L}$$

H = 1,196.00

L= 2,293.63

S = 0.5214

52.144 %

Teniendo el registro de precipitación mensual de cuatro estaciones meteorológicas ubicadas en la cuenca de estudio o circundantes a la misma se realizara los siguientes cálculos: análisis de consistencia. (dibujo de histograma, análisis de doble masa, análisis estadístico).

1.- Estacion de Parayoc

2.- Estacion de kayra

3.3.1.3 Estudios de temperaturas

3.3.1.3.1 introducción

El distrito de Caicay, posee un clima templado-semiseco, semifrío con invierno seco, con temperatura media anual de 19.61°C máxima y 3.67ºC mínima, teniendo una temperatura media de 11.79°C. Las precipitaciones de mayor intensidad se distribuyen entre los meses de diciembre a marzo y con un periodo seco definido entre los meses de mayo a julio. Presenta una precipitación total anual de 700.26 mm.

Cuadro 9: Climatología de la zona de estudio

cuadro climatología de la zona de estudio							
datos de clima							
country:	Ccollotaro y Ccoyaraqui		ESTACION: CUSCO. KAYRA				
altitud:	3100 m.s.n.m						
latitud :	13°35´ 10" sur		Longitud 71°41´10" OESTE				
mes	temp.max	temp.min	humedad	vientos	luz solar	Rad. Solar	ETo
	(deg.c)	(deg.c)	(%)	(km./d)	(Hours)	(MJ/m2/d	mm/d
january	19.00	6.80	70.00	164.00	4.80	17.70	3.51
february	18.60	6.80	73.00	164.00	5.00	17.90	3.42
March	18.80	6.30	73.00	164.00	5.80	18.40	3.42
April	19.50	5.20	69.00	138.00	7.40	19.00	3.36
May	19.40	3.20	67.00	138.00	8.70	18.70	3.11
June	19.10	0.90	65.00	164.00	9.30	18.20	3.06
July	18.50	0.80	64.00	199.00	9.60	19.10	3.27
August	19.80	2.00	63.00	233.00	9.00	20.30	3.85
September	19.60	4.50	62.00	233.00	7.40	20.00	3.99
October	20.70	5.90	61.00	233.00	7.30	21.10	4.37
November	20.40	6.30	62.00	199.00	7.20	21.40	4.29
December	19.30	6.70	67.00	199.00	5.60	19.00	3.82
Promedio	19.39	4.62	66.33	185.67	7.26	19.23	3.62

3.3.1.4 Estudios de evapotranspiración:

3.3.1.4.1 introducción

Una gran parte del agua que llega a la tierra, vuelve a la atmósfera en forma de vapor, (evaporación), o a través de las plantas (transpiración); dada la dificultad de medir por separado ambos términos, se determina con la evapotranspiración. La influencia de estos fenómenos independientes, sobre el ciclo hidrológico es muy importante; en promedio, más del 70% de la precipitación que llega a la tierra es devuelta a la atmósfera por evapotranspiración, alcanzando este porcentaje en algunos lugares hasta el 90%. Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica es importante conocer, por un lado, la cantidad de agua que se pierde por evaporación en grandes depósitos, como presas, lagos o en sistemas de conducción, y, por otro lado, la cantidad de agua que es necesario a los sistemas de riego, para determinar las fuentes y dimensiones de los sistemas de abastecimiento.

3.3.1.4.2 definiciones.

Evaporación. - Proceso físico por el cual el agua cambia de estado líquido a gaseoso, retornando directamente a la atmósfera en forma de vapor, a partir de superficies de agua libre como océanos, lagos y ríos, de zonas pantanosas, del suelo, y de la vegetación húmeda.

Transpiración. - Proceso por el cual el agua de la vegetación a través de las hojas de las plantas pasa a la atmósfera en forma de vapor. Naturalmente esta agua tomada por las plantas es, del suelo.

Evapotranspiración. - Cantidad de agua transferida del suelo a la atmósfera por evaporación y transpiración de las plantas; dicho de otra forma: es la pérdida de agua debida a la transpiración de la vegetación más la evaporación del suelo.

Evapotranspiración potencial. - Cantidad de agua evaporada y transpirada si ha existido en todo momento un exceso de humedad disponible.

Evapotranspiración Real. - Es la cantidad de agua perdida por el complejo suelo-planta en las condiciones meteorológicas, edafológicas (en las que se incluye el contenido de humedad y la fuerza con que esta humedad es mantenida).

3.3.1.4.3 Factores que influyen la evapotranspiración (ET)

La ET es un fenómeno dependiente en buena parte de las condiciones atmosféricas, del suelo y de la vegetación. Después de una lluvia o de un riego por aspersión, la interface entre el sistema terreno-planta y la atmósfera está saturada, y evidentemente la transpiración y la

evaporación están en el valor potencial, siendo entonces la evapotranspiración función de muchos factores (ET = f(c, s, v, f, g, Q)):

- **Factores climatológicos (c):** radiación, temperatura y humedad del aire, velocidad del viento, etc.
- **Factores edáficos (s):** conductibilidad hídrica, espesor del estrato activo, calor superficial, capacidad hídrica, rugosidad de la superficie, etc.
- **Factores de la planta (v):** conductibilidad hídrica de los tejidos, estructura de la parte epigea, índice LAI, profundidad y densidad del sistema radical, etc.
- **Factores fitotécnicos (f):** laboreo del suelo, rotación de cultivos, orientación de las líneas de siembra, densidad poblacional, tipo e intensidad de la poda, etc.
- **Factores geográficos (g):** extensión del área, variación de las características climáticas en el borde del área considerada, etc.
- **Agua disponible en la interface con la atmósfera (Q):** cuyo origen es la lluvia, el riego y/o el aporte hídrico de la capa freática.

3.3.1.4.4.- Evapotranspiración potencial de referencia (Eto).

La evapotranspiración potencial de un cultivo de referencia (Eto) en mm/día, fue definida por Doorembos y Pruit (FAO, 1975) como: "La tasa de evaporación en mm/día de una extensa superficie de pasto (grama) verde de 8 a 15 cm de altura uniforme, en crecimiento activo, que sombrea completamente la superficie del suelo y que no sufre de escasez de agua".

Nota: no se cuentan con datos de estacion de meteorológico.

3.3.1.4.5.- Evapotranspiración real (Etr)

En la práctica, los cultivos se desarrollan en condiciones de humedad muy lejanas de las óptimas. Por este motivo para calcular por ejemplo la demanda de riego se ha de basar en la evapotranspiración real (Etr), la cual toma en consideración al agua disponible en el suelo y las condiciones ambientales en las cuales se desarrolla un cultivo determinado. La evapotranspiración real de un cultivo, en cierto momento de su ciclo vegetativo, puede expresarse como:

$$Etr = Eto * Kc * kh$$

Donde:

Eto = Evapotranspiración potencial del cultivo de referencia

Kc = Coeficiente de cultivo

Kh = Coeficiente de humedad del suelo

El coeficiente de cultivo kc, depende de las características anatomorfológicas y fisiológicas de la especie y expresa la variación de su capacidad para extraer agua del suelo durante el ciclo vegetativo. El coeficiente de humedad kh, es una expresión del mecanismo de transporte de agua a la atmósfera a través del suelo y de la planta, que depende del grado de disponibilidad de agua, del gradiente de potencial hídrico entre el suelo y la atmósfera circundante y de la capacidad de dicho sistema para conducir agua.

3.3.1.5 Estudios de intensidades

3.3.1.5.1 Introducción

Para los profesionales que utilizan el recurso hídrico es de fundamental importancia la caracterización de las lluvias intensas que se emplean para estimar indirectamente los caudales. Debido a que la disponibilidad de caudales es escasa, es necesario desarrollar metodologías para realizar la estimación indirecta de caudales a partir de la precipitación, que es una variable cuyo registro es más sencillo, más extenso y más frecuente.

Para predecir caudales críticos y para ingeniería de diseño de obras hidráulicas, es necesario asociar una probabilidad a lluvias máximas de diferentes duraciones. Deducir la probabilidad de ocurrencia de un evento requiere contar con registros continuos de precipitación, que son muy escasos en nuestro país.

El conocimiento de las características de las precipitaciones intensas es de gran importancia para el dimensionamiento de obras hidráulicas, tales como canales, vertederos, presas, etc. Es necesario determinar una tormenta de diseño para poder estimar los caudales de diseño, esta tormenta de diseño no es otra cosa que la distribución de la precipitación en el tiempo.

3.3.1.5.2 Intensidades de precipitaciones

Se entiende por tormenta al conjunto de lluvias que obedecen a una misma perturbación meteorológica y de características bien definidas. De acuerdo a esta definición una tormenta puede durar desde unos pocos minutos hasta varias horas y aún días; pueden abarcar extensiones de terrenos muy variables, desde pequeñas zonas hasta vastas regiones.

También una intensidad de diseño puede definirse mediante un valor de profundidad de precipitación en un punto, mediante un histograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta, o mediante un mapa de isoyetas que especifique el patrón espacial de la precipitación, la intensidad de diseño es la entrada al sistema, y los caudales resultantes se calculan utilizando procedimientos de lluvia-escorrentía y tránsito de caudales.

Las intensidades de diseño pueden basarse en información histórica de precipitación en un sitio o pueden construirse utilizando las características generales de la precipitación en regiones adyacentes.

RECOLECCIÓN DE DATOS PLUVIOMÉTRICOS. - Para obtener los datos pluviométricos se realizó solicitudes a las instituciones de SENAMHI y UNSAAC, las cuales nos proporcionaron la siguiente información. Las tablas siguientes muestran los valores relacionados a la intensidad de lluvia originada por las precipitaciones máximas en un lapso de 24 horas durante los meses que indican entre los años 1980 al año 2018. Las unidades en las que se muestra el valor son de milímetros (mm).

Cuadro 10: Precipitaciones máximas en 24 horas- Perayoc

REGISTRO HIDROMETEREOLOGICO Estación PERAYOC, Precipitación Mensual(mm)															
CUENCA			DISTRITO		SAN JERONIMO			LATITUD		13º31'16"	MAX		339.1	PERIODO	
RIACHUELO DE IRWAQUYO			PROVINCIA		CUSCO			LONGITUD		71º57'53"	MIN		0	(1963 -	2018)
			DEPARTAMENTO		CUSCO			ALTITUD		3365	MSNM				
ITEM	AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL	MEDIA
1	1963	103.78	116.01	170.4	22.5	5.8	0	0.3	5.6	46.85	44.84	50.5	70.65	637.23	53.10
2	1964	106.35	154.27	147.1	81.95	11.6	0	4.25	5.2	43.75	37.1	60.53	185.35	837.45	69.79
3	1965	141.3	195.3	89.65	17.3	21.85	0	0	1.1	42.4	85.95	58.55	47.85	701.25	58.44
4	1966	65.75	114.4	128.4	15.65	3.3	0.4	12.9	31.5	26.4	72.6	72.55	135	678.85	56.57
5	1967	170.4	135.15	69.8	25.7	1.35	5.15	39.17	6.95	20.1	32.91	94.45	88.1	689.23	57.44
6	1968	199.85	116.1	107	18.85	0.3	3.4	10.2	0.3	16.75	27.9	73.9	86.6	661.15	55.10
7	1969	150.05	97.35	94.9	95.55	5.3	6	6.6	2.4	43.35	37.4	34.4	213.6	786.9	65.58
8	1970	130	128.3	92.7	38.1	1.7	1.5	0.3	8.1	0	53.2	44.4	147.6	645.9	53.83
9	1971	169.95	74.7	58.4	40.7	0.8	0	9.29	20.5	37.5	5.5	67.6	102.95	587.89	48.99
10	1972	228.55	137.75	141.85	96.95	18.1	0	10.75	15.9	6.6	29.9	101.75	91.65	879.75	73.31
11	1973	130.35	228.8	130	61.6	15.5	14.3	3.1	37	21.9	45.6	45.25	121.4	854.8	71.23
12	1974	119.7	159.7	107.5	71	30.3	1.4	0	0.1	40.5	48.2	42.1	152.2	772.7	64.39
13	1975	158.1	73.7	155.7	48.2	22.9	7.1	0.9	9	59	15.5	56.2	103	709.3	59.11
14	1976	104.3	241.5	80.8	60.9	3.9	0.2	0.2	2.7	39.1	65.1	170.8	66.7	836.2	69.68
15	1977	249.4	63.6	83.5	37.5	6.7	0	1	0	12.7	9.7	161.2	124.3	749.6	62.47
16	1978	165	128.8	170.1	36.9	21.5	0	5.9	17.3	12.4	22.6	131.7	137.3	849.5	70.79
17	1979	97.9	141.7	96.9	34.1	7.4	2.1	2.4	0.4	7.7	96.2	66.6	67.5	620.9	51.74
18	1980	97.90	141.70	96.90	34.10	7.40	2.10	2.40	0.40	7.70	96.20	66.60	67.50	620.9	51.74
19	1981	218.10	73.00	119.20	69.20	0.60	4.20	0.00	12.40	46.70	105.00	112.10	133.90	894.4	74.53
20	1982	205.90	118.70	159.50	67.90	0.00	1.40	3.80	9.80	58.00	68.00	161.90	150.40	1005.3	83.78
21	1983	154.30	96.40	60.80	23.80	8.60	36.05	0.70	0.00	2.30	37.50	60.35	172.40	653.2	54.43
22	1984	219.85	172.80	88.60	82.10	0.20	6.80	0.20	19.30	21.80	126.05	82.60	110.10	930.4	77.53
23	1985	121.90	143.00	123.50	64.20	19.10	17.90	3.10	6.10	39.10	70.30	128.10	146.40	882.7	73.56
24	1986	103.20	114.10	154.80	95.40	6.80	0.00	3.30	10.60	10.80	35.60	115.10	87.50	737.2	61.43

25	1987	311.60	106.00	81.20	35.10	5.90	13.60	14.20	0.00	13.00	60.50	121.20	164.90	927.2	77.27
26	1988	228.00	144.50	250.50	40.90	4.00	0.00	0.00	0.00	19.40	53.50	57.70	154.50	953	79.42
27	1989	213.40	147.40	198.50	54.70	4.10	14.90	0.00	6.30	15.50	92.80	72.40	72.50	892.5	74.38
28	1990	309.40	89.40	62.50	105.90	11.80	33.70	0.00	6.80	18.30	105.90	109.10	105.70	958.5	79.88
29	1991	117.10	236.40	152.00	44.80	14.10	7.90	1.00	0.00	31.60	116.60	104.80	116.20	942.5	78.54
30	1992	154.80	142.10	95.60	18.50	1.00	6.50	1.00	33.50	9.10	68.70	124.90	66.60	722.3	60.19
31	1993	259.90	123.20	93.20	34.50	3.40	0.00	1.80	22.70	6.90	97.40	100.90	220.00	963.9	80.33
32	1994	196.40	220.90	232.60	60.50	15.20	0.00	0.00	0.00	21.00	44.50	64.20	165.00	1020.3	85.03
33	1995	127.00	90.60	137.80	26.10	1.70	0.30	3.10	0.00	52.00	20.10	27.50	124.00	610.2	50.85
34	1996	169.00	87.40	48.60	28.90	9.70	0.60	0.00	9.80	16.00	61.20	66.00	168.00	665.2	55.43
35	1997	137.20	105.10	145.40	75.30	3.20	0.00	0.00	11.10	13.40	35.50	126.00	178.70	830.9	69.24
36	1998	155.30	163.20	54.30	34.80	3.80	3.40	0.00	6.20	2.20	84.90	70.60	69.40	648.1	54.01
37	1999	165.00	96.70	104.00	50.70	10.20	6.00	0.00	0.00	57.90	24.80	52.70	119.20	687.2	57.27
38	2000	234.90	117.10	113.10	9.40	1.80	3.50	2.40	6.70	24.60	53.00	53.80	90.70	711	59.25
39	2001	295.00	155.40	156.10	34.20	5.90	0.00	22.40	11.90	19.20	70.50	66.90	102.90	940.4	78.37
40	2002	134.90	179.80	203.70	25.40	6.90	2.20	32.50	6.00	14.40	73.80	113.00	129.30	921.9	76.83
41	2003	216.60	156.90	145.40	95.30	2.80	7.10	0.00	13.10	9.80	23.50	126.00	127.80	924.3	77.03
42	2004	203.00	149.00	89.50	30.40	3.40	20.60	9.60	10.00	32.70	83.70	155.10	94.20	881.2	73.43
43	2005	140.80	130.60	120.20	35.70	1.10	0.00	1.00	3.10	6.50	36.90	66.60	57.80	600.3	50.03
44	2006	196.30	122.30	126.50	73.90	0.00	6.80	0.00	5.50	18.60	77.80	67.40	165.70	860.8	71.73
45	2007	140.80	84.80	113.50	68.60	13.00	0.00	4.00	0.80	6.10	74.30	103.80	77.70	687.4	57.28
46	2008	130.80	135.00	80.80	5.30	6.50	2.50	3.10	6.70	14.20	106.50	54.90	124.40	670.7	55.89
47	2009	122.30	117.30	55.30	15.35	6.55	1.30	4.20	8.65	10.70	95.30	52.20	129.90	619.05	51.59
48	2010	339.10	213.30	166.30	25.40	6.60	0.00	5.30	10.60	7.20	84.10	49.50	244.10	1151.5	95.96
49	2011	98.70	245.20	191.50	66.70	0.00	0.00	4.50	0.00	34.50	25.80	71.85	221.00	959.75	79.98
50	2012	70.50	187.00	152.00	47.95	4.10	6.10	3.50	0.00	27.10	72.90	83.00	209.00	863.15	71.93
51	2013	0.00	128.90	112.50	29.20	8.10	12.20	2.50	17.30	19.70	120.00	94.20	198.80	743.4	61.95
52	2014	177.40	75.40	49.70	64.10	19.30	0.00	2.60	12.80	17.60	79.00	17.60	170.90	686.4	57.20
53	2015	165.70	145.00	86.80	70.18	20.60	4.40	9.10	12.10	28.80	20.40	70.10	157.40	790.58	65.88
54	2016	100.10	182.70	59.20	45.70	11.20	0.20	9.70	1.30	22.60	77.40	33.60	93.10	636.8	53.07
55	2017	122.30	117.30	49.70	66.70	19.30	0.40	2.60	10.25	28.20	79.00	17.60	170.90	684.25	57.02
56	2018	140.25	128.30	80.25	64.10	8.10	2.20	2.50	12.10	17.60	70.25	15.20	175.60	716.45	59.70

N° DATOS	56	56	56	56	56	56	56	56	56	56	56	56	56	56
ZUMATORIA	9185.43	7691.03	6536.25	2724.43	454.35	266.40	263.36	467.95	1299.80	3459.40	4469.58	7275.85	44093.83	3674.49
MEDIA	164.03	137.34	116.72	48.65	8.11	4.76	4.70	8.36	23.21	61.78	79.81	129.93	787.39	65.62
MAXIMA	339.1	245.2	250.5	105.9	30.3	36.05	39.17	37	59	126.05	170.8	244.1	1151.5	95.96
MINIMA	0	63.6	48.6	5.3	0	0	0	0	0	5.5	15.2	47.85	587.89	48.99
MEDIANA	154.55	129.75	110	42.85	6.525	1.8	2.5	6.7	19.3	66.55	68.85	126.1	761.15	63.43
DESVIACION	65.18	44.59	46.95	25.08	7.20	7.64	7.51	8.61	15.42	30.54	37.78	47.47	133.86	11.16
VARIANZA	4248.83	1988.29	2204.41	628.81	51.88	58.41	56.42	74.07	237.76	932.50	1427.52	2253.15	17918.96	124.44
C.V.	0.40	0.32	0.40	0.52	0.89	1.61	1.60	1.03	0.66	0.49	0.47	0.37	0.17	0.17

FUENTE: OBSERVATORIO METEOROLÓGICO "LUIS OLAZO OLIVERA" DE PERAYOC (UNSAAC)

Cuadro 11: Precipitaciones Máximas en 24 horas – GRANJA KAYRA

REGISTRO HIDROMETEREOLOGICO Estación KAYRA, Precipitación Mensual(mm)															
SUB-CUENCA			DISTRITO		SAN JEROMINO			LATITUD		13°33'24.7"	MAX		268.5	PERIODO	
RIO HUANCARO			PROVINCIA		CUSCO			LONGITUD		71°52'29.8"	MIN		0.0	(1963 -	2018)
			DEPARTAMENTO		CUSCO			ALTITUD		3238	MSNM				
ITEM	AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL	MEDIA
1	1963	112.58	85.88	73.28	29.27	10.96	5.15	9.46	18.48	21.51	35.10	33.68	58.71	494.07	41.17
2	1964	35.80	61.30	79.35	82.00	5.20	5.15	0.00	0.00	22.70	18.80	27.20	61.00	398.50	33.21
3	1965	123.00	53.00	78.00	31.20	2.50	0.00	6.50	9.00	45.90	17.80	35.00	140.80	542.70	45.23
4	1966	59.90	147.70	77.90	9.90	27.60	0.00	1.00	8.20	17.00	118.10	90.10	73.60	631.00	52.58
5	1967	96.60	109.60	148.80	27.40	6.60	5.00	15.30	11.30	6.00	87.60	66.00	71.90	652.10	54.34
6	1968	148.20	136.20	39.60	19.00	6.76	5.21	10.18	19.75	15.23	34.95	36.57	62.96	534.60	44.55
7	1969	100.02	83.63	92.97	61.11	10.58	5.25	9.92	19.25	20.78	35.03	31.70	89.60	559.84	46.65
8	1970	100.90	98.80	93.54	36.07	6.20	1.70	10.50	2.20	33.60	37.80	36.80	176.60	634.71	52.89
9	1971	121.30	153.10	202.40	94.70	6.20	13.10	2.50	14.92	19.56	34.74	35.79	67.32	765.64	63.80
10	1972	78.72	88.50	226.30	31.40	2.90	0.80	33.90	43.60	49.40	19.60	37.00	58.80	670.92	55.91
11	1973	165.30	113.10	79.70	54.50	34.00	4.00	9.00	11.00	3.50	28.00	19.00	85.50	606.60	50.55
12	1974	219.00	161.00	96.00	97.00	29.68	0.00	6.00	118.00	32.00	0.00	32.65	44.20	835.53	69.63
13	1975	132.70	108.30	57.50	26.10	31.40	6.90	6.20	24.50	27.70	21.30	17.90	64.30	524.80	43.73
14	1976	79.90	84.60	82.80	19.50	6.60	3.70	0.00	0.00	11.40	0.00	10.90	30.10	329.50	27.46

15	1977	31.80	27.00	30.30	13.80	3.00	0.00	11.40	7.70	2.20	26.30	13.70	32.20	199.40	16.62
16	1978	48.30	40.20	41.40	47.70	13.20	0.00	9.86	21.20	18.30	50.50	62.40	98.10	451.16	37.60
17	1979	61.80	38.40	92.44	34.33	12.18	0.00	9.61	19.73	13.35	35.56	35.67	57.87	410.95	34.25
18	1980	218.10	73.00	119.20	69.20	0.60	4.20	0.00	12.40	7.70	96.20	66.60	67.50	734.70	61.23
19	1981	225.40	80.80	124.40	56.90	1.80	3.90	0.00	9.80	45.90	108.90	120.80	144.30	922.90	76.91
20	1982	178.90	115.50	143.10	58.80	0.00	9.20	3.40	4.90	14.00	37.90	122.50	98.60	786.80	65.57
21	1983	128.40	84.00	54.50	29.80	3.40	6.20	0.50	0.90	5.50	26.00	44.30	100.20	483.70	40.31
22	1984	198.60	142.40	71.00	82.80	0.00	2.00	1.30	11.40	4.20	114.60	69.40	102.80	800.50	66.71
23	1985	129.10	119.40	74.20	33.20	15.60	11.60	0.90	0.00	43.30	62.10	116.50	122.40	728.30	60.69
24	1986	76.40	92.20	125.70	65.50	6.20	0.00	1.80	4.20	7.50	17.30	69.60	102.70	569.10	47.43
25	1987	224.30	87.90	48.60	13.10	2.10	1.30	9.20	0.00	8.20	26.50	101.80	107.60	630.60	52.55
26	1988	163.80	84.30	166.50	108.90	4.60	0.00	0.00	0.00	9.90	36.20	47.60	103.70	725.50	60.46
27	1989	151.40	126.80	119.30	38.60	6.40	9.10	0.00	6.10	30.70	48.70	60.70	88.50	686.30	57.19
28	1990	157.60	90.40	60.20	47.40	7.50	31.80	0.00	5.80	13.30	73.70	86.90	66.50	641.10	53.43
29	1991	97.60	163.60	105.20	45.10	11.00	5.10	1.50	0.00	21.40	49.30	83.60	99.00	682.40	56.87
30	1992	114.10	102.40	104.00	14.90	0.00	19.40	0.00	21.40	8.00	50.70	117.40	57.00	609.30	50.78
31	1993	206.70	110.50	75.80	18.80	0.90	0.00	2.70	6.90	18.00	46.20	111.90	201.50	799.90	66.66
32	1994	177.00	163.90	173.90	45.50	11.80	0.00	0.00	0.00	25.70	40.20	40.50	119.90	798.40	66.53
33	1995	122.00	94.80	95.30	17.80	0.00	0.00	0.60	1.20	28.80	26.70	70.20	102.60	560.00	46.67
34	1996	131.90	98.00	70.50	32.30	11.00	0.00	0.00	6.30	19.60	58.40	49.00	133.20	610.20	50.85
35	1997	123.30	127.70	104.80	31.00	4.80	0.00	0.00	7.10	12.30	44.40	201.50	148.40	805.30	67.11
36	1998	116.30	156.20	22.60	31.00	1.60	1.90	0.00	1.60	4.30	49.80	49.70	58.90	493.90	41.16
37	1999	89.30	92.20	92.00	42.80	1.30	3.40	1.00	0.00	43.10	18.80	39.70	119.50	543.10	45.26
38	2000	197.40	137.30	119.50	10.90	2.60	5.80	2.70	4.50	10.70	49.30	29.30	82.00	652.00	54.33
39	2001	233.00	173.10	137.40	36.40	11.50	0.00	17.40	10.20	20.60	38.30	96.80	89.40	864.10	72.01
40	2002	134.50	184.60	112.70	21.60	16.20	2.50	27.10	3.70	10.30	78.70	97.80	132.40	822.10	68.51
41	2003	163.90	135.50	142.90	56.50	2.00	6.40	0.00	21.30	3.70	34.60	23.10	123.80	713.70	59.48
42	2004	173.70	125.80	66.50	21.00	2.40	20.50	17.00	9.00	21.70	25.60	60.90	87.90	632.00	52.67
43	2005	140.80	130.60	120.20	33.10	3.20	0.40	1.20	4.00	4.50	39.10	59.30	102.50	638.90	53.24
44	2006	203.40	155.50	145.90	40.90	0.20	4.90	0.00	10.50	7.50	72.50	67.80	147.20	856.30	71.36
45	2007	140.80	58.70	107.30	93.60	5.80	0.00	4.00	0.00	1.00	49.40	72.40	88.40	621.40	51.78
46	2008	108.80	109.20	64.40	7.60	8.70	2.10	0.00	3.90	13.90	51.70	90.20	131.90	592.40	49.37
47	2009	112.50	108.30	79.10	21.30	5.30	0.00	3.30	0.70	15.10	8.30	88.70	82.90	525.50	43.79

48	2010	268.50	168.50	129.20	16.60	1.30	0.00	1.40	4.70	8.20	70.00	40.00	172.70	881.10	73.43
49	2011	103.40	179.30	131.90	67.60	3.90	3.20	3.70	0.00	38.90	37.40	60.20	110.20	739.70	61.64
50	2012	70.50	167.70	41.70	48.10	4.50	1.20	0.00	0.00	18.40	19.50	138.20	179.50	689.30	57.44
51	2013	180.50	137.20	75.50	13.00	25.30	6.10	2.00	12.40	6.30	105.00	86.00	159.40	808.70	67.39
52	2014	161.90	116.50	40.00	35.00	10.10	0.00	3.20	23.20	20.10	69.50	60.00	96.70	636.20	53.02
53	2015	165.70	145.00	86.80	70.18	20.60	4.40	9.10	12.10	28.80	20.40	70.10	157.40	790.58	65.88
54	2016	100.10	182.70	59.20	45.70	11.20	0.20	9.70	1.30	22.60	77.40	33.60	93.10	636.8	53.07
55	2017	122.30	117.30	49.70	66.70	19.30	0.40	2.60	10.25	28.20	79.00	17.60	170.90	684.25	57.02
56	2018	140.25	128.30	80.25	64.10	8.10	2.20	2.50	12.10	17.60	70.25	15.20	175.60	716.45	59.70

N° DATOS	56	56	56	56	56	56	56	56	56	56	56	56	56	56
ZUMATORIA	7667.97	6457.41	5333.23	2368.27	468.37	225.36	281.13	592.68	1029.64	2629.74	3499.46	5802.26	36355.51	3029.63
MEDIA	136.93	115.31	95.24	42.29	8.36	4.02	5.02	10.58	18.39	46.96	62.49	103.61	649.21	54.10
MAXIMA	268.50	184.60	226.30	108.90	34.00	31.80	33.90	118.00	49.40	118.10	201.50	201.50	922.90	76.91
MINIMA	31.80	27.00	22.60	7.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	10.90	30.10	199.40	16.62
MEDIANA	130.50	114.30	89.40	35.54	6.20	2.15	2.50	7.00	17.30	38.70	60.10	98.80	640.00	53.33
DESVIACION	52.81	38.32	41.96	24.71	8.35	5.86	6.87	16.95	12.33	28.05	37.11	40.40	143.53	11.96
VARIANZA	2788.80	1468.15	1760.42	610.43	69.78	34.35	47.14	287.24	151.91	786.99	1377.47	1632.05	20599.92	143.05
C.V.	0.40	0.34	0.44	0.61	1.06	1.44	1.43	1.64	0.70	0.61	0.57	0.39	0.23	0.23

FUENTE: SENAMHI - CUSCO

3.3.1.6 Estudios de 2 estaciones

-medición de la precipitación

La precipitación se mide en términos de la altura de lámina de aguas (hp), y se expresa comúnmente en milímetros. Esta altura de lámina de aguas, indica la altura que se acumularía en una superficie horizontal, si la precipitación permaneciera donde cayó.

Los aparatos de medición, se basan en la exposición a la intemperie de un recipiente cilíndrico abierto en su parte superior, en el cual se recoge el agua producto de la lluvia u otro tipo de precipitación, registrando su altura. Los aparatos de medición, se clasifican de acuerdo con el registro de las precipitaciones, en pluviómetros y pluviógrafos. (VILLÓN BÉJAR, MÁXIMO. 2002).

-pluviómetro

Consiste en un recipiente cilíndrico de lámina, de aproximadamente 20 cm de diámetro y de 60 cm de alto. La tapa del cilindro es un embudo receptor, el cual se comunica con una probeta de sección 10 veces menor que la de la tapa.

Esto permite medir la altura de lluvia en la probeta, con una aproximación hasta decimos de milímetro, ya que cada centímetro medido en la probeta, corresponde a un milímetro de altura de lluvia; para medirla se saca la probeta y se introduce una regla graduada, con el cual se toma la lectura; generalmente se acostumbra hacer una lectura cada 24 horas

Figura 34: Pluviómetro

Fuente: Estación meteorológica Perayoc - Unsaac

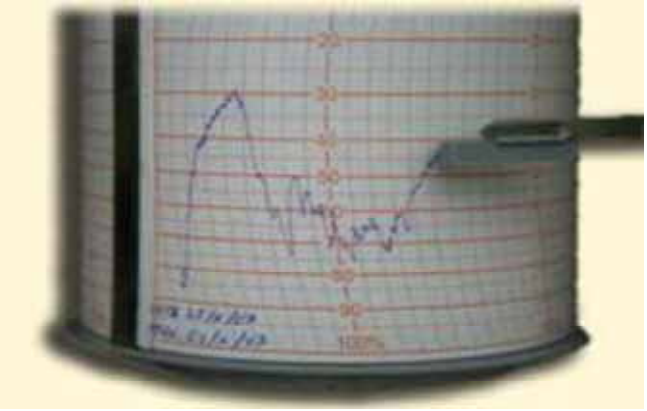
-PLUVIÓGRAFO

Es un instrumento, que registra de lluvia en función del tiempo, lo cual permite determinar la intensidad de precipitación. Los pluviógrafos más comunes son de forma cilíndrica, y el embudo receptor está ligado a un sistema de flotadores, que originan el movimiento de una aguja sobre el papel registrador, montado en un sistema de reloj. Como el papel registrador tiene un cierto rango en cuanto la altura de registro, una vez que la aguja llega al borde superior, automáticamente regresa al borde inferior y sigue registrando. El gráfico resultante el nombre de Pluviograma.

Figura 35: Pluviógrafo del Observatorio Meteorológico de Perayoc- UNSAAC

Fuente: estación meteorológica Perayoc - Unsaac

Figura 36: Pluviograma



Fuente: Red iberoamericana de oficinas de cambio climático

-REGISTROS DE PRECIPITACIÓN Y ANÁLISIS

Los registros de precipitación obtenidos de esta estación meteorológica constituyen un conjunto de datos numéricos que tienen que ser analizados y sistematizados para comprenderlos y sean de utilidad con este fin se recurren a métodos estadísticos para obtener datos complejos y confiables.

3.3.2 Análisis de e interpretación de datos

La información correspondiente a la estación meteorológica de la ciudad de cusco, obtenida, en el registro de WED-SENAMHI, CUSCO.

El análisis de la información, básicamente constituye en seleccionar la información meteorológica para ordenarla y procesarla de acuerdo a los fines requeridos. Es importante aclarar que, para evitar conclusiones erróneas, se debe dar la interpretación adecuada a la información. La información disponible a utilizar, corresponde a los años 1980 a 2018.

(Horizonte de 34 años).

El análisis fue hecho de la siguiente manera.

- la información se separó considerando las máximas intensidades las máximas intensidades y el tiempo de duración de las precipitaciones, considerando los registros horarios pluviógrafos. Esto ha permitido después seleccionar las precipitaciones de acuerdo al tiempo de concentración calculado.

3.3.3 Estimación de datos faltantes

Frecuentemente se halla con que faltan datos en los registros de lluvias. Esto se debe a ausentiso del operador o fallas instrumentales.

En el presente proyecto la estación en estudio es la de universidad nacional san Antonio abad de cusco "Perayoc", estación meteorológica de Kayra, estación meteorológica de Acomayo, para el caso de este proyecto se tienen datos desde el año de 1980 al 2014 en las estaciones de Kayra y Perayoc y Acomayo hasta 2017, para el estudio se tiene los datos completos por lo que no tendremos la necesidad del método de la recta de regresión para estimar datos faltantes. Se tiene datos meteorológicos de Pomacanchi, Santo tomas. Los cuales no se consideran en análisis hidrológico de zona de proyecto.

3.3.4 Estudios de consistencia

Los cambios de ubicación y exposición de un pluviómetro con llevan a un cambio relativo en la cantidad de lluvia captada por el pluviómetro, por consiguiente, los registros publicados representan condiciones inexistentes lo que implica que este registro es inconsistente. En el presente proyecto el análisis de la curva doble masa, se hizo considerando como estaciones patrones la estación de Perayoc y la estación de Kayra el análisis de la curva doble masa se observa en los cuadros 3.3.4.1 y 3.3.4.2 con sus respectivos gráficos.

Del trazo de las curvas doble masa concluimos que la estación en estudio es consistente, por consiguiente, los registros usados en los diferentes análisis son confiables.

Figura 37: ***Observatorio Meteorológico - Perayoc***

FUENTE: IMAGEN PROPIA DE CENTRO OBSERVATORIO METEOROLOGICO " PERAYOC" (UNSAAC)

Figura 38: ***Estación Meteorológica – Granja Kayra***

FUENTE: IMAGEN PROPIA DE CENTRO OBSERVATORIO METEOROLOGICO " PERAYOC" (UNSAAC)

NOTA: El análisis de consistencia se realiza con estaciones meteorológicas de estación de Perayoc y Kayra.

*Cuadro 12: **Análisis de consistencia***

ANÁLISIS DE CONSISTENCIA : CURVA DOBLE MASA					
Estación	PERAYOC	Prec. Men. (mm)	KAYRA	Prec. Men. (mm)	
AÑO	TOTAL	ACUMULADO	TOTAL	ACUMULADO	PROMEDIO
1963	**53.10**	53.10	41.17	41.17	47.14
1964	**69.79**	122.89	33.21	74.38	98.64
1965	**58.44**	181.33	45.23	119.61	150.47
1966	**56.57**	237.90	52.58	172.19	205.04
1967	**57.44**	295.33	54.34	226.53	260.93
1968	**55.10**	350.43	44.55	271.08	310.76
1969	**65.58**	416.01	46.65	317.73	366.87
1970	**53.83**	469.83	52.89	370.63	420.23
1971	**48.99**	518.82	63.80	434.43	476.63
1972	**73.31**	592.13	55.91	490.34	541.24
1973	**71.23**	663.37	50.55	540.89	602.13
1974	**64.39**	727.76	69.63	610.52	669.14
1975	**59.11**	786.87	43.73	654.25	720.56
1976	**69.68**	856.55	27.46	681.71	769.13
1977	**62.47**	919.02	16.62	698.33	808.67
1978	**70.79**	989.81	37.60	735.92	862.87
1979	**51.74**	1,041.55	34.25	770.17	905.86
1980	**51.74**	1,093.29	61.23	831.39	962.34
1981	**74.53**	1,167.83	76.91	908.30	1038.06
1982	**83.78**	1,251.60	65.57	973.87	1112.73
1983	**54.43**	1,306.03	40.31	1014.18	1160.11
1984	**77.53**	1,383.57	66.71	1080.89	1232.23
1985	**73.56**	1,457.13	60.69	1141.58	1299.35
1986	**61.43**	1,518.56	47.43	1189.00	1353.78
1987	**77.27**	1,595.83	52.55	1241.55	1418.69
1988	**79.42**	1,675.24	60.46	1302.01	1488.63
1989	**74.38**	1,749.62	57.19	1359.20	1554.41
1990	**79.88**	1,829.49	53.43	1412.63	1621.06
1991	**78.54**	1,908.03	56.87	1469.49	1688.76
1992	**60.19**	1,968.23	50.78	1520.27	1744.25
1993	**80.33**	2,048.55	66.66	1586.93	1817.74
1994	**85.03**	2,133.58	66.53	1653.46	1893.52
1995	**50.85**	2,184.43	46.67	1700.13	1942.28
1996	**55.43**	2,239.86	50.85	1750.98	1995.42
1997	**69.24**	2,309.10	67.11	1818.09	2063.59
1998	**54.01**	2,363.11	41.16	1859.24	2111.18

1999	**57.27**	2,420.38	45.26	1904.50	2162.44
2000	**59.25**	2,479.63	54.33	1958.84	2219.23
2001	**78.37**	2,557.99	72.01	2030.84	2294.42
2002	**76.83**	2,634.82	68.51	2099.35	2367.08
2003	**77.03**	2,711.84	59.48	2158.83	2435.33
2004	**73.43**	2,785.28	52.67	2211.49	2498.38
2005	**50.03**	2,835.30	53.24	2264.74	2550.02
2006	**71.73**	2,907.03	71.36	2336.09	2621.56
2007	**57.28**	2,964.32	51.78	2387.88	2676.10
2008	**55.89**	3,020.21	49.37	2437.24	2728.73
2009	**51.59**	3,071.80	43.79	2481.04	2776.42
2010	**95.96**	3,167.75	73.43	2554.46	2861.11
2011	**79.98**	3,247.73	61.64	2616.10	2931.92
2012	**71.93**	3,319.66	57.44	2673.54	2996.60
2013	**61.95**	3,381.61	67.39	2740.94	3061.27
2014	**57.20**	3,438.81	53.02	2793.95	3116.38
2015	**65.88**	3,504.69	65.88	2859.83	3182.26
2016	**53.07**	3,557.76	53.07	2912.90	3235.33
2017	**57.02**	3,614.78	57.02	2969.92	3292.35
2018	**59.70**	3,674.49	59.70	3029.63	3352.06

Patrón: Estación de Perayoc y Kayra

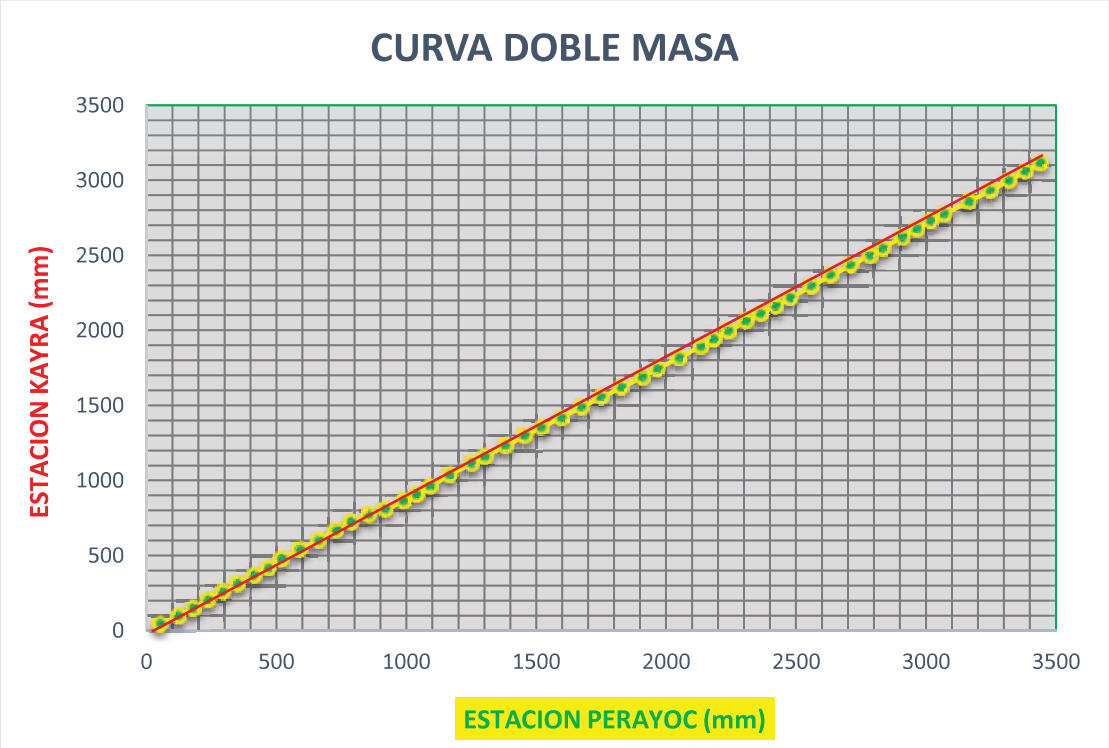


Figura 39: diagrama de curva doble masa.

3.3.5 Probalidad eventual de las precipitaciones

Para realizar el análisis probalísticos de las precipitaciones, debemos hallar el valor de la intensidad horaria probable, para lo cual se cuentan con registros de precipitación de la estacion meteorológica de Perayoc- Unsaac. Para realizar este análisis se tendrá que tomar precipitaciones cuyas intensidades máximas tengan un tiempo de duración igual al tiempo de concentración calculado. Para calcular el tiempo de concentración se utilizarán métodos aplicados al estudio de cuencas, haciendo una similitud de estas con las características del área de proyecto. **FUENTE:** (MANUAL DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA,MTC-2009)

-IMPORTANCIA DE LA PROBALIDAD EVENTUAL DE PRECIPITACIONES

El análisis de las PRECIPITACIONES, está íntimamente relacionado con los cálculos o estudios previos, al diseño de obras de ingeniería hidráulica, como son:

- Estudio de drenaje.
- Determinación de caudales máximos, que deben pasar por el aliviadero de una respuesta, o que deben encausarse, para impedir las inundaciones.
- Determinación de la luz de un puente.
- Conservación de suelos.
- Cálculo del diámetro de alcantarillas.

La dimensión de estas obras, dependen principalmente de la magnitud que las precipitaciones tengan, y de la frecuencia o período de retorno, esto a su vez determina el coeficiente de seguridad que se da a la obra, o los años de vida probable de la misma.

Se comprende que lo mejor sería diseñar una obra para la tormenta de máxima intensidad y tiempo de concentración, pero esto significa grandes dimensiones de la misma y lógicamente el riesgo que después del cual, los gastos ya no compensas el riesgo que se pretende cubrir. Entonces, en la práctica, no se busca una protección absoluta, sino defensa contra una precipitación de características bien definidas, o de una determinada probabilidad de ocurrencia. **Fuente:** (MANUAL DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA,MTC-2009)

A. INTENSIDAD.

Es la cantidad de agua caída por unidad de tiempo. Lo que interesa particularmente de cada tormenta, es la intensidad máxima que se haya presentado, ella es la altura máxima de agua ciudad por unidad de tiempo.

B. LA DURACIÓN.

Corresponde al tiempo que transcurre entre el comienzo y el fin de la tormenta. Aquí conviene definir el período de duración, que es un determinado período de tiempo, tomado en minutos u horas, dentro del total que dura la tormenta. Tiene mucha importancia en la determinación de las intensidades máximas.

C. LA FRECUENCIA

Es el número de veces que se repite una tormenta, de características de intensidad y duración en un período de tiempo más o menos largo, tomado generalmente en años.

D. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca.

Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la cuenca contribuye a la salida. Como existe una relación inversa entre la duración de una tormenta y su intensidad (a mayor duración disminuye la intensidad), entonces se asume que la duración crítica es igual al tiempo de concentración tc. El tiempo de concentración real depende de muchos factores, entre otros de la geometría en planta de la cuenca (una cuenca alargada tendrá un mayor tiempo de concentración), de su pendiente pues una mayor pendiente produce flujos más veloces y en menor tiempo de concentración, el área, las características del suelo, cobertura vegetal, etc. Las fórmulas más comunes sólo incluyen la pendiente, la longitud del cauce mayor desde la divisoria y el área. **FUENTE:** (MANUAL DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA,MTC-2009)

- **METODOS UTILIZADOS PARA EL CÁLCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN**

Las ecuaciones para calcular el tiempo de concentración se muestran en las siguientes tablas.

Tabla 4: Fórmulas para el cálculo de Tiempo de concentración, Método Kirpich

Kirpich (1940)	$t_c = 0.01947.L^{0.77}.S^{-0.385}$ L = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m. S = pendiente promedio de la cuenca, m/m	Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar tc por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.

FUENTE: MANUAL DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA – MTC -2009

Tabla 5: Fórmulas para el cálculo de Tiempo de Concentración – CPP

California Culverts Practice (1942)	$t_c = 0.0195\left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$ L = longitud del curso de agua más largo, m. H = diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, m.	Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California.

FUENTE: MANUAL DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA – MTC -2009

Tabla 6: Fórmulas para el cálculo de Tiempo de concentración- FAA

Federal Aviation Administration (1970)	$t_c = 0.7035\frac{(1.1-C).L^{0.50}}{S^{0.333}}$ C = coeficiente de escorrentía del método racional. L = longitud del flujo superficial, m. S = pendiente de la superficie, m/m	Desarrollada de información sobre el drenaje de aeropuertos recopilada por el Corps of Engineers: el método tiene como finalidad el ser usado en problemas de drenaje de aeropuertos pero ha sido frecuentemente usado para flujo superficial en cuencas urbanas.

FUENTE: (MANUAL DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA,MTC-2009)

Método Racional Modificado

Es el método racional según la formulación propuesta por Témez (1987, 1991) adaptada para las condiciones climáticas de España. Y permite estimar de forma sencilla caudales punta en cuencas de drenaje naturales con áreas menores de 770 km2 y con tiempos de concentración (Tc) de entre 0.25 y 24 horas, la fórmula es la.

A) Tiempo de Concentración (Tc)

$$Tc = 0.3(L / S^{0.25})^{0.76}$$

Donde:
L= Longitud del cauce mayor (km)
S= Pendiente promedio del cauce mayor (m/m)
Tc= Tiempo de concentración (horas)

E. ESCORRENTIA SUPERFICIAL

Es el fenómeno hidrológico más importante desde el punto de vista de la ingeniería consistiendo en la ocurrencia y el transporte de agua procedente del exceso de lluvia que cae en la superficie terrestre.

La mayoría de los estudios hidrológicos están ligados al aprovechamiento del agua superficial y la protección contra los fenómenos provocados por su movimiento.

Una mayor o menor escorrentía está en función directa de los siguientes factores:

- Intensidad de la precipitación. Cuanto mayor sea la intensidad, más rápido el suelo colma su capacidad de infiltración y provoca un exceso de precipitación que escurrirá superficialmente.
- La duración de la precipitación es directamente proporcional al volumen de escorrentía superficial, para lluvias de intensidad constante habrá mayor oportunidad de escorrentía cuanto mayor haya sido su duración.
- Una precipitación que ocurre cuando el suelo está húmedo debido a una lluvia anterior tendrá mayor facilidad de convertirse en escorrentía.
- La extensión del área está directamente relacionada con la mayor o menor cantidad de agua de escorrentía que la cuenca puede generar.

- Cuanto más permeable sea el suelo, mayor será la cantidad de agua que pueda absorber, disminuyéndose así la ocurrencia de exceso de precipitación.
- La pendiente del terreno. Cuanto mayor sea ésta se producirá una mayor escorrentía y cuanto menor sea ésta habrá una menor escorrentía.

El tipo de cobertura. Dependiendo de este parámetro (cultivos, pastos o zonas urbanizadas) producirán una mayor o menor retención del agua precipitada en la cuenca. **FUENTE:** (MANUAL DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA,MTC-2009)

- **OBTENCIÓN DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA**

  La selección cuidadosa del coeficiente C de escorrentía dará valores de escurrimiento máximo congruentes con la importancia del proyecto.

  Los valores que proponen diversos autores, se presentan en los siguientes cuadros:

Tabla 4 ***COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA-01***

NATURALEZA DE LA SUPERFICIE	TOPOGRAFIA ONDULADA. 5 % < S < 10 %	TOPOGRAFIA INCLINADA. 10 %< S < 30 %
Cultivos en general.	0.60	0.72
Cultivo de Pastos.	0.36	0.42
Cultivo de Bosques.	0.18	0.21
Áreas desnudas.	0.80	0.90

Ref. Riegos y Avenimientos: Enrique Blair.

Tabla 5 ***COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA-02***

NATURALEZA DE LA SUPERFICIE	C
Áreas residenciales urbanas solo casas habitación.	0.30
Apartamentos con espacios verdes.	0.50
Áreas de edificios comerciales, industriales.	0.90
Áreas boscosas dependiendo del suelo.	0.05 – 0.20
Parques, terrenos agrícolas y pastizales.	0.05 – 0.30
Asfalto o pavimento de concreto.	0.85

Ref. Ingeniería de los Recursos Hidráulicos: Linsley – Franzini.

Tabla 6 ***COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA-03***

CARACTERISTICAS DE LA CUENCA.	C
Superficies impermeables.	0.90 – 0.95
Terreno estéril montañoso.	0.80 – 0.90
Terreno estéril ondulado.	0.60 – 0.80
Terreno estéril plano.	0.50 – 0.70
Prados, campiñas, terreno ondulado.	0.40 – 0.65
Matas y follaje maduro.	0.35 – 0.60
Matas coniforas, follaje permanente.	0.25 – 0.50
Terreno con árboles frutales.	0.15 – 0.40
Terrenos cultivados en zonas altas.	0.15 – 0.40
Terrenos cultivados en valles.	0.10 – 0.30

Ref. Abaco de Colorado Highway Departament.

Tabla 7 ***COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA-03***

TIPO DE AREA DE DRENAJE	C
Comercial:	
Centro de la ciudad.	0.70 – 0.95
Fuera de la ciudad.	0.50 – 0.70
Residencial:	
Unidades unifamiliares.	0.30 – 0.50
Unidades múltiples, separadas.	0.40 – 0.60
Unidades múltiples, conectadas.	0.60 – 0.75
Suburbana.	0.25 – 0.40
Áreas departamentales.	0.50 – 0.70
Industrial:	
Ligera.	0.50 – 0.80
Pesada.	0.60 – 0.90
Parques, cementerios.	0.10 – 0.25
Parques infantiles.	0.20 – 0.35
Patios de ferrocarril.	0.20 – 0.40
Áreas no urbanizadas.	0.10 – 0.30
Calles:	
Asfalto.	0.70 – 0.95
Concreto.	0.80 – 0.95
Adoquín.	0.70 – 0.85

Aceras y andadores.	0.75 – 0.85
Techos.	0.75 – 0.95
Prados:	
Suelo arenoso, plano 2%.	0.05 – 0.10
Suelo arenoso, promedio 2 – 7%.	0.10 – 0.15
Suelo arenoso, pendiente 7%.	0.15 – 0.20
Suelo duro, plano 2%.	0.13 – 0.17
Suelo duro, promedio 2 – 7%.	0.18 – 0.22
Suelo duro, pendiente 7%.	0.25 – 0.35

Ref. Hydrologic Determination of Waterway Areas for the Design of Drainage Structures in Smalls Drainage Basins.

Tabla 8 ***COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA-04***

TIPO DE AREA	**C**
Techos.	0.95
Concretos o asfaltos de caminos y pavimentos.	0.95
Caminos de Macadam bituminoso.	0.80
Áreas y senderos con grava:	
Suelta.	0.30
Compactada.	0.70
Lotes vacíos, calles sin pavimentar:	
Con pocas plantas.	0.60
Sin plantas.	0.75
Prados, parques, campos de golf.	0.35
Areas boscosas.	0.20

Ref. Ingeniería de Campo Simplificada: Harry Parker y John W. MacGuire.

Tabla 9: ***Coeficientes de Escorrentía para ser utilizadas en el Método Racional***

Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional.

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

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

Fuente: tabla 1.a (reglamento nacional de edificaciones)

Para nuestro caso se ha tomado el valor del coeficiente de escorrentía C el de la tabla que nos proporciona: tabla 1.a del reglamento nacional de edificaciones de Coeficientes de Escorrentía para ser utilizada en el Método Racional." El cuál es de 0,56.

3.3.5.1 Obtención del tiempo de concentración

3.3.5.1.1 Obtención de tiempo de concentración microcuenca principal de comunidad Ccoyaraqui.

Se usaron cuatro métodos para hallar el tiempo de concentración óptimo. Es así que para el tramo más largo que recorre el flujo dentro de la zona de estudio se obtuvo los siguientes datos:

Cuadro 13: Datos topográficos de la Zona de estudio- Ccoyaraqui

ZONA DE ESTUDIO		
DATOS		UNIDAD
Cota Máxima	4500.00	m.s.n.m.
Cota Mínima	3100.00	m.s.n.m.
Longitud	4.20	km.
Area (A)	6.950	km2
Pendiente media	32.3%	

Luego se realizó el cálculo del tiempo de concentración por los diferentes Métodos

MÉTODO KIRPICH

$$t_c = 0.01947 * L^{0.77} * S^{-0.385}$$

Dónde:

Tc: tiempo de concentración (min).

L: longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida (m)

S: pendiente promedio de la cuenca (m/m)

Operando con la fórmula de Kirpich obtenemos el Tiempo de Concentración para la zona de estudio.

*Cuadro 14: **Tiempo de concentración de la zona de estudio – Método Kirpich***

ZONA DE ESTUDIO	
ITEM	UNIDAD
Pendiente s=	0.323 m/m.
Longitud L=	3.85 Km
Tiempo de concentración tc =	18.35 min

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

MÉTODO CALIFORNIA CULVERTS PRACTICE

$$t_c = 0.0195 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$$

Dónde:

Tc: tiempo de concentración (min).

L: longitud del curso de agua más largo (m).

H: diferencia de nivel entre divisoria de aguas y salida (m).

Operando con la fórmula de California Culverts Practice obtenemos el Tiempo de Concentración para la zona 01.

Cuadro 15: ***Tiempo de concentración de la zona de estudio – Método California Culverts Practice***

ZONA DE ESTUDIO		
ITEM		UNIDAD
Pendiente	s=	0.323 m/m.
Longitud	L=	3.85 Km
Tiempo de concentración	tc =	18.35 min

MÉTODO FEDERAL AVIATION ADMINISTRATION

$$t_c = 0.7035 * \frac{(1.1 - C) * L^{0.50}}{S^{0.333}}$$

Dónde:

Tc: tiempo de concentración (min).
C: Coeficiente de escorrentía del método racional.
C=0.58
L: longitud de flujo superficial (m).
S: pendiente de la superficie (m/m).
Operando con la fórmula de Federal Aviation Administration obtenemos el Tiempo de Concentración para la zona 01.

Tabla 10: Coeficientes de Escorrentía para ser utilizadas en el Método Racional

Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional.

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

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

Método Federal Aviation Administration

$$t_c = 0.7035 * \frac{(1.1 - C) * L^{0.50}}{S^{0.333}}$$

Cuadro 16 Tiempo de concentración de la zona de Estudio – Método Federal Aviation Administration- Ccoyaraqui

ZONA DE ESTUDIO	
ITEM	UNIDAD
Pendiente s=	0.323m/m.
Longitud L=	3.85 Km
Tiempo de concentración tc =	40.51 min

MÉTODO RACIONAL MODIFICADO

A) Tiempo de Concentración (Tc)

$$Tc = 0.3(L/S^{0.25})^{0.76}$$

Donde:

L= Longitud del cauce mayor (km)

S= Pendiente promedio del cauce mayor (m/m)

Tc= Tiempo de concentración (horas)

*Cuadro 17: **Tiempo de concentración- MÉTODO RACIONAL MODIFICADO***

ZONA DE ESTUDIO	
ITEM	UNIDAD
Pendiente s=	0.323m/m.
Longitud L=	3.85 Km
Tiempo de concentración tc =	62.16 min

De los resultados obtenidos. Tomamos como tiempo de concentración al promedio de los resultados.

Cuadro 18: resultados de tiempo de concentración.- microcuenca de Ccoyaraqui.

Tiempo de concentración tc =	18.34 min
Tiempo de concentración tc =	18.35 min
Tiempo de concentración tc =	40.51 min
Tiempo de concentración tc =	62.15 min
Tc promedio	34.84 min

Tc=34.84 min

3.3.5.1.2 Obtención de tiempo de concentración microcuenca de comunidad Ccollotaro.

Se usaron cuatro métodos para hallar el tiempo de concentración óptimo. Es así que para el tramo más largo que recorre el flujo dentro de la zona de estudio se obtuvo los siguientes datos:

Cuadro 19: Datos topográficos de la Zona de estudio

ZONA DE ESTUDIO		
DATOS		UNIDAD
Cota Máxima	4285.00	m.s.n.m.
Cota Mínima	3089.00	m.s.n.m.
Longitud de cauce	1.24	km.
Area (A)	1.51	km2
Pendiente media	96.45%	

Luego se realizó el cálculo del tiempo de concentración por los diferentes Métodos

MÉTODO KIRPICH

$$t_c = 0.01947 * L^{0.77} * S^{-0.385}$$

Dónde:

Tc: tiempo de concentración (min).

L: longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida (m)

S: pendiente promedio de la cuenca (m/m)

Operando con la fórmula de Kirpich obtenemos el Tiempo de Concentración para la zona de estudio.

*Cuadro 20: **Tiempo de concentración de la zona de estudio – Método Kirpich***

ZONA DE ESTUDIO	
ITEM	UNIDAD
Pendiente s=	0.9645 m/m.
Longitud L=	1.24 Km
Tiempo de concentración tc =	4.76 min

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

MÉTODO CALIFORNIA CULVERTS PRACTICE

$$t_c = 0.0195 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$$

Dónde:

Tc: tiempo de concentración (min).

L: longitud del curso de agua más largo (m).

H: diferencia de nivel entre divisoria de aguas y salida (m).

Operando con la fórmula de California Culverts Practice obtenemos el Tiempo de Concentración para la zona 01.

Cuadro 21: ***Tiempo de concentración de la zona de estudio – Método California Culverts Practice***

ZONA DE ESTUDIO		
ITEM		UNIDAD
Pendiente	s=	0.9645 m/m.
Longitud	L=	1.24 Km
Tiempo de concentración	tc =	4.75 min

MÉTODO FEDERAL AVIATION ADMINISTRATION

$$t_c = 0.7035 * \frac{(1.1 - C) * L^{0.50}}{S^{0.333}}$$

Dónde:

Tc: tiempo de concentración (min).

C: Coeficiente de escorrentía del método racional.

C=0.58

L: longitud de flujo superficial (m).

S: pendiente de la superficie (m/m).

Operando con la fórmula de Federal Aviation Administration obtenemos el Tiempo de Concentración para la zona 01.

Coeficientes de escorrentía método racional

Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional.

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

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

$$t_c = 0.7035 * \frac{(1.1 - C) * L^{0.50}}{S^{0.333}}$$

Cuadro 22: Tiempo de concentración de la zona de Estudio – Método Federal Aviation Administration

ZONA DE ESTUDIO		
ITEM		UNIDAD
Pendiente	s=	0.9645m/m.
Longitud	L=	1.24 Km
Tiempo de concentración	tc =	12.79 min

MÉTODO RACIONAL MODIFICADO

A) Tiempo de Concentración (Tc)

$$Tc = 0.3(L/S^{0.25})^{0.76}$$

Donde:

L= Longitud del cauce mayor (km)

S= Pendiente promedio del cauce mayor (m/m)

Tc= Tiempo de concentración (horas)

Cuadro 23 ***:Tiempo de concentración- MÉTODO RACIONAL MODIFICADO***

ZONA DE ESTUDIO	
ITEM	UNIDAD
Pendiente s=	0.522m/m.
Longitud L=	1.24 Km
Tiempo de concentración tc =	23.99 min

De los resultados obtenidos. Tomamos como tiempo de concentración al promedio de los resultados.

Cuadro 24 resultados de tiempo concentración - microcuenca de Ccollotaro

Tiempo de concentración tc =	4.76 min
Tiempo de concentración tc =	4.76 min
Tiempo de concentración tc =	12.79 min
Tiempo de concentración tc =	23.99 min
Tc promedio	11.57 min

Tc=11.57 min

3.3.6 Análisis probalístico de precipitaciones

Para el análisis probalístico de precipitaciones se emplea la teoría de distribución. Respecto a la teoría de distribución, podemos manifestar que existe una que sea más apropiada que otra, es decir todos los métodos pueden ser utilizados indistintamente, puesto que de ellos poseen sus propias cualidades y desventajas. A la fecha este campo ha evolucionado considerablemente, pero no existe uno específicamente designado a trabajos hidrológicos. Por la amplia experiencia de muchos autores y profesionales en el campo hidrológico, recomiendan la utilización de los siguientes métodos de análisis probalísticos.

- Distribución normal o de Gumbel.
- Distribución log-Pearson Tipo III.

- **Selección del período de retorno**

(MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES) El tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada "T" años, se le denomina Período de Retorno "T". Si se supone que los eventos anuales son independientes, es posible calcular la probabilidad de falla para una vida útil de n años.

Para adoptar el período de retorno a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiendo este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros.

El criterio de riesgo es la fijación, a priori, del riesgo que se desea asumir por el caso de que la obra llegase a fallar dentro de su tiempo de vida útil, lo cual implica que no ocurra un evento de magnitud superior a la utilizada en el diseño durante el primer año, durante el segundo, y así sucesivamente para cada uno de los años de vida de la obra.

El riesgo de falla admisible en función del período de retorno y vida útil de la obra está dado por:

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n \qquad (1)$$

Si la obra tiene una vida útil de n años, la fórmula anterior permite calcular el período de retorno T, fijando el riesgo de falla admisible R, el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente estudiada, durante la vida útil de la obra. (Ver Figura Nº 01)

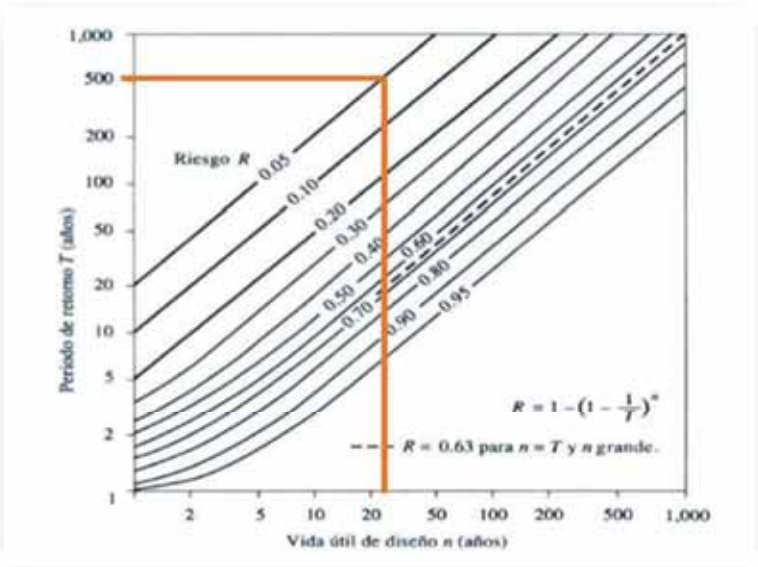


Figura 40. Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil (Fuente: (hidrologia aplicada (VEN TE CHOW)).

En la figura 40: se puede apreciar que seleccionando el periodo de retorno de T=500 años y vida útil de diseño n=25 años se tiene un riesgo de falla admisible. Es de 5%.

3.3.6.1 Período de retorno.

Es un intervalo de tiempo promedio, dentro del cual un evento de magnitud x, puede ser igualado o excedido, por lo menos una vez en promedio. Representa el inverso de la frecuencia, es decir:

$$T = \frac{1}{f}$$

Dónde:

T: Período de Retorno

f: Frecuencia

El periodo de retorno se selecciona tomando en consideración los riesgos que deben ser eliminados como son: el valor económico de las estructuras, monumentos edificios, etc. Así como la Probalidad de pérdidas de vidas humanas y otros riesgos similares que ocasionan los fenómenos naturales.

Donde:

R=Probalidad de riesgo de una estructura

n= periodo de diseño o vida útil

T= periodo de retorno

- Se asume un riesgo R= 5% en consideración que una falla en la estructura no amenaza la vida humana ni producirá daños mayores

$$R = 1 - (1 - f)^n$$

$$0.05 = 1 - (1 - f)^{25}$$

f = 0.0020

T = 500 años

Este resultado indica que si se quiere correr un riesgo de 5% para una estructura de vida útil 25 años debe ser diseñada para un periodo de retorno de 500 años.

Tabla 11:Valores de Período de Retorno T (Años)

RIESGO ADMISIBLE	VIDA ÚTIL DE LAS OBRAS (n años)									
R	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
0,01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
0,02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0,05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0,10	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0,20	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0,25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0,50	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0,75	1,3	2	2,7	4,1	7,7	15	18	37	73	144

Dispersión y fluctuación. - Este concepto nos servirá para determinar las diferencias variaciones de precipitación que pudieran ocurrir en diferentes periodos de tiempo, para esto nos valemos de otros conceptos.

DISTRIBUCION DE GUMBEL

Una familia importante de distribuciones usadas en el análisis de frecuencia hidrológico es la distribución general de valores extremos, la cual ha sido ampliamente utilizada para representar el comportamiento de crecientes y sequías (máximo y mínimo). La distribución de Valores Tipo I conocida como Distribución Gumbel o Doble Exponencial, tiene como función de distribución de probabilidades la siguiente expresión:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

Utilizando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones:

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma}$$

$$\beta = \mu - 0.45\sigma$$

Dónde:

α: Parámetros de concentración.

β: Parámetros de localización.

K: Factor de frecuencia, este depende del período de retorno.

Según Ven Te Chow, la distribución puede expresarse de la siguiente forma:

$$x = \bar{x} + k\sigma_x$$

Dónde:

X : Valor de una probabilidad dada.

$\bar{x}$: Media de la serie.

k : Factor de frecuencia.

La variable aleatoria reducida de Log Gumbel, se define como:

$$y = \frac{\ln x - \mu}{\alpha}$$

Con lo cual, la función acumulada reducida log Gumbel es:

$$G(y) = e^{-e^{-y}}$$

El procedimiento para el método Gumbel se realiza de la siguiente manera.

1. Se selecciona todas las precipitaciones máximas diarias (24h) y mensuales, se ordenan de forma ascendente.
2. Se obtienen los parámetros estadísticos, tales como la media y la desviación estándar.
3. Se ajusta a una distribución de probabilidades para el caso de Gumbel.
4. Se obtienen los parámetros de la distribución.
5. Se convertirán los datos de precipitaciones máximas de las series a intensidades máximas.
6. Se realiza el cálculo de las intensidades máximas para cada período de retorno y duración

FUENTE: (MANUAL DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA,MTC-2009)

MÉTODO DE LOG PEARSON III

Foster desarrolló este método en el año 1924, el cual consiste principalmente en transformar los valores extremos X en sus correspondientes logaritmos, según se expresa en la ecuación (2) con la diferencia de que el valor de K no solo depende de Tr, sino que también de función del coeficiente de asimetría g, el cual indica que tan separados están los datos o valores de la distribución con respecto a la normal de Gauss.

La función de la densidad es:

$$f(x) = \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1}\ e^{-\frac{(\ln x - x_0)}{\beta}}}{x\beta^{\gamma}\tau(\gamma)}$$

Válido para:

$$X_0 \leq X < \infty$$
$$-\infty < X_0 < \infty$$
$$0 < \beta < \infty$$
$$0 \leq y < \infty$$

Dónde:
X_0: Parámetros de posición.
Y: Parámetros de forma
β: Parámetros de escala.

Estimación de los parámetros

Los parámetros $\boldsymbol{x}$, y $\boldsymbol{S}$ se evalúan, a partir de n datos medidos, como sigue:

$$x = \frac{1}{n}\ {}_{i=1}^{n} \log_{10} x_i \qquad (2.2)$$

$$S = \overline{\frac{1}{n-1}\ {}_{i=1}^{n} \log_{10} x_i - x^{\ 2}} \qquad (2.6)$$

$$\gamma = \frac{n}{n-1\ \ n-2\ S^3}\ {}_{i=1}^{n} \log_{10} x_i - x^{\ 3} \qquad (2.10)$$

$$y = Log_{10}\ x \qquad (3.22)$$

$$K_T = \frac{y-x}{S} \qquad (3.23)$$

En la práctica el factor frecuencia se calcula:

Cuando $\gamma = 0$ el factor de frecuencia es igual a la variable normal z

Cuando $\gamma \neq 0$ entonces KT se ha próxima, por Quite (1977), citado por (Chow, 1994) como:

$$K_T = z + \ z^2 - 1 \ k + \frac{1}{3} \ z^3 - 6z \ k^2 - \ z^2 - 1 \ k^3 + zk^4 + \frac{1}{3}k^5 \qquad (2.23)$$

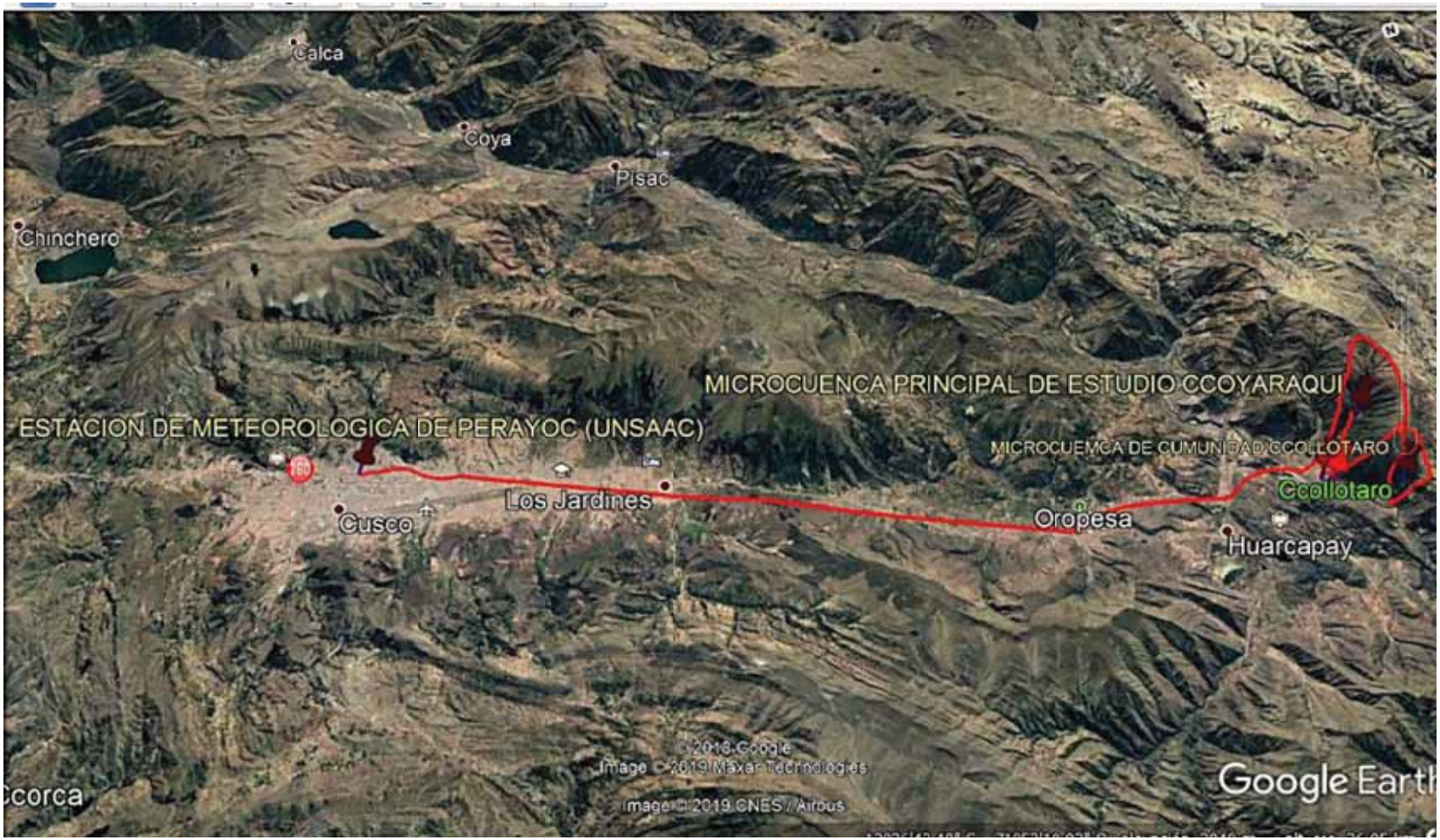
$$k = \gamma/6 \qquad (2.24)$$

Donde x es la media de los datos, s su desviación típica, γ su coeficiente de sesgo y z la variable normal estandarizada.

FUENTE: (MANUAL DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA,MTC-2009)

3.3.6.1 análisis probabilístico de precipitaciones, microcuenca principal de comunidad. Ccoyaraqui.

Figura: 3.3.6.1 ubicación de la estacion meteorológica, distritos beneficiados y zona de proyecto- aplicación de regionalización de datos pluviométricos a microcuenca principal de estudio com. De Ccoyaraqui.



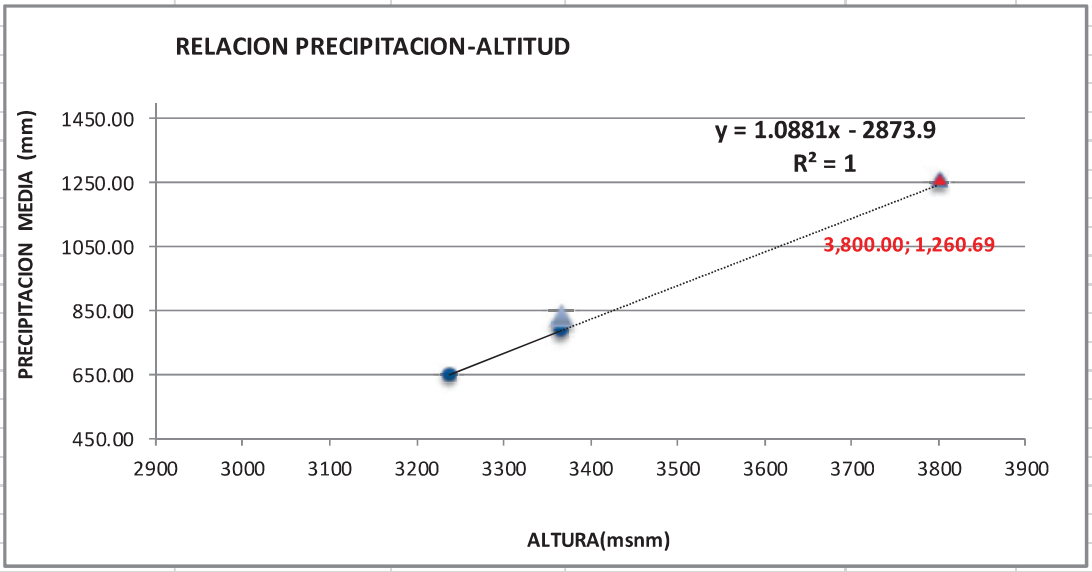
Fuente : Google earth

REGIONALIZACION DE DATOS PLUVIOMETRICOS, MICROCUENCA PRINCIPAL DE COM. CCOYARAQUI

La regionalización de datos permite calcular la precipitación media en la cuenca en estudio, se basa en la obtención del coeficiente de correlación simple, a partir de un estudio probabilístico entre las estaciones cercanas a la cuenca y la estación índice que en este caso es la estación de Perayoc.

METODO GRAFICO

Estacion	LATITUD	LONGITUD	Altitud (msnm)	Precipitacion media anual registrada (mm)
PERAYOC	13º31'16"	71º57'53"	3365	787.39
KAYRA	13°33'24.7"	71°52'29.8"	3238	649.21
PROYECTO			3800	1260.69
MEDIA			3301.50	718.30



PROYECTO	Altitud (msnm)	Precipitacion media anual (mm)
PROYECTO	3800	1260.69

Factor de Corrección, tomando en cuenta la altura sobre el nivel del mar de cada estación y las precipitaciones medias de las diferentes estaciones con la estación índice de Perayoc de la cual se poseen mayores datos, obteniéndose un valor de:

FACTOR DE REGIONALIZACION K= 1.60

ON RESPECTO A LA ESTACION PERAYOC (FIGURA 3.3.6.

*Cuadro 25: A**nálisis probabilístico de precipitaciones, microcuenca principal de comunidad. Ccoyaraqui.***

ANALISIS DE TORMENTA ESTACION PERAYOC , MICROCUENCA PRNCIPAL DE COMUNIDAD DE CCOYARAQUI.															
NUM.	FECHA	HORA	Intervalo de tiempo (min)	Precipitación (mm)	Intensidad (mm/h)	INTENSIDADES MAXIMAS (mm/h)					INTENSIDAD MAXIMA ANUAL				
		INICIO - FIN				10min	30min	60min	120min	240min	10min	30min	60min	120min	240min
1	19/03/1965	23h15m - 24h00m	45	10.50	14.00	14.00	14.00	10.50	5.25	2.63	24.00	14.00	10.50	5.25	2.63
2	12/10/1965	18h30m - 18h45m	15	6.00	24.00	24.00	12.00	6.00	3.00	1.50					
3	05/03/1966	13h50m - 14h00m	10	7.80	46.80	46.80	15.60	7.80	3.90	1.95	46.80	15.60	7.80	3.90	1.95
4	16/11/1967	23h00m - 23h15m	15	8.10	32.40	32.40	21.07	15.40	7.70	3.85	32.40	21.07	15.40	7.70	3.85
5		23h15m - 24h00m	45	7.30	9.73										
6	13/12/1968	21h45m - 22h00m	15	9.50	38.00	38.00	20.33	11.50	6.75	3.38	38.00	20.33	11.50	6.75	3.38
7		22h00m - 23h30m	90	4.00	2.67										
8	12/01/1969	20h00m - 20h10m	10	2.00	12.00	12.00	11.60	11.50	6.73	4.04	20.80	11.60	11.50	6.73	4.04
9		20h10m - 21h00m	50	9.50	11.40										
10		21h00m - 22h00m	60	1.50	1.50										
11		22h00m - 24h00m	120	3.90	1.95										
12	11/02/1969	21h00m - 21h15m	15	5.20	20.80	20.80	11.20	6.40	3.20	1.60					
13		21h15m - 22h00m	45	0.00	0.00										
14		22h00m - 22h45m	45	1.20	1.60										
15	29/12/1970	15h50m - 16h00m	10	7.30	43.80	43.80	29.47	24.78	15.58	9.41	43.80	29.47	24.78	15.58	9.41
16		16h00m - 16h30m	30	11.15	22.30										
17		16h30m - 17h00m	30	9.50	19.00										
18		17h00m - 17h15m	15	0.00	0.00										
19		17h15m - 17h30m	15	1.50	6.00										
20		17h30m - 17h35m	5	1.70	20.40										
21		17h35m - 17h50m	15	0.00	0.00										
22		17h50m - 18h00m	10	6.50	39.00										
23	18/01/1971	18h00m - 18h30m	30	11.50	23.00	23.00	23.00	13.50	8.21	4.80	23.00	23.00	13.50	8.21	4.80
24		18h30m - 19h30m	60	4.00	4.00										
25		19h30m - 21h30m	120	3.70	1.85										
26	26/01/1971	21h30m - 23h30m	120	5.00	2.50	22.40	22.40	12.45	7.48	4.05					
27		23h30m - 24h00m	30	11.20	22.40										
28	23/11/1972	19h30m - 20h00m	30	12.50	25.00	25.00	25.00	15.00	9.82	5.98	25.00	25.00	15.00	9.82	5.98
29		20h00m - 21h00m	60	5.00	5.00										
30		21h00m - 22h30m	90	6.40	4.27										
31	09/11/1973	00h00m - 22h45m	1365	0.00	0.00	13.44	13.44	13.44	8.40	4.20	13.44	13.44	13.44	8.40	4.20
32		22h45m - 24h00m	75	16.80	13.44										
33	14/02/1974	15h00m - 15h10m	10	9.00	54.00	54.00	29.60	18.80	9.40	4.70	54.00	29.60	18.80	9.40	4.70
34		15h10m - 15h45m	35	0.00	0.00										
35		15h45m - 16h00m	15	5.00	20.00										
36		16h00m - 16h30m	30	4.80	9.60										
37		16h30m - 23h00m	210	0	0										
38		23h00m - 24h00m	60	2.00	2.00										
39	13/10/1974	21h30m - 21h45m	15	4.00	16.00	16.00	15.00	7.50	3.75	1.88					
40		21h45m - 22h00m	15	3.50	14.00										
41	15/10/1974	09h30m - 09h45m	15	5.00	20.00	20.00	10.00	5.00	2.50	1.25					
42	21/10/1974	17h00m - 18h00m	60	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	5.00	2.50					
43	15/02/1975	22h00m - 22h05m	5	1.50	18.00	12.00	8.00	7.00	5.30	2.65	12.00	8.00	7.00	5.30	2.65
44		22h05m - 22h15m	10	0.50	3.00										
45		22h15m - 22h45m	30	1.50	3.00										
46		22h45m - 23h45m	60	6.00	6.00										
47		23h45m - 24h00m	15	1.10	4.40										
48	27/09/1975	10h30m - 11h00m	30	1.00	2.00	2.00	2.00	1.50	1.00	0.50					
49		18h00m - 19h00m	60	1.00	1.00										
50		19h00m - 24h00m	300	0.00	0.00										
51	12/12/1976	00h00m - 16h30m	990	0.00	0.00	5.48	5.48	5.48	5.48	5.48	12.00	11.00	8.90	5.80	5.48
52		16h30m - 23h00m	390	35.60	5.48										
53		23h00m - 24h00m	60	0.00	0.00										
54	12/04/1976	03h00m - 03h05m	5	1.00	12.00	12.00	11.00	8.90	5.80	2.90					
55		03h05m - 03h15m	10	2.00	12.00										
56		03h15m - 03h45m	30	5.00	10.00										
57		03h45m - 04h45m	60	3.60	3.60										
58	13/02/1977	13h15m - 13h20m	5	2.00	24.00	18.60	14.60	10.80	6.38	3.53	20.00	20.00	17.50	14.17	7.50
59		13h20m - 13h30m	10	2.00	12.00										
60		13h30m - 13h45m	15	3.30	13.20										
61		13h45m - 14h00m	15	3.00	12.00										
62		14h00m - 15h00m	60	2.00	2.00										
63		15h00m - 16h00m	60	1.80	1.80										
64	17/11/1977	00h00m - 17h00m	1020	0.00	0.00	20.00	20.00	17.50	14.17	7.50					
65		17h00m - 17h40m	40	10.00	15.00										
66		17h40m - 18h10m	30	10.00	20.00										
67		18h10m - 19h10m	60	10.00	10.00										
68		19h10m - 24h00m	290	0.00	0.00										
69	25/11/1978	00h00m - 08h00m	480	0.00	0.00	6.43	6.43	6.43	6.43	6.43	6.43	6.43	6.43	6.43	6.43
70		08h00m - 12h45m	285	0.30	0.06										
71		12h45m - 21h00m	495	0.00	0.00										
72		21h00m - 03h00m	360	38.60	6.43										

ANALISIS DE TORMENTA ESTACION PERAYOC , MICROCUENCA PRNCIPAL DE COMUNIDAD DE CCOYARAQUI.

NUM.	FECHA	HORA	Intervalo de tiempo (min)	Precipitación (mm)	Intensidad (mm/h)	INTENSIDADES MAXIMAS (mm/h)					INTENSIDAD MAXIMA ANUAL				
		INICIO - FIN				10min	30min	60min	120min	240min	10min	30min	60min	120min	240min
73	13/01/1979	02h00m - 02h05m	5	3.00	36.00	24.30	15.20	11.53	8.62	5.03					
74		02h05m - 02h15m	10	2.10	12.60										
75		02h15m - 04h00m	105	10.00	5.71										
76		04h00m - 04h30m	30	5.00	10.00										
77	11/12/1979	00h00m - 11h45m	705	0.00	0.00	36.00	31.50	23.80	15.55	7.78					
78		11h45m - 12h10m	25	5.50	13.20						36.00	31.50	23.80	15.55	7.78
79		12h10m - 12h30m	20	9.00	27.00										
80		12h30m - 12h45m	15	9.00	36.00										
81		12h45m - 13h10m	25	5.80	13.92										
82		13h10m - 17h35m	265	0.00	0.00										
83		17h35m - 17h45m	10	1.80	10.80										
84		17h45m - 24h00m	375	0.00	0.00										
85	03/10/1980	00h00m - 08h20m	500	0.00	0.00	36.00	25.20	15.36	8.31	4.45					
86		08h20m - 09h45m	85	2.00	1.41										
87		09h45m - 11h00m	75	0.00	0.00										
88		11h00m - 11h45m	45	0.80	1.07						36.00	25.20	15.36	8.31	4.45
89		11h45m - 21h50m	605	0.00	0.00										
90		21h50m - 22h15m	25	6.00	14.40										
91		22h15m - 22h30m	15	9.00	36.00										
92		22h30m - 24h00m	90	0.00	0.00										
93	13/10/1981	17h50m - 18h15m	25	10.00	24.00	24.00	20.00	10.00	5.00	2.50	24.00	20.00	10.00	5.00	2.50
94	24/03/1982	20h15m - 20h30m	15	6.00	24.00	24.00	15.35	11.03	6.35	3.18					
95		20h30m - 21h30m	60	6.70	6.70										
96	17/11/1982	07h15m - 07h30m	15	8.00	32.00	64.00	34.00	17.00	8.50	4.25					
97		07h30m - 07h55m	25	0.00	0.00						64.00	34.00	17.00	8.50	4.25
98		07h55m - 08h00m	5	8.00	96.00										
99		08h00m - 08h20m	20	0.00	0.00										
100		08h20m - 08h30m	10	1.00	6.00										
101	04/12/1983	00h00m - 04h00m	240	0.00	0.00	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50					
102		04h00m - 05h00m	60	0.20	0.20										
103		05h00m - 20h00m	900	0.00	0.00										
104		20h00m - 24h00m	240	30.00	7.50						7.50	7.50	7.50	7.50	7.50
105	29/12/1983	18h30m - 20h20m	110	13.00	7.09	7.09	7.09	7.09	6.50	3.25					
106	03/10/1983	19h45m - 20h15m	30	2.60	5.20	5.20	5.20	5.09	5.03	2.83					
107		20h15m - 22h00m	105	8.70	4.97										
108	14/01/1984	01h00m - 02h00m	60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	2.30	1.15					
109	12/02/1984	04h45m - 05h45m	60	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	9.50	4.75					
110	02/04/1984	17h50m - 18h45m	55	16.20	17.67	17.67	17.67	16.20	8.10	4.05	19.00	19.00	19.00	9.50	4.75
111	18/04/1984	12h30m - 14h00m	90	12.50	8.33	8.33	8.33	8.33	6.25	3.13					
112	17/10/1984	23h00m - 23h15m	75	7.40	5.92	5.92	5.92	5.92	3.70	1.85					
113	29/10/1984	14h00m - 14h50m	50	4.80	5.76	5.76	5.76	4.80	2.40	1.20					
114	14/01/1985	15h15m - 15h30m	15	9.50	38.00	38.00	19.00	9.50	4.75	2.38					
115	16/02/1985	16h00m - 16h15m	15	2.80	11.20	11.20	5.60	2.80	1.40	0.70	38.00	19.00	9.60	4.80	2.40
116	04/10/1985	07h45m - 08h30m	45	9.60	12.80	12.80	12.80	9.60	4.80	2.40					
117	24/11/1986	01h00m - 01h50m	50	7.10	8.52	8.52	8.52	7.10	3.55	1.78	8.52	8.52	7.10	3.55	1.78
118	04/01/1987	14h50m - 15h15m	25	1.20	2.88	2.88	2.88	1.20	0.60	0.30					
119	06/01/1987	02h10m - 04h15m	125	9.80	4.70	4.70	4.70	4.70	4.70	2.45					
120	22/01/1987	21h30m - 22h00m	30	3.50	7.00	7.00	7.00	3.50	1.75	0.88					
121	31/01/1987	20h20m - 20h55m	35	7.40	12.69	12.69	12.69	7.40	3.70	1.85	12.69	12.69	7.40	4.70	2.45
122	07/03/1987	15h30m - 15h55m	25	4.40	10.56	10.56	8.80	4.40	2.20	1.10					
123	12/10/1987	14h20m - 15h05m	45	7.00	9.33	9.33	9.33	7.00	3.50	1.75					
124	14/12/1987	19h40m - 21h00m	80	9.40	7.05	7.05	7.05	7.05	4.70	2.35					
125	01/01/1988	16h00m - 16h40m	40	5.40	8.10	8.10	8.10	5.40	2.70	1.35					
126	10/01/1988	22h10m - 22h40m	30	5.60	11.20	11.20	11.20	5.60	2.80	1.40					
127	02/02/1988	02h50m - 03h10m	20	7.00	21.00	21.00	14.00	7.00	3.50	1.75					
128	23/03/1988	12hj50m - 13h00m	10	4.00	24.00	24.00	8.00	4.00	2.00	1.00	24.00	14.00	9.50	8.25	4.13
129	28/03/1988	13h50m - 14h50m	60	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	4.75	2.38					
130	22/11/1988	17h55m - 18h05m	10	2.20	13.20	13.20	4.40	2.20	1.10	0.55					
131	24/12/1988	00h00m - 02h00m	120	16.50	8.25	8.25	8.25	8.25	8.25	4.13					
132	05/01/1989	16h10m - 16h50m	40	10.00	15.00	15.00	15.00	10.00	5.00	2.50	26.70	17.80	10.00	5.00	2.50
133	03/11/1989	20h50m - 21h10m	20	8.90	26.70	26.70	17.80	8.90	4.45	2.23					
134	07/01/1990	15h45m - 16h15m	30	10.00	20.00	20.00	20.00	13.60	6.80	3.40					
135		16h15m - 16h45m	30	3.60	7.20										
136	12/01/1990	00h10m - 00h25m	15	10.60	42.40	42.40	29.30	21.40	10.70	5.35					
137		00h30m - 01h10m	40	10.80	16.20						42.40	29.30	21.40	10.70	5.35
138	17/01/1990	12h50m - 13h10m	20	5.20	15.60	15.60	10.40	5.20	2.60	1.30					
139	07/04/1990	18h55m - 19h10m	15	10.40	41.60	41.60	20.80	10.40	5.20	2.60					
140	17/11/1990	18h50m - 19h10m	20	4.70	14.10	14.10	9.40	4.70	2.35	1.18					
141	01/01/1991	16h10m - 16h45m	35	18.10	31.03	31.03	31.03	18.10	9.05	4.53					
142	17/01/1991	23h30m - 24h00m	30	14.00	28.00	28.00	28.00	14.00	7.00	3.50					
143	01/03/1991	15h30m - 15h55m	25	7.20	17.28	17.28	14.40	7.20	3.60	1.80	31.03	31.03	18.10	9.05	4.53
144	23/03/1991	22h05m - 22h30m	25	8.50	20.40	20.40	17.00	8.50	4.25	2.13					
145	01/11/1991	16h00m - 16h50m	40	10.10	15.15	15.15	15.15	10.10	5.05	2.53					

ANALISIS DE TORMENTA ESTACION PERAYOC , MICROCUENCA PRNCIPAL DE COMUNIDAD DE CCOYARAQUI.

NUM.	FECHA	HORA	Intervalo de tiempo (min)	Precipitación (mm)	Intensidad (mm/h)	INTENSIDADES MAXIMAS (mm/h)					INTENSIDAD MAXIMA ANUAL				
		INICIO - FIN				10min	30min	60min	120min	240min	10min	30min	60min	120min	240min
146	03/01/1992	21h10m - 21h40m	30	7.20	14.40	14.40	14.40	7.20	3.60	1.80					
147	04/01/1992	18h10m - 19h00m	50	3.60	4.32	4.32	4.32	3.60	1.80	0.90					
148	13/01/1992	14h55m - 15h10m	15	5.80	23.20	23.20	11.60	5.80	2.90	1.45					
149	27/01/1992	18h20m - 18h55m	35	9.80	16.80	16.80	16.80	9.80	4.90	2.45					
150	14/03/1992	21h20m - 21h30m	10	7.00	42.00	42.00	14.00	7.00	3.50	1.75					
151	02/11/1992	13h30m - 14h05m	35	7.20	12.34	12.34	12.34	7.20	3.60	1.80	42.00	20.60	10.30	5.15	2.58
152	05/11/1992	17h15m - 17h45m	30	10.30	20.60	20.60	20.60	10.30	5.15	2.58					
153	27/11/1992	22h50m - 23h00m	10	5.30	31.80	31.80	10.60	5.30	2.65	1.33					
154	03/12/1992	01h50m - 02h05m	15	2.30	9.20	9.20	4.60	2.30	1.15	0.58					
155	14/12/1992	14h05m - 14h50m	45	8.80	11.73	11.73	11.73	8.80	4.40	2.20					
156	28/12/1992	20h10m - 20h40m	30	4.90	9.80	9.80	9.80	4.90	2.45	1.23					
157	12/01/1993	14h50m - 15h05m	15	5.80	23.20	23.20	11.60	5.80	2.90	1.45					
158	15/03/1993	13h30m - 14h05m	35	6.60	11.31	11.31	11.31	6.60	3.30	1.65					
159	19/10/1993	13h00m - 13h10m	10	5.50	33.00	33.00	11.00	5.50	2.75	1.38	33.00	16.70	16.70	16.70	8.35
160	03/12/1993	21h20m - 21h50m	30	7.80	15.60	15.60	15.60	7.80	3.90	1.95					
161	11/12/1993	14h00m - 14h40m	40	7.20	10.80	10.80	10.80	5.40	2.70	1.35					
162	30/12/1993	19h00m - 21h00m	120	33.40	16.70	16.70	16.70	16.70	16.70	8.35					
163	04/11/1994	16h00m - 16h30m	30	14.20	28.40	28.40	28.40	14.20	7.10	3.55	28.40	28.40	14.20	7.10	3.55
164	24/03/1995	20h15m - 20h30m	15.00	6.00	24.00	24.00	15.35	11.03	6.35	3.18					
165		20h30m - 21h30m	60.00	6.70	6.70										
166	17/11/1995	07h15m - 07h30m	15.00	8.00	32.00	64.00	34.00	17.00	8.50	4.25					
167		07h30m - 07h55m	25.00	0.00	0.00						64.00	34.00	17.00	8.50	4.25
168		07h55m - 08h00m	5.00	8.00	96.00										
169		08h00m - 08h20m	20.00	0.00	0.00										
170		08h20m - 08h30m	10.00	1.00	6.00										
171	04/12/1996	00h00m - 04h00m	240.00	0.00	0.00	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50					
172		04h00m - 05h00m	60.00	0.20	0.20										
173		05h00m - 20h00m	900.00	0.00	0.00										
174		20h00m - 24h00m	240.00	30.00	7.50						7.50	7.50	7.50	7.50	7.50
175	29/12/1996	18h30m - 20h20m	110.00	13.00	7.09	7.09	7.09	7.09	6.50	3.25					
176	03/10/1996	19h45m - 20h15m	30.00	2.60	5.20	5.20	5.20	5.09	5.03	2.83					
177		20h15m - 22h00m	105.00	8.70	4.97										
178	14/01/1997	01h00m - 02h00m	60.00	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	2.30	1.15					
179	12/02/1997	04h45m - 05h45m	60.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	9.50	4.75					
180	02/04/1997	17h50m - 18h45m	55.00	16.20	17.67	17.67	17.67	16.20	8.10	4.05	29.60	19.00	19.00	9.50	4.75
181	18/04/1997	12h30m - 14h00m	90.00	12.50	8.33	8.33	8.33	8.33	6.25	3.13					
182	17/10/1997	23h00m - 23h15m	15.00	7.40	29.60	29.60	14.80	7.40	3.70	1.85					
183	29/10/1997	14h00m - 14h50m	50.00	4.80	5.76	5.76	5.76	4.80	2.40	1.20					
184	14/01/1998	07h45m - 08h30m	45.00	9.50	12.67	12.67	12.67	9.50	4.75	2.38					
185	16/02/1998	01h00m - 01h50m	50.00	2.80	3.36	3.36	3.36	2.80	1.40	0.70	23.04	19.20	9.60	4.80	2.40
186	14/10/1998	14h50m - 15h15m	25.00	9.60	23.04	23.04	19.20	9.60	4.80	2.40					
187	24/11/1999	01h00m - 01h50m	50.00	7.10	8.52	8.52	8.52	7.10	3.55	1.78	8.52	8.52	7.10	3.55	1.78
188	04/01/2000	14h50m - 15h15m	25.00	1.20	2.88	2.88	2.40	1.20	0.60	0.30					
189	06/01/2000	02h10m - 04h15m	125.00	9.80	4.70	4.70	4.70	4.70	4.70	2.45					
190	22/01/2000	21h30m - 22h00m	30.00	3.50	7.00	7.00	7.00	3.50	1.75	0.88					
191	31/01/2000	20h20m - 20h55m	35.00	7.40	12.69	12.69	12.69	7.40	3.70	1.85	12.69	12.69	7.40	4.70	2.45
192	07/03/2000	15h30m - 15h55m	25.00	4.40	10.56	10.56	8.80	4.40	2.20	1.10					
193	12/10/2000	14h20m - 15h05m	45.00	7.00	9.33	9.33	9.33	7.00	3.50	1.75					
194	14/12/2000	19h40m - 21h00m	80.00	9.40	7.05	7.05	7.05	7.05	4.70	2.35					
195	01/01/2001	16h00m - 16h40m	40.00	5.40	8.10	8.10	8.10	5.40	2.70	1.35					
196	10/01/2001	22h10m - 22h40m	30.00	5.60	11.20	11.20	11.20	5.60	2.80	1.40					
197	02/02/2001	02h45m - 03h10m	25.00	7.00	16.80	16.80	14.00	7.00	3.50	1.75					
198	23/03/2001	12h45m - 13h00m	15.00	4.00	16.00	16.00	8.00	4.00	2.00	1.00					
199	28/03/2001	13h50m - 14h50m	60.00	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	4.75	2.38	26.70	17.80	10.00	8.25	4.13
200	22/11/2001	17h55m - 18h05m	10.00	2.20	13.20	13.20	4.40	2.20	1.10	0.55					
201	24/12/2001	00h00m - 02h00m	120.00	16.50	8.25	8.25	8.25	8.25	8.25	4.13					
202	05/01/2001	16h10m - 16h50m	40.00	10.00	15.00	15.00	15.00	10.00	5.00	2.50					
203	03/11/2001	20h50m - 21h10m	20.00	8.90	26.70	26.70	17.80	8.90	4.45	2.23					
204	07/01/2002	15h45m - 16h15m	30.00	10.00	20.00	20.00	20.00	13.60	5.00	2.50					
205		16h15m - 16h45m	30.00	3.60	7.20										
206	12/01/2002	00h10m - 00h25m	15.00	10.60	42.40	42.40	29.30	21.40	10.70	5.35					
207		00h30m - 01h10m	40.00	10.80	16.20						42.40	29.30	21.40	10.70	5.35
208	17/01/2002	12h50m - 13h10m	20.00	5.20	15.60	15.60	10.40	5.20	2.60	1.30					
209	07/04/2002	18h55m - 19h10m	15.00	10.40	41.60	41.60	20.80	10.40	5.20	2.60					
210	17/11/2002	18h50m - 19h10m	20.00	4.70	14.10	14.10	9.40	4.70	2.35	1.18					
211	01/01/2003	16h10m - 16h45m	35.00	18.10	31.03	31.03	31.03	18.10	9.05	4.53					
212	17/01/2003	23h30m - 24h00m	30.00	14.00	28.00	28.00	28.00	14.00	7.00	3.50					
213	01/03/2003	15h30m - 15h55m	25.00	7.20	17.28	17.28	14.40	7.20	3.60	1.80	31.03	31.03	18.10	9.05	4.53
214	23/03/2003	22h05m - 22h30m	25.00	8.50	20.40	20.40	17.00	8.50	4.25	2.13					
215	01/11/2003	16h00m - 16h50m	50.00	10.10	12.12	12.12	12.12	10.10	5.05	2.53					
216	03/01/2004	21h10m - 21h40m	30.00	7.20	14.40	14.40	14.40	7.20	3.60	1.80					
217	04/01/2004	18h10m - 19h00m	50.00	3.60	4.32	4.32	4.32	3.60	1.80	0.90					
218	13/01/2004	14h55m - 15h10m	15.00	5.80	23.20	23.20	11.60	5.80	2.90	1.45					
219	27/01/2004	18h20m - 18h55m	35.00	9.80	16.80	16.80	16.80	9.80	4.90	2.45					
220	14/03/2004	21h20m - 21h30m	10.00	7.00	42.00	42.00	14.00	7.00	3.50	1.75					
221	02/11/2004	13h30m - 14h05m	35.00	7.20	12.34	12.34	12.34	7.20	3.60	1.80	42.00	20.60	10.30	5.15	2.58
222	05/11/2004	17h15m - 17h45m	30.00	10.30	20.60	20.60	20.60	10.30	5.15	2.58					
223	27/11/2004	22h50m - 23h00m	10.00	5.30	31.80	31.80	10.60	5.30	2.65	1.33					
224	13/12/2004	01h50m - 02h05m	15.00	2.30	9.20	9.20	4.60	2.30	1.15	0.58					
225	14/12/2004	14h05m - 14h50m	45.00	8.80	11.73	11.73	11.73	8.80	4.40	2.20					
226	28/12/2004	20h10m - 20h40m	30.00	4.90	9.80	9.80	9.80	4.90	2.45	1.23					
227	12/01/2005	14h50m - 15h05m	15.00	5.80	23.20	23.20	11.60	5.80	2.90	1.45					
228	15/03/2005	13h30m - 14h05m	35.00	6.60	11.31	11.31	11.31	6.60	3.30	1.65					
229	19/10/2005	13h00m - 13h10m	10.00	5.50	33.00	33.00	11.00	5.50	2.75	1.38	33.00	16.70	16.70	16.70	8.35
230	03/12/2005	21h20m - 21h50m	30.00	7.80	15.60	15.60	15.60	7.80	3.90	1.95					
231	11/12/2005	14h00m - 14h40m	40.00	7.20	10.80	10.80	10.80	7.20	3.60	1.80					
232	30/12/2005	19h00m - 21h00m	120.00	33.40	16.70	16.70	16.70	16.70	16.70	8.35					
233	04/11/2006	16h00m - 16h30m	30.00	14.20	28.40	28.40	28.40	14.20	7.10	3.55	28.40	28.40	14.20	7.10	3.55
234	13/12/2007	21h45m - 22h00m	15	9.50	38.00	38.00	20.33	11.50	6.75	3.38	38.00	20.33	11.50	6.75	3.38
235		22h00m - 23h30m	90	4.00	2.67										

ANALISIS DE TORMENTA ESTACION PERAYOC , MICROCUENCA PRNCIPAL DE COMUNIDAD DE CCOYARAQUI.

NUM.	FECHA	HORA	Intervalo de tiempo (min)	Precipitación (mm)	Intensidad (mm/h)	INTENSIDADES MAXIMAS (mm/h)					INTENSIDAD MAXIMA ANUAL				
		INICIO - FIN				10min	30min	60min	120min	240min	10min	30min	60min	120min	240min
236	12/01/2008	20h00m - 20h10m	10	2.00	12.00	12.00	11.60	11.50	6.73	4.04					
237		20h10m - 21h00m	50	9.50	11.40										
238		21h00m - 22h00m	60	1.50	1.50										
239		22h00m - 24h00m	120	3.90	1.95						20.80	11.60	11.50	6.73	4.04
240	11/02/2008	21h00m - 21h15m	15	5.20	20.80	20.80	11.20	6.40	3.20	1.60					
241		21h15m - 22h00m	45	0.00	0.00										
242		22h00m - 22h45m	45	1.20	1.60										
94	24/03/2009	20h15m - 20h30m	15	6.00	24.00	24.00	15.35	11.03	6.35	3.18					
95		20h30m - 21h30m	60	6.70	6.70										
96	17/11/2009	07h15m - 07h30m	12	8.00	40.00	96.00	34.00	17.00	8.50	4.25					
97		07h30m - 07h55m	25	0.00	0.00						96.00	34.00	17.00	8.50	4.25
98		07h55m - 08h00m	5	8.00	96.00										
99		08h00m - 08h20m	20	0.00	0.00										
100		08h20m - 08h30m	10	1.00	6.00										
243	29/12/2010	15h50m - 16h00m	10	7.30	43.80	43.80	29.47	24.78	15.58	9.41					
244		16h00m - 16h30m	30	11.15	22.30										
245		16h30m - 17h00m	30	9.50	19.00										
246		17h00m - 17h15m	15	0.00	0.00										
247		17h15m - 17h30m	15	1.50	6.00						43.80	29.47	24.78	15.58	9.41
248		17h30m - 17h35m	5	1.70	20.40										
249		17h35m - 17h50m	15	0.00	0.00										
250		17h50m - 18h00m	10	6.50	39.00										
251	18/01/2011	18h00m - 18h30m	30	11.50	23.00	23.00	23.00	13.50	8.21	4.80					
252		18h30m - 19h30m	60	4.00	4.00										
253		19h30m - 21h30m	120	3.70	1.85						23.00	23.00	13.50	8.21	4.80
254	26/01/2011	21h30m - 23h30m	120	5.00	2.50	22.40	22.40	12.45	7.48	4.05					
255		23h30m - 24h00m	30	11.20	22.40										
204	07/01/2012	15h45m - 16h15m	30.00	10.00	20.00	20.00	20.00	13.60	5.00	2.50					
205		16h15m - 16h45m	30.00	3.60	7.20										
206	12/01/2012	00h10m - 00h25m	15.00	10.60	42.40	42.40	29.30	21.40	10.70	5.35					
207		00h30m - 01h10m	40.00	10.80	16.20						42.40	29.30	21.40	10.70	5.35
208	17/01/2012	12h50m - 13h10m	20.00	5.20	15.60	15.60	10.40	5.20	2.60	1.30					
209	07/04/2012	18h55m - 19h10m	15.00	10.40	41.60	41.60	20.80	10.40	5.20	2.60					
210	17/11/2012	18h50m - 19h10m	20.00	4.70	14.10	14.10	9.40	4.70	2.35	1.18					
256	23/11/2013	19h30m - 20h00m	30	12.50	25.00	25.00	25.00	15.00	9.82	5.98					
257		20h00m - 21h00m	60	5.00	5.00						25.00	25.00	15.00	9.82	5.98
258		21h00m - 22h30m	90	6.40	4.27										
259	09/11/2014	00h00m - 22h45m	1365	0.00	0.00	13.44	13.44	13.44	8.40	4.20	13.44	13.44	13.44	8.40	4.20
260		22h45m - 24h00m	75	16.80	13.44										
261	14/02/2015	15h00m - 15h10m	10	9.00	54.00	54.00	29.60	18.80	9.40	4.70					
262		15h10m - 15h45m	35	0.00	0.00										
263		15h45m - 16h00m	15	5.00	20.00										
264		16h00m - 16h30m	30	4.80	9.60										
265		16h30m - 23h00m	210	0	0						54.00	29.60	18.80	9.40	4.70
266		23h00m - 24h00m	60	2.00	2.00										
267	13/10/2015	21h30m - 21h45m	15	4.00	16.00	16.00	15.00	7.50	3.75	1.88					
268		21h45m - 22h00m	15	3.50	14.00										
269	15/10/2015	09h30m - 09h45m	15	5.00	20.00	20.00	10.00	5.00	2.50	1.25					
270	21/10/2015	17h00m - 18h00m	60	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	5.00	2.50					
271	15/02/2016	22h00m - 22h05m	8	1.50	11.25	8.63	6.88	6.44	5.02	2.51					
272		22h05m - 22h15m	10	0.50	3.00										
273		22h15m - 22h45m	30	1.50	3.00										
274		22h45m - 23h45m	60	6.00	6.00										
275		23h45m - 24h00m	15	1.10	4.40						8.63	6.88	6.44	5.02	2.51
276	27/09/2016	10h30m - 11h00m	30	1.00	2.00	2.00	2.00	1.50	1.00	0.50					
277		18h00m - 19h00m	60	1.00	1.00										
278		19h00m - 24h00m	300	0.00	0.00										
279	12/12/2017	00h00m - 16h30m	990	0.00	0.00	5.48	5.48	5.48	5.48	5.48					
280		16h30m - 23h00m	390	35.60	5.48										
281		23h00m - 24h00m	60	0.00	0.00										
282	12/04/2017	03h00m - 03h05m	4	1.00	15.00	13.50	11.50	9.15	5.93	2.96	13.50	11.50	9.15	5.93	5.48
283		03h05m - 03h15m	10	2.00	12.00										
284		03h15m - 03h45m	30	5.00	10.00										
285		03h45m - 04h45m	60	3.60	3.60										
286	13/02/2018	13h15m - 13h20m	5	2.00	24.00	18.60	14.60	10.80	6.38	3.53					
287		13h20m - 13h30m	10	2.00	12.00										
288		13h30m - 13h45m	15	3.30	13.20										
289		13h45m - 14h00m	15	3.00	12.00										
290		14h00m - 15h00m	60	2.00	2.00										
291		15h00m - 16h00m	60	1.80	1.80						20.00	20.00	17.50	14.17	7.50
292	17/11/2018	00h00m - 17h00m	1020	0.00	0.00	20.00	20.00	17.50	14.17	7.50					
293		17h00m - 17h40m	40	10.00	15.00										
294		17h40m - 18h10m	30	10.00	20.00										
295		18h10m - 19h10m	60	10.00	10.00										
296		19h10m - 24h00m	290	0.00	0.00										

Cuadro 26:Cuadro de intensidades máximas estacion meteorológicas; cuadro afectado por factor de corrección (K)

ESTACION METEREOLOGICA DE PERAYOC-UNSAAC						
num.	AÑO	INTENSIDAD MAXIMA ANUAL				
		10min	30min	60min	120min	240min
1	1965	24.00	14.00	10.50	5.25	2.63
2	1966	46.80	15.60	7.80	3.90	1.95
3	1967	32.40	21.07	15.40	7.70	3.85
4	1968	38.00	20.33	11.50	6.75	3.38
5	1969	20.80	11.60	11.50	6.73	4.04
6	1970	43.80	29.47	24.78	15.58	9.41
7	1971	23.00	23.00	13.50	8.21	4.80
8	1972	25.00	25.00	15.00	9.82	5.98
9	1973	13.44	13.44	13.44	8.40	4.20
10	1974	54.00	29.60	18.80	9.40	4.70
11	1975	12.00	8.00	7.00	5.30	2.65
12	1976	12.00	11.00	8.90	5.80	5.48
13	1977	20.00	20.00	17.50	14.17	7.50
14	1978	6.43	6.43	6.43	6.43	6.43
15	1979	36.00	31.50	23.80	15.55	7.78
16	1980	36.00	25.20	15.36	8.31	4.45
17	1981	24.00	20.00	10.00	5.00	2.50
18	1982	64.00	34.00	17.00	8.50	4.25
19	1983	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50
20	1984	19.00	19.00	19.00	9.50	4.75
21	1985	38.00	19.00	9.60	4.80	2.40
22	1986	8.52	8.52	7.10	3.55	1.78
23	1987	12.69	12.69	7.40	4.70	2.45
24	1988	24.00	14.00	9.50	8.25	4.13
25	1989	26.70	17.80	10.00	5.00	2.50
26	1990	42.40	29.30	21.40	10.70	5.35
27	1991	31.03	31.03	18.10	9.05	4.53
28	1992	42.00	20.60	10.30	5.15	2.58
29	1993	33.00	16.70	16.70	16.70	8.35
30	1994	28.40	28.40	14.20	7.10	3.55
31	1995	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
32	1996	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50
33	1997	29.60	19.00	19.00	9.50	4.75
34	1998	23.04	19.20	9.60	4.80	2.40
35	1999	8.52	8.52	7.10	3.55	1.78
36	2000	12.69	12.69	7.40	4.70	2.45
37	2001	26.70	17.80	10.00	8.25	4.13
38	2002	42.40	29.30	21.40	10.70	5.35
39	2003	31.03	31.03	18.10	9.05	4.53
40	2004	42.00	20.60	10.30	5.15	2.58
41	2005	33.00	16.70	16.70	16.70	8.35
42	2006	28.40	28.40	14.20	7.10	3.55
43	2007	38.00	20.33	11.50	6.75	3.38
44	2008	20.80	11.60	11.50	6.73	4.04
45	2009	96.00	34.00	17.00	8.50	4.25
46	2010	43.80	29.47	24.78	15.58	9.41
47	2011	23.00	23.00	13.50	8.21	4.80
48	2012	42.40	29.30	21.40	10.70	5.35
49	2013	25.00	25.00	15.00	9.82	5.98
50	2014	13.44	13.44	13.44	8.40	4.20
51	2015	54.00	29.60	18.80	9.40	4.70
52	2016	8.63	6.88	6.44	5.02	2.51
53	2017	13.50	11.50	9.15	5.93	5.48
54	2018	20.00	20.00	17.50	14.17	7.50

INTENSIDADES MAXIMAS ANUALES AFECTADOS POR EL FACTOR DE CORRECION (K)						
num.	AÑO	INTENSIDAD MAXIMA ANUAL				
		10min	30min	60min	120min	240min
1	1965	38.43	22.42	16.81	8.41	4.20
2	1966	74.93	24.98	12.49	6.24	3.12
3	1967	51.88	33.73	24.66	12.33	6.16
4	1968	60.84	32.56	18.41	10.81	5.40
5	1969	33.30	18.57	18.41	10.77	6.46
6	1970	70.13	47.18	39.68	24.94	15.07
7	1971	36.83	36.83	21.61	13.15	7.69
8	1972	40.03	40.03	24.02	15.72	9.57
9	1973	21.52	21.52	21.52	13.45	6.72
10	1974	86.46	47.39	30.10	15.05	7.53
11	1975	19.21	12.81	11.21	8.49	4.24
12	1976	19.21	17.61	14.25	9.29	8.77
13	1977	32.02	32.02	28.02	22.68	12.01
14	1978	10.30	10.30	10.30	10.30	10.30
15	1979	57.64	50.43	38.11	24.90	12.45
16	1980	57.64	40.35	24.59	13.31	7.12
17	1981	38.43	32.02	16.01	8.01	4.00
18	1982	102.47	54.44	27.22	13.61	6.80
19	1983	12.01	12.01	12.01	12.01	12.01
20	1984	30.42	30.42	30.42	15.21	7.61
21	1985	60.84	30.42	15.37	7.69	3.84
22	1986	13.64	13.64	11.37	5.68	2.84
23	1987	20.31	20.31	11.85	7.53	3.92
24	1988	38.43	22.42	15.21	13.21	6.60
25	1989	42.75	28.50	16.01	8.01	4.00
26	1990	67.89	46.91	34.26	17.13	8.57
27	1991	49.68	49.68	28.98	14.49	7.24
28	1992	67.25	32.98	16.49	8.25	4.12
29	1993	52.84	26.74	26.74	26.74	13.37
30	1994	45.47	45.47	22.74	11.37	5.68
31	1995	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
32	1996	12.01	12.01	12.01	12.01	12.01
33	1997	47.39	30.42	30.42	15.21	7.61
34	1998	36.89	30.74	15.37	7.69	3.84
35	1999	13.64	13.64	11.37	5.68	2.84
36	2000	20.31	20.31	11.85	7.53	3.92
37	2001	42.75	28.50	16.01	13.21	6.60
38	2002	67.89	46.91	34.26	17.13	8.57
39	2003	49.68	49.68	28.98	14.49	7.24
40	2004	67.25	32.98	16.49	8.25	4.12
41	2005	52.84	26.74	26.74	26.74	13.37
42	2006	45.47	45.47	22.74	11.37	5.68
43	2007	60.84	32.56	18.41	10.81	5.40
44	2008	33.30	18.57	18.41	10.77	6.46
45	2009	153.71	54.44	27.22	13.61	6.80
46	2010	70.13	47.18	39.68	24.94	15.07
47	2011	36.83	36.83	21.61	13.15	7.69
48	2012	67.89	46.91	34.26	17.13	8.57
49	2013	40.03	40.03	24.02	15.72	9.57
50	2014	21.52	21.52	21.52	13.45	6.72
51	2015	86.46	47.39	30.10	15.05	7.53
52	2016	13.81	11.01	10.31	8.04	4.02
53	2017	21.61	18.41	14.65	9.49	8.77
54	2018	32.02	32.02	28.02	22.68	12.01

DISTRIBUCION GUMBEL, MICROCUENCA DE COM. CCOYARAQUI.

N° Orden (m)	Año	Periodo Retorno en Años	Intensidades históricas Duraciones [minutos]				
			10.00	30.00	60.00	120.00	240.00
1	1965	43.00	38.43	22.42	16.81	8.41	4.20
2	1966	21.50	74.93	24.98	12.49	6.24	3.12
3	1967	14.33	51.88	33.73	24.66	12.33	6.16
4	1968	10.75	60.84	32.56	18.41	10.81	5.40
5	1969	8.60	33.30	18.57	18.41	10.77	6.46
6	1970	7.17	70.13	47.18	39.68	24.94	15.07
7	1971	6.14	36.83	36.83	21.61	13.15	7.69
8	1972	5.38	40.03	40.03	24.02	15.72	9.57
9	1973	4.78	21.52	21.52	21.52	13.45	6.72
10	1974	4.30	86.46	47.39	30.10	15.05	7.53
11	1975	3.91	19.21	12.81	11.21	8.49	4.24
12	1976	3.58	19.21	17.61	14.25	9.29	8.77
13	1977	3.31	32.02	32.02	28.02	22.68	12.01
14	1978	3.07	10.30	10.30	10.30	10.30	10.30
15	1979	2.87	57.64	50.43	38.11	24.90	12.45
16	1980	2.69	57.64	40.35	24.59	13.31	7.12
17	1981	2.53	38.43	32.02	16.01	8.01	4.00
18	1982	2.39	102.47	54.44	27.22	13.61	6.80
19	1983	2.26	12.01	12.01	12.01	12.01	12.01
20	1984	2.15	30.42	30.42	30.42	15.21	7.61
21	1985	2.05	60.84	30.42	15.37	7.69	3.84
22	1986	1.95	13.64	13.64	11.37	5.68	2.84
23	1987	1.87	20.31	20.31	11.85	7.53	3.92
24	1988	1.79	38.43	22.42	15.21	13.21	6.60
25	1989	1.72	42.75	28.50	16.01	8.01	4.00
26	1990	1.65	67.89	46.91	34.26	17.13	8.57
27	1991	1.59	49.68	49.68	28.98	14.49	7.24
28	1992	1.54	67.25	32.98	16.49	8.25	4.12
29	1993	1.48	52.84	26.74	26.74	26.74	13.37
30	1994	1.43	45.47	45.47	22.74	11.37	5.68
31	1995	1.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
32	1996	1.34	12.01	12.01	12.01	12.01	12.01
33	1997	1.30	47.39	30.42	30.42	15.21	7.61
34	1998	1.26	36.89	30.74	15.37	7.69	3.84
35	1999	1.23	13.64	13.64	11.37	5.68	2.84
36	2000	1.19	20.31	20.31	11.85	7.53	3.92
37	2001	1.16	42.75	28.50	16.01	13.21	6.60
38	2002	1.13	67.89	46.91	34.26	17.13	8.57
39	2003	1.10	49.68	49.68	28.98	14.49	7.24
40	2004	1.08	67.25	32.98	16.49	8.25	4.12
41	2005	1.05	52.84	26.74	26.74	26.74	13.37
42	2006	1.02	45.47	45.47	22.74	11.37	5.68
43	2007	1.00	60.84	32.56	18.41	10.81	5.40
44	2008	0.98	33.30	18.57	18.41	10.77	6.46
45	2009	0.96	153.71	54.44	27.22	13.61	6.80
46	2010	0.93	70.13	47.18	39.68	24.94	15.07
47	2011	0.91	36.83	36.83	21.61	13.15	7.69
48	2012	0.90	67.89	46.91	34.26	17.13	8.57
49	2013	0.88	40.03	40.03	24.02	15.72	9.57
50	2014	0.86	21.52	21.52	21.52	13.45	6.72
51	2015	0.84	86.46	47.39	30.10	15.05	7.53
52	2016	0.83	13.81	11.01	10.31	8.04	4.02
53	2017	0.81	21.61	18.41	14.65	9.49	8.77
54	2018	0.80	32.02	32.02	28.02	22.68	12.01
Promedio			**45.32**	**31.09**	**21.36**	**13.02**	**7.26**
Desviación estándar			**26.89**	**13.38**	**8.66**	**5.73**	**3.29**

Aplicando el modelo probabilistico de Gumbel, con la siguiente expresion según Ven Te Chow, la distribucion puede expresarse de la siguiente forma:

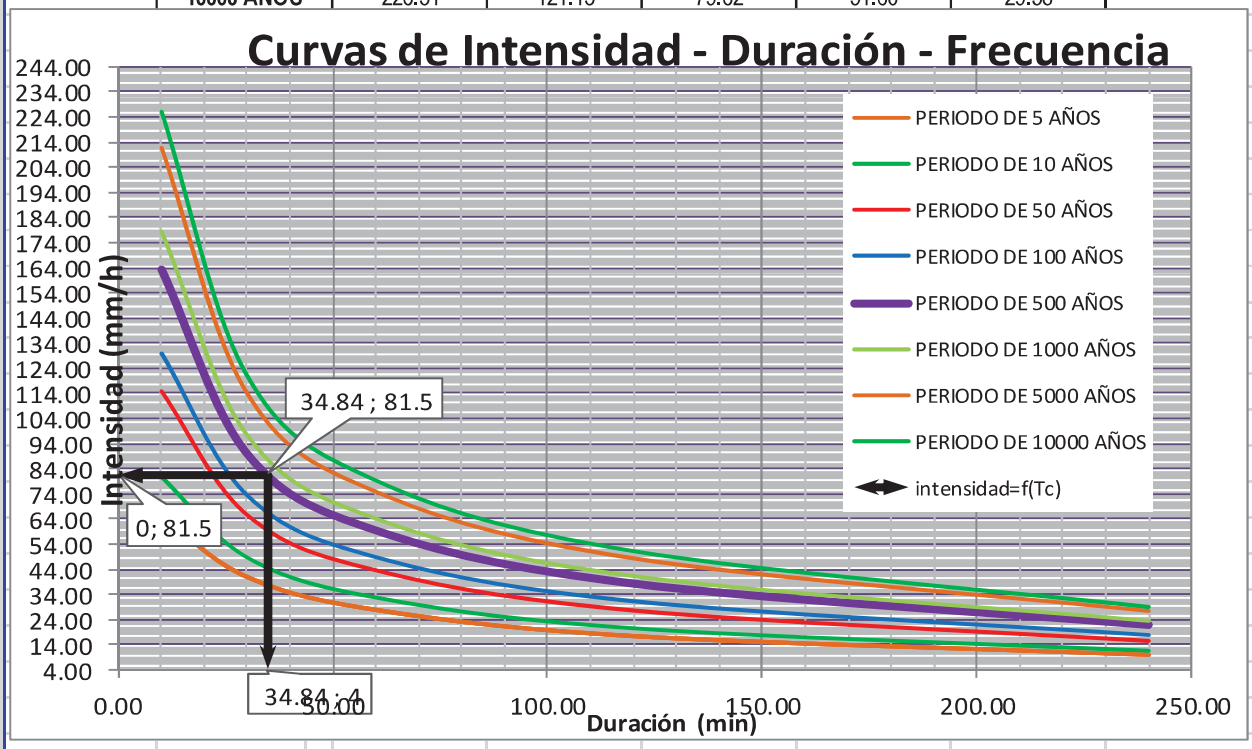
$$X_t = \mu + \alpha Y_t \qquad \alpha = \frac{\sqrt{6}\,.S}{\pi} \qquad \mu = x - 0{,}5772\ .\alpha \qquad Y_t = -Ln\left[Ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right]$$

Donde:

$$X_t = x - \frac{\sqrt{6}.S}{\pi} \times \left(0.5772 + Ln\left[Ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right]\right)$$

Calculo de la intensidad según la duración de la lluvia y el periodo de retorno

Tiempo de Retorno	Duración de la Precipitación en Minutos				
	10.00	30.00	60.00	120.00	240.00
5 AÑOS	64.66	40.72	27.58	17.14	9.62
10 AÑOS	80.39	48.55	32.65	20.49	11.54
50 AÑOS	115.02	65.77	43.80	27.88	15.78
100 AÑOS	129.66	73.06	48.51	31.00	17.56
500 AÑOS	163.48	89.89	59.40	38.21	21.70
1000 AÑOS	178.03	97.13	64.08	41.31	23.48
5000 AÑOS	211.78	113.92	74.94	48.50	27.60
10000 AÑOS	226.31	121.15	79.62	51.60	29.38



PEARSON TIPO III, MICROCUENCA PRINCIPAL DE COM. CCOYARAQUI

INTENSIDADES MAXIMAS ANUALES AFECTADOS POR EL FACTOR DE CORRECION (K)

AÑO	INTENSIDAD MAXIMA ANUAL					(Xi-X')^2				
	10min	30min	60min	120min	240min	10min	30min	60min	120min	240min
1965	38.43	22.42	16.81	8.41	4.20	47.72	75.60	20.84	21.43	9.44
1966	74.93	24.98	12.49	6.24	3.12	876.01	37.61	78.99	46.11	17.25
1967	51.88	33.73	24.66	12.33	6.16	42.79	6.86	10.76	0.50	1.23
1968	60.84	32.56	18.41	10.81	5.40	240.49	2.09	8.78	4.96	3.50
1969	33.30	18.57	18.41	10.77	6.46	144.75	157.19	8.78	5.14	0.66
1970	70.13	47.18	39.68	24.94	15.07	614.75	258.21	335.05	141.67	60.76
1971	36.83	36.83	21.61	13.15	7.69	72.40	32.66	0.06	0.01	0.17
1972	40.03	40.03	24.02	15.72	9.57	28.16	79.52	6.97	7.20	5.25
1973	21.52	21.52	21.52	13.45	6.72	567.16	92.00	0.02	0.17	0.30
1974	86.46	47.39	30.10	15.05	7.53	1691.30	265.12	76.12	4.06	0.06
1975	19.21	12.81	11.21	8.49	4.24	682.30	334.94	103.40	20.69	9.20
1976	19.21	17.61	14.25	9.29	8.77	682.30	182.20	50.78	14.05	2.23
1977	32.02	32.02	28.02	22.68	12.01	177.21	0.83	44.13	93.08	22.40
1978	10.30	10.30	10.30	10.30	10.30	1227.35	433.05	122.67	7.48	9.15
1979	57.64	50.43	38.11	24.90	12.45	151.43	373.43	279.90	140.72	26.76
1980	57.64	40.35	24.59	13.31	7.12	151.43	85.33	10.30	0.07	0.02
1981	38.43	32.02	16.01	8.01	4.00	47.72	0.83	28.78	25.29	10.71
1982	102.47	54.44	27.22	13.61	6.80	3264.57	544.16	34.14	0.33	0.22
1983	12.01	12.01	12.01	12.01	12.01	1110.61	364.88	87.76	1.05	22.40
1984	30.42	30.42	30.42	15.21	7.61	222.40	0.48	81.81	4.73	0.11
1985	60.84	30.42	15.37	7.69	3.84	240.49	0.48	36.07	28.61	11.78
1986	13.64	13.64	11.37	5.68	2.84	1004.42	305.16	100.17	54.03	19.65
1987	20.31	20.31	11.85	7.53	3.92	626.15	116.62	90.78	30.28	11.24
1988	38.43	22.42	15.21	13.21	6.60	47.72	75.60	38.02	0.03	0.45
1989	42.75	28.50	16.01	8.01	4.00	6.68	6.82	28.78	25.29	10.71
1990	67.89	46.91	34.26	17.13	8.57	508.62	249.70	166.09	16.79	1.67
1991	49.68	49.68	28.98	14.49	7.24	18.89	344.83	57.82	2.12	0.00
1992	67.25	32.98	16.49	8.25	4.12	480.14	3.51	23.86	22.93	9.94
1993	52.84	26.74	26.74	26.74	13.37	56.28	19.11	28.75	187.80	37.14
1994	45.47	45.47	22.74	11.37	5.68	0.02	206.24	1.85	2.78	2.53
1995	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1965.50	906.62	415.19	144.83	39.38
1996	12.01	12.01	12.01	12.01	12.01	1110.61	364.88	87.76	1.05	22.40
1997	47.39	30.42	30.42	15.21	7.61	4.24	0.48	81.81	4.73	0.11
1998	36.89	30.74	15.37	7.69	3.84	71.31	0.14	36.07	28.61	11.78
1999	13.64	13.64	11.37	5.68	2.84	1004.42	305.16	100.17	54.03	19.65
2000	20.31	20.31	11.85	7.53	3.92	626.15	116.62	90.78	30.28	11.24
2001	42.75	28.50	16.01	13.21	6.60	6.68	6.82	28.78	0.03	0.45
2002	67.89	46.91	34.26	17.13	8.57	508.62	249.70	166.09	16.79	1.67
2003	49.68	49.68	28.98	14.49	7.24	18.89	344.83	57.82	2.12	0.00
2004	67.25	32.98	16.49	8.25	4.12	480.14	3.51	23.86	22.93	9.94
2005	52.84	26.74	26.74	26.74	13.37	56.28	19.11	28.75	187.80	37.14
2006	45.47	45.47	22.74	11.37	5.68	0.02	206.24	1.85	2.78	2.53
2007	60.84	32.56	18.41	10.81	5.40	240.49	2.09	8.78	4.96	3.50
2008	33.30	18.57	18.41	10.77	6.46	144.75	157.19	8.78	5.14	0.66
2009	153.71	54.44	27.22	13.61	6.80	11744.41	544.16	34.14	0.33	0.22
2010	70.13	47.18	39.68	24.94	15.07	614.75	258.21	335.05	141.67	60.76
2011	36.83	36.83	21.61	13.15	7.69	72.40	32.66	0.06	0.01	0.17
2012	67.89	46.91	34.26	17.13	8.57	508.62	249.70	166.09	16.79	1.67
2013	40.03	40.03	24.02	15.72	9.57	28.16	79.52	6.97	7.20	5.25
2014	21.52	21.52	21.52	13.45	6.72	567.16	92.00	0.02	0.17	0.30
2015	86.46	47.39	30.10	15.05	7.53	1691.30	265.12	76.12	4.06	0.06
2016	13.81	11.01	10.31	8.04	4.02	993.80	404.12	122.52	24.99	10.61
2017	21.61	18.41	14.65	9.49	8.77	562.60	161.23	45.24	12.59	2.23
2018	32.02	32.02	28.02	22.68	12.01	177.21	0.83	44.13	93.08	22.40
PROMEDIO	**45.33**	**31.11**	**21.38**	**13.03**	**7.28**	20885.11	7179.16	3081.14	1405.40	463.23
DESVIACION	**26.86**	**13.34**	**8.61**	**5.69**	**3.28**	**SUMATORIA**				

K(10min)	K(30min)	K(60min)	K(120min)	K(240min)	PERIODO
0.838	0.835	0.833	0.828	0.819	5
1.277	1.282	1.287	1.294	1.306	10
1.745	1.762	1.778	1.802	1.849	50
2.049	2.076	2.100	2.138	2.212	100
2.976	3.061	3.188	3.431	3.870	500
3.219	3.303	3.431	3.674	4.112	1000
3.462	3.546	3.674	3.917	4.355	5000
3.705	3.789	3.917	4.160	4.598	10000

COEFICIENTE DE ASIMETRIA	
Cs (10min)	0.03
Cs (30min)	0.08
Cs (60min)	0.12
Cs (120min)	0.20
Cs (240min)	0.34

DISTRIBUCION ESTADISTICA SEGÚN PEARSON TIPO III					
PERIODO (AÑOS)	INTENCIDADES FINALES PARA LAS DISTINTAS DURACIONES				
	10	30	60	120	240
5	67.834	42.248	28.545	17.749	9.964
10	79.627	48.209	32.457	20.398	11.563
50	92.199	54.611	36.685	23.292	13.346
100	100.359	58.790	39.459	25.204	14.537
500	125.268	71.926	48.829	32.559	19.977
1000	131.792	75.165	50.920	33.942	20.774
5000	138.316	78.404	53.012	35.324	21.572
10000	144.840	81.644	55.103	36.706	22.369

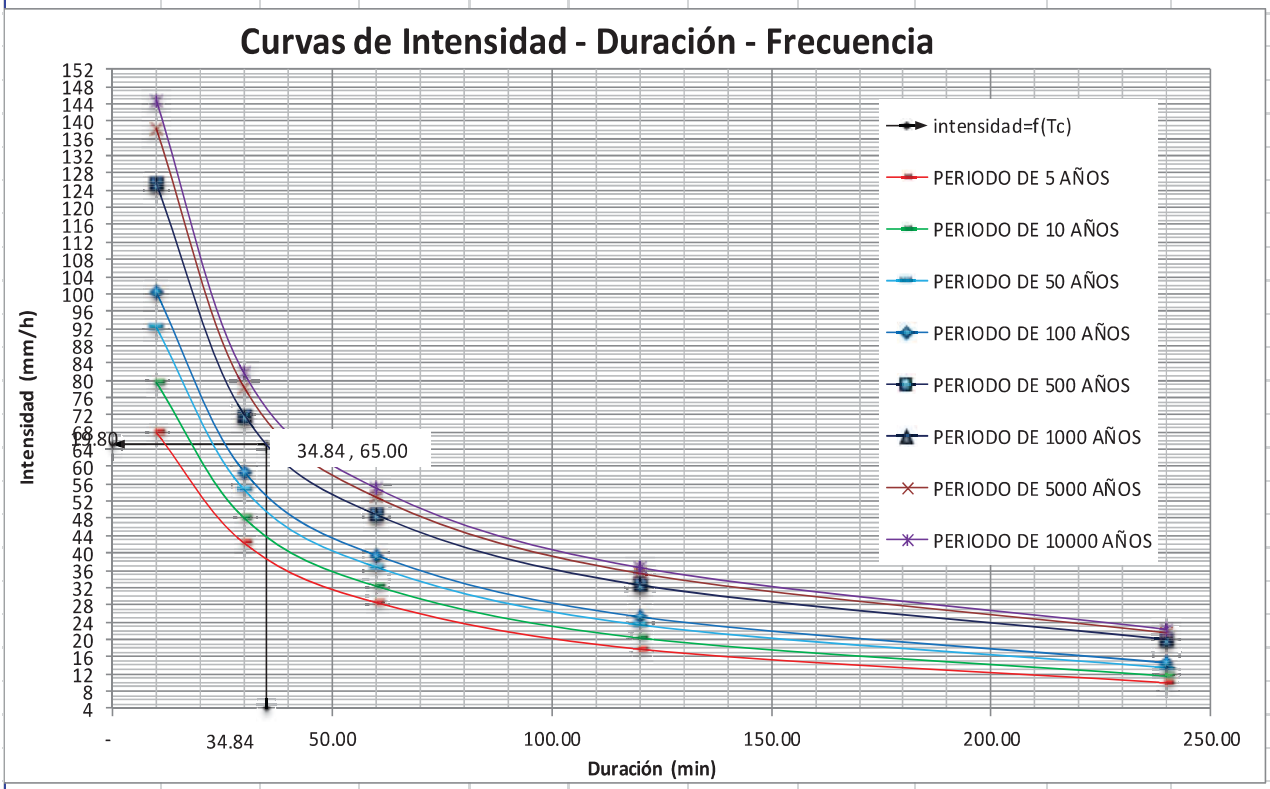
- Calcule el coeficiente de oblicuidad de los logaritmos, Cs.

$$C_s = \frac{n\sum(x_i - \bar{y})^3}{(n-1)(n-2)S_y^3}$$

- Calcule $Y_T = \bar{Y} + S_y \cdot K_T$

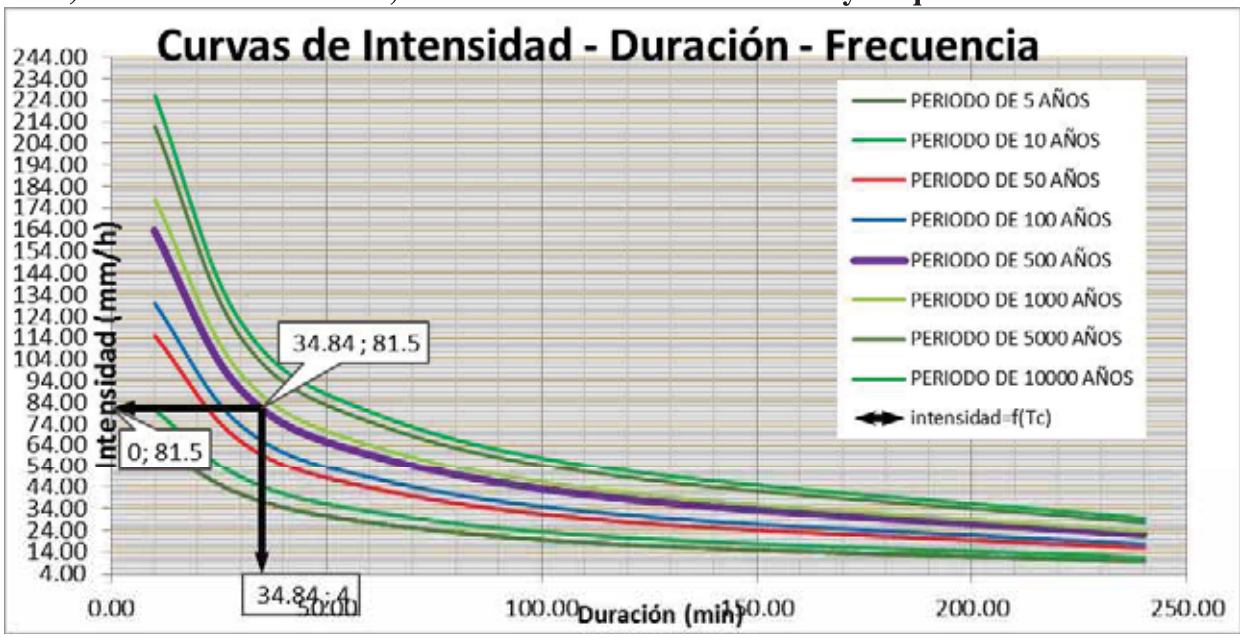
- De donde Kt se obtiene del cuadro adjunto, y con Cs, y el periodo de retorno conocidos.

- Calcule $X_T = Antilog\, Y_T$

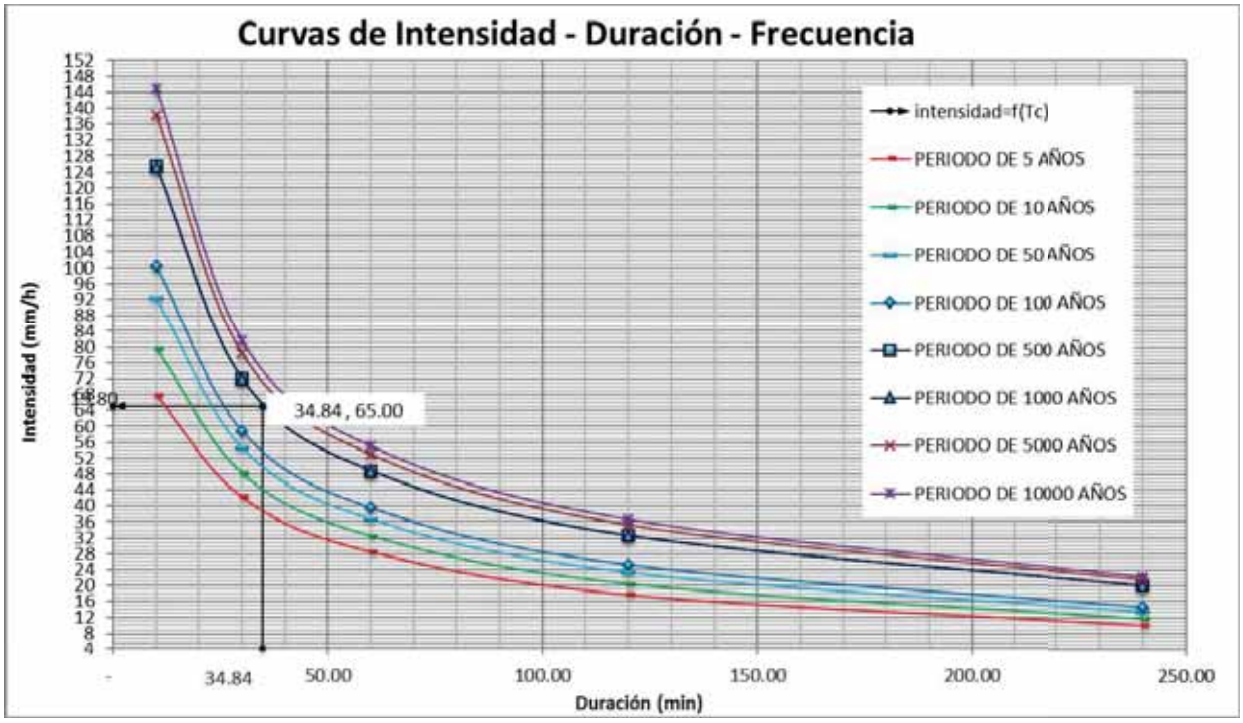


Análisis comparativo de curvas IDF, elaborados para los métodos utilizados en la microcuenca principal de Ccoyaraqui. (TC promedio = 34.84 min)

1) **Distribución Gumbel, microcuenca de comunidad Ccoyaraqui.**



2) **Pearson tipo III, microcuenca principal de comunidad Ccoyaraqui.**



En Tabla 3.3 se muestra un resumen de la prueba Kolmogorov – Smirnov según el orden de preferencia indicado por cada prueba, dando 1 a la "mejor" y 5 a la "peor"

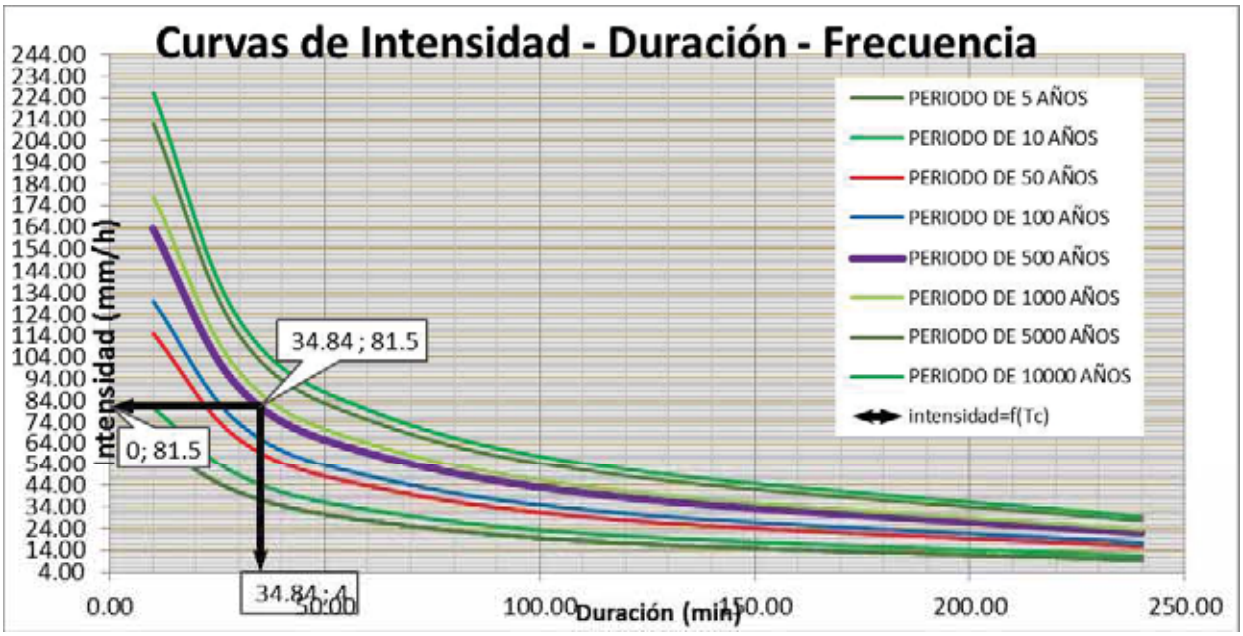
Tabla 12:Resumen de la prueba Kolmogorov – Smirnov

FUNCIÓN	KOLMOGOROV	D
Gumbel	1	0.11240
Pearson III	2	0.11500
Log Pearson III	3	0.11760
Log Normal	4	0.13160
Normal	5	0.15850

Adaptado: "Fundamentos de Hidrología de superficie", Aparicio (1992), pág. 280

La función de distribución con el menor valor de D es la Gumbel (tabla 3.3) por lo que, según esta prueba, esta función sería la preferible y será utilizara. Para el caso de proyecto de tesis.

Para tomar intensidad de precipitación se tomará el de acuerdo a la tabla (3.3), de la distribución Gumbel por ser mejor de 1. Para un periodo de retorno de 500 años. De acuerdo a curva **IDF** de **GUMBEL**



La duración que tenemos es de **34.84 minutos** y para un período de retorno de **500 años** se obtiene una **intensidad** de **81.5 mm/hr.**

3.3.6.2 Análisis probabilístico de precipitaciones, microcuenca de comunidad Ccollotaro.

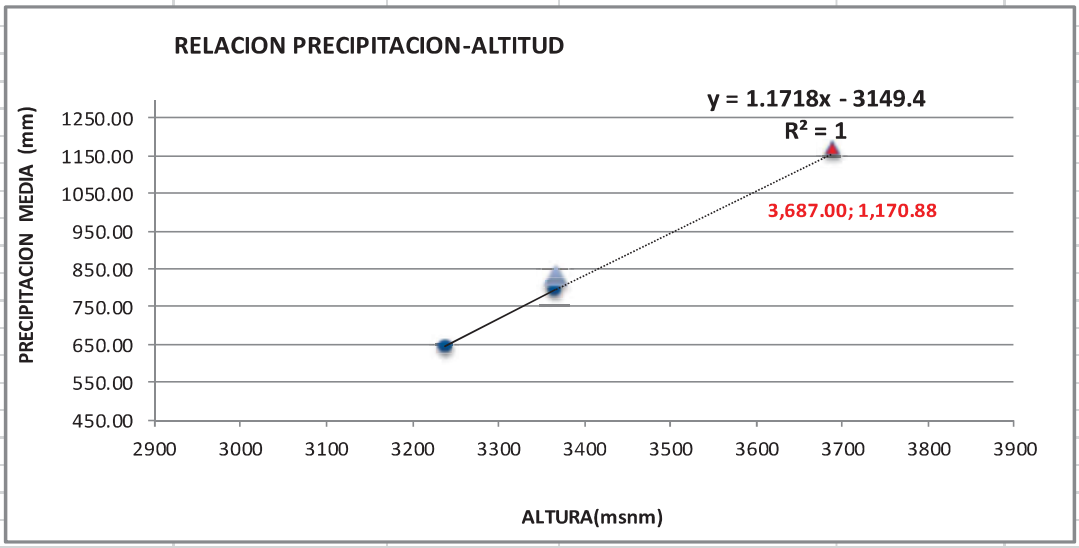
Figura: 3.3.6.2 ubicación de la estacion meteorológica, distritos beneficiados y zona de proyecto- aplicación de regionalización de datos pluviométricos a microcuenca com. De Ccollotaro.

REGIONALIZACION DE DATOS PLUVIOMETRICOS, MICROCUENCA DE LA COMUNIDAD DE CCOLLOTARO.

La regionalización de datos permite calcular la precipitación media en la cuenca en estudio, se basa en la obtención del coeficiente de correlación simple, a partir de un estudio probabilístico entre las estaciones cercanas a la cuenca y la estación índice que en este caso es la estación de Perayoc.

METODO GRAFICO

Estacion	LATITUD	LONGITUD	Altitud (msnm)	Precipitacion media anual registrada (mm)
PERAYOC	13º31'16"	71º57'53"	3365	793.57
KAYRA	13°33'24.7"	71°52'29.8"	3238	644.76
PROYECTO			3687	X
MEDIA			3301.50	719.17



PROYECTO	Altitud (msnm)	Precipitacion media anual (mm)
PROYECTO	3687	1170.88

Factor de Corrección, tomando en cuenta la altura sobre el nivel del mar de cada estación y las precipitaciones medias de las diferentes estaciones con la estación índice de Perayoc de la cual se poseen mayores datos, obteniéndose un valor de:

FACTOR DE REGIONALIZACION K= 1.48

CON RESPECTO A LA ESTACION PERAYOC (FIGURA 3.3.6.2)

*Cuadro 27: **Análisis probabilístico de precipitaciones, microcuenca de comunidad. Ccollotaro.***

ANALISIS DE TORMENTA ESTACION PERAYOC, MICROCUENCA DE LA COMUNIDAD CCOLLOTARO.															
NUM.	FECHA	HORA	Intervalo de tiempo (min)	Precipitación (mm)	Intensidad (mm/h)	INTENSIDADES MAXIMAS (mm/h)					INTENSIDAD MAXIMA ANUAL				
		INICIO - FIN				10min	30min	60min	120min	240min	10min	30min	60min	120min	240min
1	19/03/1965	23h15m - 24h00m	45	10.50	14.00	14.00	14.00	10.50	5.25	2.63	24.00	14.00	10.50	5.25	2.63
2	12/10/1965	18h30m - 18h45m	15	6.00	24.00	24.00	12.00	6.00	3.00	1.50					
3	05/03/1966	13h50m - 14h00m	10	7.80	46.80	46.80	15.60	7.80	3.90	1.95	46.80	15.60	7.80	3.90	1.95
4	16/11/1967	23h00m - 23h15m	15	8.10	32.40	32.40	21.07	15.40	7.70	3.85	32.40	21.07	15.40	7.70	3.85
5		23h15m - 24h00m	45	7.30	9.73										
6	13/12/1968	21h45m - 22h00m	15	9.50	38.00	38.00	20.33	11.50	6.75	3.38	38.00	20.33	11.50	6.75	3.38
7		22h00m - 23h30m	90	4.00	2.67										
8	12/01/1969	20h00m - 20h10m	10	2.00	12.00	12.00	11.60	11.50	6.73	4.04	20.80	11.60	11.50	6.73	4.04
9		20h10m - 21h00m	50	9.50	11.40										
10		21h00m - 22h00m	60	1.50	1.50										
11		22h00m - 24h00m	120	3.90	1.95										
12	11/02/1969	21h00m - 21h15m	15	5.20	20.80	20.80	11.20	6.40	3.20	1.60					
13		21h15m - 22h00m	45	0.00	0.00										
14		22h00m - 22h45m	45	1.20	1.60										
15	29/12/1970	15h50m - 16h00m	10	7.30	43.80	43.80	29.47	24.78	15.58	9.41	43.80	29.47	24.78	15.58	9.41
16		16h00m - 16h30m	30	11.15	22.30										
17		16h30m - 17h00m	30	9.50	19.00										
18		17h00m - 17h15m	15	0.00	0.00										
19		17h15m - 17h30m	15	1.50	6.00										
20		17h30m - 17h35m	5	1.70	20.40										
21		17h35m - 17h50m	15	0.00	0.00										
22		17h50m - 18h00m	10	6.50	39.00										
23	18/01/1971	18h00m - 18h30m	30	11.50	23.00	23.00	23.00	13.50	8.21	4.80	23.00	23.00	13.50	8.21	4.80
24		18h30m - 19h30m	60	4.00	4.00										
25		19h30m - 21h30m	120	3.70	1.85										
26	26/01/1971	21h30m - 23h30m	120	5.00	2.50	22.40	22.40	12.45	7.48	4.05					
27		23h30m - 24h00m	30	11.20	22.40										
28	23/11/1972	19h30m - 20h00m	30	12.50	25.00	25.00	25.00	15.00	9.82	5.98	25.00	25.00	15.00	9.82	5.98
29		20h00m - 21h00m	60	5.00	5.00										
30		21h00m - 22h30m	90	6.40	4.27										
31	09/11/1973	00h00m - 22h45m	1365	0.00	0.00	13.44	13.44	13.44	8.40	4.20	13.44	13.44	13.44	8.40	4.20
32		22h45m - 24h00m	75	16.80	13.44										
33	14/02/1974	15h00m - 15h10m	10	9.00	54.00	54.00	29.60	18.80	9.40	4.70	54.00	29.60	18.80	9.40	4.70
34		15h10m - 15h45m	35	0.00	0.00										
35		15h45m - 16h00m	15	5.00	20.00										
36		16h00m - 16h30m	30	4.80	9.60										
37		16h30m - 23h00m	210	0	0										
38		23h00m - 24h00m	60	2.00	2.00										
39	13/10/1974	21h30m - 21h45m	15	4.00	16.00	16.00	15.00	7.50	3.75	1.88					
40		21h45m - 22h00m	15	3.50	14.00										
41	15/10/1974	09h30m - 09h45m	15	5.00	20.00	20.00	10.00	5.00	2.50	1.25					
42	21/10/1974	17h00m - 18h00m	60	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	5.00	2.50					
43	15/02/1975	22h00m - 22h05m	5	1.50	18.00	12.00	8.00	7.00	5.30	2.65	12.00	8.00	7.00	5.30	2.65
44		22h05m - 22h15m	10	0.50	3.00										
45		22h15m - 22h45m	30	1.50	3.00										
46		22h45m - 23h45m	60	6.00	6.00										
47		23h45m - 24h00m	15	1.10	4.40										
48	27/09/1975	10h30m - 11h00m	30	1.00	2.00	2.00	2.00	1.50	1.00	0.50					
49		18h00m - 19h00m	60	1.00	1.00										
50		19h00m - 24h00m	300	0.00	0.00										
51	12/12/1976	00h00m - 16h30m	990	0.00	0.00	5.48	5.48	5.48	5.48	5.48	12.00	11.00	8.90	5.80	5.48
52		16h30m - 23h00m	390	35.60	5.48										
53		23h00m - 24h00m	60	0.00	0.00										
54	12/04/1976	03h00m - 03h05m	5	1.00	12.00	12.00	11.00	8.90	5.80	2.90					
55		03h05m - 03h15m	10	2.00	12.00										
56		03h15m - 03h45m	30	5.00	10.00										
57		03h45m - 04h45m	60	3.60	3.60										
58	13/02/1977	13h15m - 13h20m	5	2.00	24.00	18.60	14.60	10.80	6.38	3.53	20.00	20.00	17.50	14.17	7.50
59		13h20m - 13h30m	10	2.00	12.00										
60		13h30m - 13h45m	15	3.30	13.20										
61		13h45m - 14h00m	15	3.00	12.00										
62		14h00m - 15h00m	60	2.00	2.00										
63		15h00m - 16h00m	60	1.80	1.80										
64	17/11/1977	00h00m - 17h00m	1020	0.00	0.00	20.00	20.00	17.50	14.17	7.50					
65		17h00m - 17h40m	40	10.00	15.00										
66		17h40m - 18h10m	30	10.00	20.00										
67		18h10m - 19h10m	60	10.00	10.00										
68		19h10m - 24h00m	290	0.00	0.00										
69	25/11/1978	00h00m - 08h00m	480	0.00	0.00	6.43	6.43	6.43	6.43	6.43	6.43	6.43	6.43	6.43	6.43
70		08h00m - 12h45m	285	0.30	0.06										
71		12h45m - 21h00m	495	0.00	0.00										
72		21h00m - 03h00m	360	38.60	6.43										

ANALISIS DE TORMENTA ESTACION PERAYOC, MICROCUENCA DE LA COMUNIDAD CCOLLOTARO.

NUM.	FECHA	HORA	Intervalo de tiempo (min)	Precipitación (mm)	Intensidad (mm/h)	INTENSIDADES MAXIMAS (mm/h)					INTENSIDAD MAXIMA ANUAL				
		INICIO - FIN				10min	30min	60min	120min	240min	10min	30min	60min	120min	240min
73	13/01/1979	02h00m - 02h05m	5	3.00	36.00	24.30	15.20	11.53	8.62	5.03					
74		02h05m - 02h15m	10	2.10	12.60										
75		02h15m - 04h00m	105	10.00	5.71										
76		04h00m - 04h30m	30	5.00	10.00										
77	11/12/1979	00h00m - 11h45m	705	0.00	0.00	36.00	31.50	23.80	15.55	7.78					
78		11h45m - 12h10m	25	5.50	13.20						36.00	31.50	23.80	15.55	7.78
79		12h10m - 12h30m	20	9.00	27.00										
80		12h30m - 12h45m	15	9.00	36.00										
81		12h45m - 13h10m	25	5.80	13.92										
82		13h10m - 17h35m	265	0.00	0.00										
83		17h35m - 17h45m	10	1.80	10.80										
84		17h45m - 24h00m	375	0.00	0.00										
85	03/10/1980	00h00m - 08h20m	500	0.00	0.00	36.00	25.20	15.36	8.31	4.45					
86		08h20m - 09h45m	85	2.00	1.41										
87		09h45m - 11h00m	75	0.00	0.00										
88		11h00m - 11h45m	45	0.80	1.07						36.00	25.20	15.36	8.31	4.45
89		11h45m - 21h50m	605	0.00	0.00										
90		21h50m - 22h15m	25	6.00	14.40										
91		22h15m - 22h30m	15	9.00	36.00										
92		22h30m - 24h00m	90	0.00	0.00										
93	13/10/1981	17h50m - 18h15m	25	10.00	24.00	24.00	20.00	10.00	5.00	2.50	24.00	20.00	10.00	5.00	2.50
94	24/03/1982	20h15m - 20h30m	15	6.00	24.00	24.00	15.35	11.03	6.35	3.18					
95		20h30m - 21h30m	60	6.70	6.70										
96	17/11/1982	07h15m - 07h30m	15	8.00	32.00	64.00	34.00	17.00	8.50	4.25					
97		07h30m - 07h55m	25	0.00	0.00						64.00	34.00	17.00	8.50	4.25
98		07h55m - 08h00m	5	8.00	96.00										
99		08h00m - 08h20m	20	0.00	0.00										
100		08h20m - 08h30m	10	1.00	6.00										
101	04/12/1983	00h00m - 04h00m	240	0.00	0.00	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50					
102		04h00m - 05h00m	60	0.20	0.20										
103		05h00m - 20h00m	900	0.00	0.00										
104		20h00m - 24h00m	240	30.00	7.50						7.50	7.50	7.50	7.50	7.50
105	29/12/1983	18h30m - 20h20m	110	13.00	7.09	7.09	7.09	7.09	6.50	3.25					
106	03/10/1983	19h45m - 20h15m	30	2.60	5.20	5.20	5.20	5.09	5.03	2.83					
107		20h15m - 22h00m	105	8.70	4.97										
108	14/01/1984	01h00m - 02h00m	60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	2.30	1.15					
109	12/02/1984	04h45m - 05h45m	60	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	9.50	4.75					
110	02/04/1984	17h50m - 18h45m	55	16.20	17.67	17.67	17.67	16.20	8.10	4.05	19.00	19.00	19.00	9.50	4.75
111	18/04/1984	12h30m - 14h00m	90	12.50	8.33	8.33	8.33	8.33	6.25	3.13					
112	17/10/1984	23h00m - 23h15m	75	7.40	5.92	5.92	5.92	5.92	3.70	1.85					
113	29/10/1984	14h00m - 14h50m	50	4.80	5.76	5.76	5.76	4.80	2.40	1.20					
114	14/01/1985	15h15m - 15h30m	15	9.50	38.00	38.00	19.00	9.50	4.75	2.38					
115	16/02/1985	16h00m - 16h15m	15	2.80	11.20	11.20	5.60	2.80	1.40	0.70	38.00	19.00	9.60	4.80	2.40
116	04/10/1985	07h45m - 08h30m	45	9.60	12.80	12.80	12.80	9.60	4.80	2.40					
117	24/11/1986	01h00m - 01h50m	50	7.10	8.52	8.52	8.52	7.10	3.55	1.78	8.52	8.52	7.10	3.55	1.78
118	04/01/1987	14h50m - 15h15m	25	1.20	2.88	2.88	2.88	1.20	0.60	0.30					
119	06/01/1987	02h10m - 04h15m	125	9.80	4.70	4.70	4.70	4.70	4.70	2.45					
120	22/01/1987	21h30m - 22h00m	30	3.50	7.00	7.00	7.00	3.50	1.75	0.88					
121	31/01/1987	20h20m - 20h55m	35	7.40	12.69	12.69	12.69	7.40	3.70	1.85	12.69	12.69	7.40	4.70	2.45
122	07/03/1987	15h30m - 15h55m	25	4.40	10.56	10.56	8.80	4.40	2.20	1.10					
123	12/10/1987	14h20m - 15h05m	45	7.00	9.33	9.33	9.33	7.00	3.50	1.75					
124	14/12/1987	19h40m - 21h00m	80	9.40	7.05	7.05	7.05	7.05	4.70	2.35					
125	01/01/1988	16h00m - 16h40m	40	5.40	8.10	8.10	8.10	5.40	2.70	1.35					
126	10/01/1988	22h10m - 22h40m	30	5.60	11.20	11.20	11.20	5.60	2.80	1.40					
127	02/02/1988	02h50m - 03h10m	20	7.00	21.00	21.00	14.00	7.00	3.50	1.75					
128	23/03/1988	12hj50m - 13h00m	10	4.00	24.00	24.00	8.00	4.00	2.00	1.00	24.00	14.00	9.50	8.25	4.13
129	28/03/1988	13h50m - 14h50m	60	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	4.75	2.38					
130	22/11/1988	17h55m - 18h05m	10	2.20	13.20	13.20	4.40	2.20	1.10	0.55					
131	24/12/1988	00h00m - 02h00m	120	16.50	8.25	8.25	8.25	8.25	8.25	4.13					
132	05/01/1989	16h10m - 16h50m	40	10.00	15.00	15.00	15.00	10.00	5.00	2.50	26.70	17.80	10.00	5.00	2.50
133	03/11/1989	20h50m - 21h10m	20	8.90	26.70	26.70	17.80	8.90	4.45	2.23					
134	07/01/1990	15h45m - 16h15m	30	10.00	20.00	20.00	20.00	13.60	6.80	3.40					
135		16h15m - 16h45m	30	3.60	7.20										
136	12/01/1990	00h10m - 00h25m	15	10.60	42.40	42.40	29.30	21.40	10.70	5.35					
137		00h30m - 01h10m	40	10.80	16.20						42.40	29.30	21.40	10.70	5.35
138	17/01/1990	12h50m - 13h10m	20	5.20	15.60	15.60	10.40	5.20	2.60	1.30					
139	07/04/1990	18h55m - 19h10m	15	10.40	41.60	41.60	20.80	10.40	5.20	2.60					
140	17/11/1990	18h50m - 19h10m	20	4.70	14.10	14.10	9.40	4.70	2.35	1.18					
141	01/01/1991	16h10m - 16h45m	35	18.10	31.03	31.03	31.03	18.10	9.05	4.53					
142	17/01/1991	23h30m - 24h00m	30	14.00	28.00	28.00	28.00	14.00	7.00	3.50					
143	01/03/1991	15h30m - 15h55m	25	7.20	17.28	17.28	14.40	7.20	3.60	1.80	31.03	31.03	18.10	9.05	4.53
144	23/03/1991	22h05m - 22h30m	25	8.50	20.40	20.40	17.00	8.50	4.25	2.13					
145	01/11/1991	16h00m - 16h50m	40	10.10	15.15	15.15	15.15	10.10	5.05	2.53					

ANALISIS DE TORMENTA ESTACION PERAYOC, MICROCUENCA DE LA COMUNIDAD CCOLLOTARO.

NUM.	FECHA	HORA	Intervalo de tiempo (min)	Precipitación (mm)	Intensidad (mm/h)	INTENSIDADES MAXIMAS (mm/h)					INTENSIDAD MAXIMA ANUAL				
		INICIO - FIN				10min	30min	60min	120min	240min	10min	30min	60min	120min	240min
146	03/01/1992	21h10m- 21h40m	30	7.20	14.40	14.40	14.40	7.20	3.60	1.80					
147	04/01/1992	18h10m- 19h00m	50	3.60	4.32	4.32	4.32	3.60	1.80	0.90					
148	13/01/1992	14h55m- 15h10m	15	5.80	23.20	23.20	11.60	5.80	2.90	1.45					
149	27/01/1992	18h20m- 18h55m	35	9.80	16.80	16.80	16.80	9.80	4.90	2.45					
150	14/03/1992	21h20m- 21h30m	10	7.00	42.00	42.00	14.00	7.00	3.50	1.75					
151	02/11/1992	13h30m- 14h05m	35	7.20	12.34	12.34	12.34	7.20	3.60	1.80	42.00	20.60	10.30	5.15	2.58
152	05/11/1992	17h15m- 17h45m	30	10.30	20.60	20.60	20.60	10.30	5.15	2.58					
153	27/11/1992	22h50m- 23h00m	10	5.30	31.80	31.80	10.60	5.30	2.65	1.33					
154	03/12/1992	01h50m- 02h05m	15	2.30	9.20	9.20	4.60	2.30	1.15	0.58					
155	14/12/1992	14h05m- 14h50m	45	8.80	11.73	11.73	11.73	8.80	4.40	2.20					
156	28/12/1992	20h10m- 20h40m	30	4.90	9.80	9.80	9.80	4.90	2.45	1.23					
157	12/01/1993	14h50m- 15h05m	15	5.80	23.20	23.20	11.60	5.80	2.90	1.45					
158	15/03/1993	13h30m- 14h05m	35	6.60	11.31	11.31	11.31	6.60	3.30	1.65					
159	19/10/1993	13h00m- 13h10m	10	5.50	33.00	33.00	11.00	5.50	2.75	1.38	33.00	16.70	16.70	16.70	8.35
160	03/12/1993	21h20m- 21h50m	30	7.80	15.60	15.60	15.60	7.80	3.90	1.95					
161	11/12/1993	14h00m- 14h40m	40	7.20	10.80	10.80	10.80	5.40	2.70	1.35					
162	30/12/1993	19h00m- 21h00m	120	33.40	16.70	16.70	16.70	16.70	16.70	8.35					
163	04/11/1994	16h00m- 16h30m	30	14.20	28.40	28.40	28.40	14.20	7.10	3.55	28.40	28.40	14.20	7.10	3.55
164	24/03/1995	20h15m- 20h30m	15.00	6.00	24.00	24.00	15.35	11.03	6.35	3.18					
165		20h30m- 21h30m	60.00	6.70	6.70										
166	17/11/1995	07h15m- 07h30m	15.00	8.00	32.00	64.00	34.00	17.00	8.50	4.25					
167		07h30m- 07h55m	25.00	0.00	0.00						64.00	34.00	17.00	8.50	4.25
168		07h55m- 08h00m	5.00	8.00	96.00										
169		08h00m- 08h20m	20.00	0.00	0.00										
170		08h20m- 08h30m	10.00	1.00	6.00										
171	04/12/1996	00h00m- 04h00m	240.00	0.00	0.00	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50					
172		04h00m- 05h00m	60.00	0.20	0.20										
173		05h00m- 20h00m	900.00	0.00	0.00										
174		20h00m- 24h00m	240.00	30.00	7.50						7.50	7.50	7.50	7.50	7.50
175	29/12/1996	18h30m- 20h20m	110.00	13.00	7.09	7.09	7.09	7.09	6.50	3.25					
176	03/10/1996	19h45m- 20h15m	30.00	2.60	5.20	5.20	5.20	5.09	5.03	2.83					
177		20h15m- 22h00m	105.00	8.70	4.97										
178	14/01/1997	01h00m- 02h00m	60.00	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	2.30	1.15					
179	12/02/1997	04h45m- 05h45m	60.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	9.50	4.75					
180	02/04/1997	17h50m- 18h45m	55.00	16.20	17.67	17.67	17.67	16.20	8.10	4.05	29.60	19.00	19.00	9.50	4.75
181	18/04/1997	12h30m- 14h00m	90.00	12.50	8.33	8.33	8.33	8.33	6.25	3.13					
182	17/10/1997	23h00m- 23h15m	15.00	7.40	29.60	29.60	14.80	7.40	3.70	1.85					
183	29/10/1997	14h00m- 14h50m	50.00	4.80	5.76	5.76	5.76	4.80	2.40	1.20					
184	14/01/1998	07h45m- 08h30m	45.00	9.50	12.67	12.67	12.67	9.50	4.75	2.38					
185	16/02/1998	01h00m- 01h50m	50.00	2.80	3.36	3.36	3.36	2.80	1.40	0.70	23.04	19.20	9.60	4.80	2.40
186	14/10/1998	14h50m- 15h15m	25.00	9.60	23.04	23.04	19.20	9.60	4.80	2.40					
187	24/11/1999	01h00m- 01h50m	50.00	7.10	8.52	8.52	8.52	7.10	3.55	1.78	8.52	8.52	7.10	3.55	1.78
188	04/01/2000	14h50m- 15h15m	25.00	1.20	2.88	2.88	2.40	1.20	0.60	0.30					
189	06/01/2000	02h10m- 04h15m	125.00	9.80	4.70	4.70	4.70	4.70	4.70	2.45					
190	22/01/2000	21h30m- 22h00m	30.00	3.50	7.00	7.00	7.00	3.50	1.75	0.88					
191	31/01/2000	20h20m- 20h55m	35.00	7.40	12.69	12.69	12.69	7.40	3.70	1.85	12.69	12.69	7.40	4.70	2.45
192	07/03/2000	15h30m- 15h55m	25.00	4.40	10.56	10.56	8.80	4.40	2.20	1.10					
193	12/10/2000	14h20m- 15h05m	45.00	7.00	9.33	9.33	9.33	7.00	3.50	1.75					
194	14/12/2000	19h40m- 21h00m	80.00	9.40	7.05	7.05	7.05	7.05	4.70	2.35					
195	01/01/2001	16h00m- 16h40m	40.00	5.40	8.10	8.10	8.10	5.40	2.70	1.35					
196	10/01/2001	22h10m- 22h40m	30.00	5.60	11.20	11.20	11.20	5.60	2.80	1.40					
197	02/02/2001	02h45m- 03h10m	25.00	7.00	16.80	16.80	14.00	7.00	3.50	1.75					
198	23/03/2001	12h45m- 13h00m	15.00	4.00	16.00	16.00	8.00	4.00	2.00	1.00					
199	28/03/2001	13h50m- 14h50m	60.00	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	4.75	2.38	26.70	17.80	10.00	8.25	4.13
200	22/11/2001	17h55m- 18h05m	10.00	2.20	13.20	13.20	4.40	2.20	1.10	0.55					
201	24/12/2001	00h00m- 02h00m	120.00	16.50	8.25	8.25	8.25	8.25	8.25	4.13					
202	05/01/2001	16h10m- 16h50m	40.00	10.00	15.00	15.00	15.00	10.00	5.00	2.50					
203	03/11/2001	20h50m- 21h10m	20.00	8.90	26.70	26.70	17.80	8.90	4.45	2.23					
204	07/01/2002	15h45m- 16h15m	30.00	10.00	20.00	20.00	20.00	13.60	5.00	2.50					
205		16h15m- 16h45m	30.00	3.60	7.20										
206	12/01/2002	00h10m- 00h25m	15.00	10.60	42.40	42.40	29.30	21.40	10.70	5.35					
207		00h30m- 01h10m	40.00	10.80	16.20						42.40	29.30	21.40	10.70	5.35
208	17/01/2002	12h50m- 13h10m	20.00	5.20	15.60	15.60	10.40	5.20	2.60	1.30					
209	07/04/2002	18h55m- 19h10m	15.00	10.40	41.60	41.60	20.80	10.40	5.20	2.60					
210	17/11/2002	18h50m- 19h10m	20.00	4.70	14.10	14.10	9.40	4.70	2.35	1.18					
211	01/01/2003	16h10m- 16h45m	35.00	18.10	31.03	31.03	31.03	18.10	9.05	4.53					
212	17/01/2003	23h30m- 24h00m	30.00	14.00	28.00	28.00	28.00	14.00	7.00	3.50					
213	01/03/2003	15h30m- 15h55m	25.00	7.20	17.28	17.28	14.40	7.20	3.60	1.80	31.03	31.03	18.10	9.05	4.53
214	23/03/2003	22h05m- 22h30m	25.00	8.50	20.40	20.40	17.00	8.50	4.25	2.13					
215	01/11/2003	16h00m- 16h50m	50.00	10.10	12.12	12.12	12.12	10.10	5.05	2.53					
216	03/01/2004	21h10m- 21h40m	30.00	7.20	14.40	14.40	14.40	7.20	3.60	1.80					
217	04/01/2004	18h10m- 19h00m	50.00	3.60	4.32	4.32	4.32	3.60	1.80	0.90					
218	13/01/2004	14h55m- 15h10m	15.00	5.80	23.20	23.20	11.60	5.80	2.90	1.45					
219	27/01/2004	18h20m- 18h55m	35.00	9.80	16.80	16.80	16.80	9.80	4.90	2.45					
220	14/03/2004	21h20m- 21h30m	10.00	7.00	42.00	42.00	14.00	7.00	3.50	1.75					
221	02/11/2004	13h30m- 14h05m	35.00	7.20	12.34	12.34	12.34	7.20	3.60	1.80	42.00	20.60	10.30	5.15	2.58
222	05/11/2004	17h15m- 17h45m	30.00	10.30	20.60	20.60	20.60	10.30	5.15	2.58					
223	27/11/2004	22h50m- 23h00m	10.00	5.30	31.80	31.80	10.60	5.30	2.65	1.33					
224	13/12/2004	01h50m- 02h05m	15.00	2.30	9.20	9.20	4.60	2.30	1.15	0.58					
225	14/12/2004	14h05m- 14h50m	45.00	8.80	11.73	11.73	11.73	8.80	4.40	2.20					
226	28/12/2004	20h10m- 20h40m	30.00	4.90	9.80	9.80	9.80	4.90	2.45	1.23					
227	12/01/2005	14h50m- 15h05m	15.00	5.80	23.20	23.20	11.60	5.80	2.90	1.45					
228	15/03/2005	13h30m- 14h05m	35.00	6.60	11.31	11.31	11.31	6.60	3.30	1.65					
229	19/10/2005	13h00m- 13h10m	10.00	5.50	33.00	33.00	11.00	5.50	2.75	1.38	33.00	16.70	16.70	16.70	8.35
230	03/12/2005	21h20m- 21h50m	30.00	7.80	15.60	15.60	15.60	7.80	3.90	1.95					
231	11/12/2005	14h00m- 14h40m	40.00	7.20	10.80	10.80	10.80	7.20	3.60	1.80					
232	30/12/2005	19h00m- 21h00m	120.00	33.40	16.70	16.70	16.70	16.70	16.70	8.35					
233	04/11/2006	16h00m- 16h30m	30.00	14.20	28.40	28.40	28.40	14.20	7.10	3.55	28.40	28.40	14.20	7.10	3.55

ANALISIS DE TORMENTA ESTACION PERAYOC, MICROCUENCA DE LA COMUNIDAD CCOLLOTARO.

NUM.	FECHA	HORA	Intervalo de tiempo (min)	Precipitación (mm)	Intensidad (mm/h)	INTENSIDADES MAXIMAS (mm/h)					INTENSIDAD MAXIMA ANUAL				
		INICIO - FIN				10min	30min	60min	120min	240min	10min	30min	60min	120min	240min
234	13/12/2007	21h45m- 22h00m	15	9.50	38.00	38.00	20.33	11.50	6.75	3.38	38.00	20.33	11.50	6.75	3.38
235		22h00m- 23h30m	90	4.00	2.67										
236	12/01/2008	20h00m- 20h10m	10	2.00	12.00	12.00	11.60	11.50	6.73	4.04	20.80	11.60	11.50	6.73	4.04
237		20h10m- 21h00m	50	9.50	11.40										
238		21h00m- 22h00m	60	1.50	1.50										
239		22h00m- 24h00m	120	3.90	1.95										
240	11/02/2008	21h00m- 21h15m	15	5.20	20.80	20.80	11.20	6.40	3.20	1.60					
241		21h15m- 22h00m	45	0.00	0.00										
242		22h00m- 22h45m	45	1.20	1.60										
94	24/03/2009	20h15m- 20h30m	15	6.00	24.00	24.00	15.35	11.03	6.35	3.18	96.00	34.00	17.00	8.50	4.25
95		20h30m- 21h30m	60	6.70	6.70										
96	17/11/2009	07h15m- 07h30m	12	8.00	40.00	96.00	34.00	17.00	8.50	4.25					
97		07h30m- 07h55m	25	0.00	0.00										
98		07h55m- 08h00m	5	8.00	96.00										
99		08h00m- 08h20m	20	0.00	0.00										
100		08h20m- 08h30m	10	1.00	6.00										
243	29/12/2010	15h50m- 16h00m	10	7.30	43.80	43.80	29.47	24.78	15.58	9.41	43.80	29.47	24.78	15.58	9.41
244		16h00m- 16h30m	30	11.15	22.30										
245		16h30m- 17h00m	30	9.50	19.00										
246		17h00m- 17h15m	15	0.00	0.00										
247		17h15m- 17h30m	15	1.50	6.00										
248		17h30m- 17h35m	5	1.70	20.40										
249		17h35m- 17h50m	15	0.00	0.00										
250		17h50m- 18h00m	10	6.50	39.00										
251	18/01/2011	18h00m- 18h30m	30	11.50	23.00	23.00	23.00	13.50	8.21	4.80	23.00	23.00	13.50	8.21	4.80
252		18h30m- 19h30m	60	4.00	4.00										
253		19h30m- 21h30m	120	3.70	1.85										
254	26/01/2011	21h30m- 23h30m	120	5.00	2.50	22.40	22.40	12.45	7.48	4.05					
255		23h30m- 24h00m	30	11.20	22.40										
204	07/01/2012	15h45m- 16h15m	30.00	10.00	20.00	20.00	20.00	13.60	5.00	2.50	42.40	29.30	21.40	10.70	5.35
205		16h15m- 16h45m	30.00	3.60	7.20										
206	12/01/2012	00h10m- 00h25m	15.00	10.60	42.40	42.40	29.30	21.40	10.70	5.35					
207		00h30m- 01h10m	40.00	10.80	16.20										
208	17/01/2012	12h50m- 13h10m	20.00	5.20	15.60	15.60	10.40	5.20	2.60	1.30					
209	07/04/2012	18h55m- 19h10m	15.00	10.40	41.60	41.60	20.80	10.40	5.20	2.60					
210	17/11/2012	18h50m- 19h10m	20.00	4.70	14.10	14.10	9.40	4.70	2.35	1.18					
256	23/11/2013	19h30m- 20h00m	30	12.50	25.00	25.00	25.00	15.00	9.82	5.98	25.00	25.00	15.00	9.82	5.98
257		20h00m- 21h00m	60	5.00	5.00										
258		21h00m- 22h30m	90	6.40	4.27										
259	09/11/2014	00h00m- 22h45m	1365	0.00	0.00	13.44	13.44	13.44	8.40	4.20	13.44	13.44	13.44	8.40	4.20
260		22h45m- 24h00m	75	16.80	13.44										
261	14/02/2015	15h00m- 15h10m	10	9.00	54.00	54.00	29.60	18.80	9.40	4.70	54.00	29.60	18.80	9.40	4.70
262		15h10m- 15h45m	35	0.00	0.00										
263		15h45m- 16h00m	15	5.00	20.00										
264		16h00m- 16h30m	30	4.80	9.60										
265		16h30m- 23h00m	210	0	0										
266		23h00m- 24h00m	60	2.00	2.00										
267	13/10/2015	21h30m- 21h45m	15	4.00	16.00	16.00	15.00	7.50	3.75	1.88					
268		21h45m- 22h00m	15	3.50	14.00										
269	15/10/2015	09h30m- 09h45m	15	5.00	20.00	20.00	10.00	5.00	2.50	1.25					
270	21/10/2015	17h00m- 18h00m	60	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	5.00	2.50					
271	15/02/2016	22h00m- 22h05m	8	1.50	11.25	8.63	6.88	6.44	5.02	2.51	8.63	6.88	6.44	5.02	2.51
272		22h05m- 22h15m	10	0.50	3.00										
273		22h15m- 22h45m	30	1.50	3.00										
274		22h45m- 23h45m	60	6.00	6.00										
275		23h45m- 24h00m	15	1.10	4.40										
276	27/09/2016	10h30m- 11h00m	30	1.00	2.00	2.00	2.00	1.50	1.00	0.50					
277		18h00m- 19h00m	60	1.00	1.00										
278		19h00m- 24h00m	300	0.00	0.00										
279	12/12/2017	00h00m- 16h30m	990	0.00	0.00	5.48	5.48	5.48	5.48	5.48	13.50	11.50	9.15	5.93	5.48
280		16h30m- 23h00m	390	35.60	5.48										
281		23h00m- 24h00m	60	0.00	0.00										
282	12/04/2017	03h00m- 03h05m	4	1.00	15.00	13.50	11.50	9.15	5.93	2.96					
283		03h05m- 03h15m	10	2.00	12.00										
284		03h15m- 03h45m	30	5.00	10.00										
285		03h45m- 04h45m	60	3.60	3.60										
286	13/02/2018	13h15m- 13h20m	5	2.00	24.00	18.60	14.60	10.80	6.38	3.53	20.00	20.00	17.50	14.17	7.50
287		13h20m- 13h30m	10	2.00	12.00										
288		13h30m- 13h45m	15	3.30	13.20										
289		13h45m- 14h00m	15	3.00	12.00										
290		14h00m- 15h00m	60	2.00	2.00										
291		15h00m- 16h00m	60	1.80	1.80										
292	17/11/2018	00h00m- 17h00m	1020	0.00	0.00	20.00	20.00	17.50	14.17	7.50					
293		17h00m- 17h40m	40	10.00	15.00										
294		17h40m- 18h10m	30	10.00	20.00										
295		18h10m- 19h10m	60	10.00	10.00										
296		19h10m- 24h00m	290	0.00	0.00										
						170	170	170	170	170					

Cuadro 28: Cuadro de intensidades máximas estacion meteorológicas; cuadro afectado por factor de corrección (K)

ESTACION METEREOLOGICA DE PERAYOC-UNSAAC						
num.	AÑO	INTENSIDAD MAXIMA ANUAL				
		10min	30min	60min	120min	240min
1	1965	24.00	14.00	10.50	5.25	2.63
2	1966	46.80	15.60	7.80	3.90	1.95
3	1967	32.40	21.07	15.40	7.70	3.85
4	1968	38.00	20.33	11.50	6.75	3.38
5	1969	20.80	11.60	11.50	6.73	4.04
6	1970	43.80	29.47	24.78	15.58	9.41
7	1971	23.00	23.00	13.50	8.21	4.80
8	1972	25.00	25.00	15.00	9.82	5.98
9	1973	13.44	13.44	13.44	8.40	4.20
10	1974	54.00	29.60	18.80	9.40	4.70
11	1975	12.00	8.00	7.00	5.30	2.65
12	1976	12.00	11.00	8.90	5.80	5.48
13	1977	20.00	20.00	17.50	14.17	7.50
14	1978	6.43	6.43	6.43	6.43	6.43
15	1979	36.00	31.50	23.80	15.55	7.78
16	1980	36.00	25.20	15.36	8.31	4.45
17	1981	24.00	20.00	10.00	5.00	2.50
18	1982	64.00	34.00	17.00	8.50	4.25
19	1983	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50
20	1984	19.00	19.00	19.00	9.50	4.75
21	1985	38.00	19.00	9.60	4.80	2.40
22	1986	8.52	8.52	7.10	3.55	1.78
23	1987	12.69	12.69	7.40	4.70	2.45
24	1988	24.00	14.00	9.50	8.25	4.13
25	1989	26.70	17.80	10.00	5.00	2.50
26	1990	42.40	29.30	21.40	10.70	5.35
27	1991	31.03	31.03	18.10	9.05	4.53
28	1992	42.00	20.60	10.30	5.15	2.58
29	1993	33.00	16.70	16.70	16.70	8.35
30	1994	28.40	28.40	14.20	7.10	3.55
31	1995	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
32	1996	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50
33	1997	29.60	19.00	19.00	9.50	4.75
34	1998	23.04	19.20	9.60	4.80	2.40
35	1999	8.52	8.52	7.10	3.55	1.78
36	2000	12.69	12.69	7.40	4.70	2.45
37	2001	26.70	17.80	10.00	8.25	4.13
38	2002	42.40	29.30	21.40	10.70	5.35
39	2003	31.03	31.03	18.10	9.05	4.53
40	2004	42.00	20.60	10.30	5.15	2.58
41	2005	33.00	16.70	16.70	16.70	8.35
42	2006	28.40	28.40	14.20	7.10	3.55
43	2007	38.00	20.33	11.50	6.75	3.38
44	2008	20.80	11.60	11.50	6.73	4.04
45	2009	96.00	34.00	17.00	8.50	4.25
46	2010	43.80	29.47	24.78	15.58	9.41
47	2011	23.00	23.00	13.50	8.21	4.80
48	2012	42.40	29.30	21.40	10.70	5.35
49	2013	25.00	25.00	15.00	9.82	5.98
50	2014	13.44	13.44	13.44	8.40	4.20
51	2015	54.00	29.60	18.80	9.40	4.70
52	2016	8.63	6.88	6.44	5.02	2.51
53	2017	13.50	11.50	9.15	5.93	5.48
54	2018	20.00	20.00	17.50	14.17	7.50

INTENSIDADES MAXIMAS ANUALES AFECTADOS POR EL FACTOR DE CORRECION (K)						
num.	AÑO	INTENSIDAD MAXIMA ANUAL				
		10min	30min	60min	120min	240min
1	1965	35.41	20.66	15.49	7.75	3.87
2	1966	69.05	23.02	11.51	5.75	2.88
3	1967	47.80	31.08	22.72	11.36	5.68
4	1968	56.07	30.00	16.97	9.96	4.98
5	1969	30.69	17.12	16.97	9.92	5.96
6	1970	64.62	43.48	36.57	22.98	13.89
7	1971	33.94	33.94	19.92	12.12	7.08
8	1972	36.89	36.89	22.13	14.48	8.82
9	1973	19.83	19.83	19.83	12.39	6.20
10	1974	79.67	43.67	27.74	13.87	6.93
11	1975	17.71	11.80	10.33	7.82	3.91
12	1976	17.71	16.23	13.13	8.56	8.08
13	1977	29.51	29.51	25.82	20.90	11.07
14	1978	9.49	9.49	9.49	9.49	9.49
15	1979	53.12	46.48	35.12	22.94	11.47
16	1980	53.12	37.18	22.66	12.26	6.57
17	1981	35.41	29.51	14.75	7.38	3.69
18	1982	94.43	50.17	25.08	12.54	6.27
19	1983	11.07	11.07	11.07	11.07	11.07
20	1984	28.03	28.03	28.03	14.02	7.01
21	1985	56.07	28.03	14.16	7.08	3.54
22	1986	12.57	12.57	10.48	5.24	2.62
23	1987	18.72	18.72	10.92	6.94	3.61
24	1988	35.41	20.66	14.02	12.17	6.09
25	1989	39.39	26.26	14.75	7.38	3.69
26	1990	62.56	43.23	31.57	15.79	7.89
27	1991	45.78	45.78	26.71	13.35	6.68
28	1992	61.97	30.39	15.20	7.60	3.80
29	1993	48.69	24.64	24.64	24.64	12.32
30	1994	41.90	41.90	20.95	10.48	5.24
31	1995	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
32	1996	11.07	11.07	11.07	11.07	11.07
33	1997	43.67	28.03	28.03	14.02	7.01
34	1998	33.99	28.33	14.16	7.08	3.54
35	1999	12.57	12.57	10.48	5.24	2.62
36	2000	18.72	18.72	10.92	6.94	3.61
37	2001	39.39	26.26	14.75	12.17	6.09
38	2002	62.56	43.23	31.57	15.79	7.89
39	2003	45.78	45.78	26.71	13.35	6.68
40	2004	61.97	30.39	15.20	7.60	3.80
41	2005	48.69	24.64	24.64	24.64	12.32
42	2006	41.90	41.90	20.95	10.48	5.24
43	2007	56.07	30.00	16.97	9.96	4.98
44	2008	30.69	17.12	16.97	9.92	5.96
45	2009	141.64	50.17	25.08	12.54	6.27
46	2010	64.62	43.48	36.57	22.98	13.89
47	2011	33.94	33.94	19.92	12.12	7.08
48	2012	62.56	43.23	31.57	15.79	7.89
49	2013	36.89	36.89	22.13	14.48	8.82
50	2014	19.83	19.83	19.83	12.39	6.20
51	2015	79.67	43.67	27.74	13.87	6.93
52	2016	12.73	10.14	9.50	7.40	3.70
53	2017	19.92	16.97	13.50	8.74	8.08
54	2018	29.51	29.51	25.82	20.90	11.07

DISTRIBUCION GUMBEL, MICROCUENCA DE LA COMUNIDAD DE CCOLLOTARO.							
N° Orden (m)	Año	Periodo Retorno en Años	Intensidades históricas				
			Duraciones [minutos]				
			10.00	30.00	60.00	120.00	240.00
1	1965	43.00	35.41	20.66	15.49	7.75	3.87
2	1966	21.50	69.05	23.02	11.51	5.75	2.88
3	1967	14.33	47.80	31.08	22.72	11.36	5.68
4	1968	10.75	56.07	30.00	16.97	9.96	4.98
5	1969	8.60	30.69	17.12	16.97	9.92	5.96
6	1970	7.17	64.62	43.48	36.57	22.98	13.89
7	1971	6.14	33.94	33.94	19.92	12.12	7.08
8	1972	5.38	36.89	36.89	22.13	14.48	8.82
9	1973	4.78	19.83	19.83	19.83	12.39	6.20
10	1974	4.30	79.67	43.67	27.74	13.87	6.93
11	1975	3.91	17.71	11.80	10.33	7.82	3.91
12	1976	3.58	17.71	16.23	13.13	8.56	8.08
13	1977	3.31	29.51	29.51	25.82	20.90	11.07
14	1978	3.07	9.49	9.49	9.49	9.49	9.49
15	1979	2.87	53.12	46.48	35.12	22.94	11.47
16	1980	2.69	53.12	37.18	22.66	12.26	6.57
17	1981	2.53	35.41	29.51	14.75	7.38	3.69
18	1982	2.39	94.43	50.17	25.08	12.54	6.27
19	1983	2.26	11.07	11.07	11.07	11.07	11.07
20	1984	2.15	28.03	28.03	28.03	14.02	7.01
21	1985	2.05	56.07	28.03	14.16	7.08	3.54
22	1986	1.95	12.57	12.57	10.48	5.24	2.62
23	1987	1.87	18.72	18.72	10.92	6.94	3.61
24	1988	1.79	35.41	20.66	14.02	12.17	6.09
25	1989	1.72	39.39	26.26	14.75	7.38	3.69
26	1990	1.65	62.56	43.23	31.57	15.79	7.89
27	1991	1.59	45.78	45.78	26.71	13.35	6.68
28	1992	1.54	61.97	30.39	15.20	7.60	3.80
29	1993	1.48	48.69	24.64	24.64	24.64	12.32
30	1994	1.43	41.90	41.90	20.95	10.48	5.24
31	1995	1.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
32	1996	1.34	11.07	11.07	11.07	11.07	11.07
33	1997	1.30	43.67	28.03	28.03	14.02	7.01
34	1998	1.26	33.99	28.33	14.16	7.08	3.54
35	1999	1.23	12.57	12.57	10.48	5.24	2.62
36	2000	1.19	18.72	18.72	10.92	6.94	3.61
37	2001	1.16	39.39	26.26	14.75	12.17	6.09
38	2002	1.13	62.56	43.23	31.57	15.79	7.89
39	2003	1.10	45.78	45.78	26.71	13.35	6.68
40	2004	1.08	61.97	30.39	15.20	7.60	3.80
41	2005	1.05	48.69	24.64	24.64	24.64	12.32
42	2006	1.02	41.90	41.90	20.95	10.48	5.24
43	2007	1.00	56.07	30.00	16.97	9.96	4.98
44	2008	0.98	30.69	17.12	16.97	9.92	5.96
45	2009	0.96	141.64	50.17	25.08	12.54	6.27
46	2010	0.93	64.62	43.48	36.57	22.98	13.89
47	2011	0.91	33.94	33.94	19.92	12.12	7.08
48	2012	0.90	62.56	43.23	31.57	15.79	7.89
49	2013	0.88	36.89	36.89	22.13	14.48	8.82
50	2014	0.86	19.83	19.83	19.83	12.39	6.20
51	2015	0.84	79.67	43.67	27.74	13.87	6.93
52	2016	0.83	12.73	10.14	9.50	7.40	3.70
53	2017	0.81	19.92	16.97	13.50	8.74	8.08
54	2018	0.80	29.51	29.51	25.82	20.90	11.07
Promedio			**41.76**	**28.65**	**19.68**	**11.99**	**6.69**
Desviación estándar			**24.78**	**12.33**	**7.98**	**5.28**	**3.06**

DISTRIBUCION GUMBEL, MICROCUENCA DE LA COMUNIDAD DE CCOLLOTARO.

N° Orden (m)	Año	Periodo Retorno en Años	Intensidades históricas				
			Duraciones [minutos]				
			10.00	30.00	60.00	120.00	240.00

Aplicando el modelo probabilistico de Gumbel, con la siguiente expresion según Ven Te Chow, la distribucion puede expresarse de la siguiente forma:

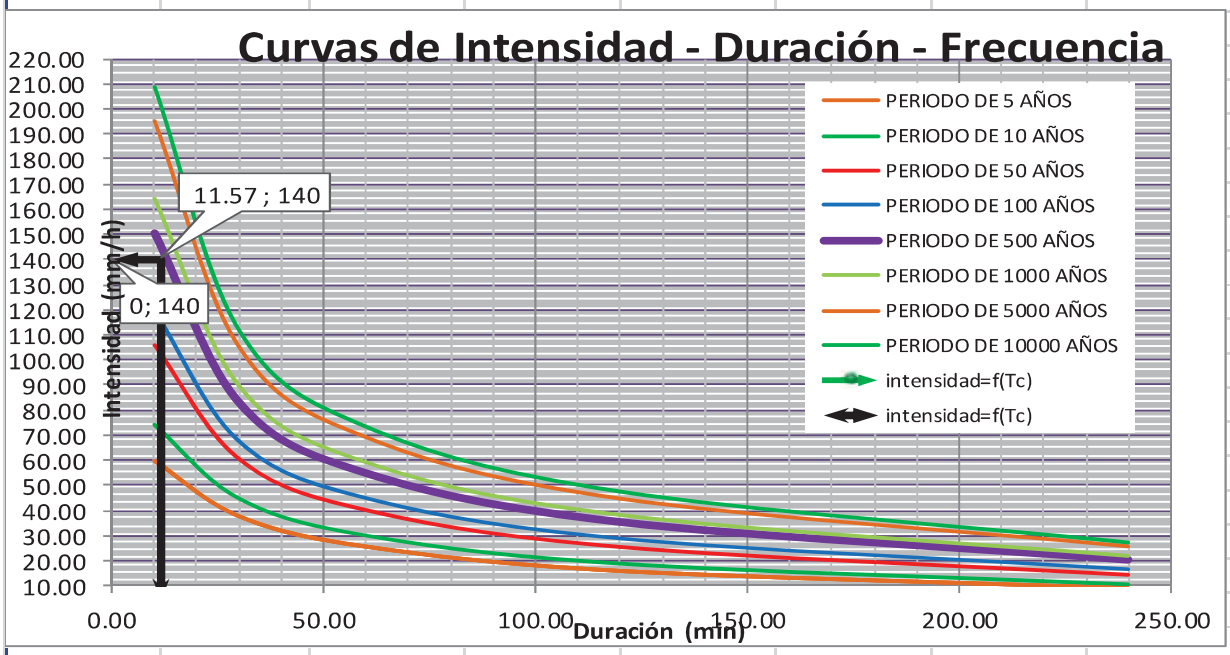
$$X_t = \mu + \alpha Y_t \qquad \alpha = \frac{\sqrt{6}\,.S}{\pi} \qquad \mu = x - 0{,}5772\ .\alpha \qquad Y_t = -Ln\left[Ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right]$$

Donde:

$$X_t = x - \frac{\sqrt{6}.S}{\pi} \times \left(0.5772 + Ln\left[Ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right]\right)$$

Calculo de la intensidad según la duración de la lluvia y el periodo de retorno

Tiempo de Retorno	Duración de la Precipitación en Minutos				
	10.00	30.00	60.00	120.00	240.00
5 AÑOS	59.59	37.52	25.42	15.79	8.89
10	74.09	44.74	30.09	18.89	10.68
50	105.99	60.61	40.36	25.69	14.62
100	119.48	67.32	44.70	28.56	16.29
500	150.66	82.84	54.74	35.21	20.14
1000	164.06	89.50	59.05	38.07	21.79
5000	195.16	104.98	69.06	44.70	25.63
10000	208.55	111.64	73.37	47.55	27.29



PEARSON TIPO III, MICROCUENCA DE LA COMUNIDAD DE CCOLLOTARO										
INTENSIDADES MAXIMAS ANUALES AFECTADOS POR EL FACTOR DE CORRECION (K)										
AÑO	INTENSIDAD MAXIMA ANUAL					(Xi-X')^2				
	10min	30min	60min	120min	240min	10min	30min	60min	120min	240min
1965	35.41	20.66	15.49	7.75	3.87	40.54	64.22	17.71	18.21	8.02
1966	69.05	23.02	11.51	5.75	2.88	743.84	31.96	67.10	39.17	14.66
1967	47.80	31.08	22.72	11.36	5.68	36.32	5.82	9.13	0.43	1.05
1968	56.07	30.00	16.97	9.96	4.98	204.19	1.77	7.47	4.22	2.98
1969	30.69	17.12	16.97	9.92	5.96	122.95	133.52	7.47	4.37	0.56
1970	64.62	43.48	36.57	22.98	13.89	521.99	219.23	284.48	120.28	51.58
1971	33.94	33.94	19.92	12.12	7.08	61.50	27.72	0.05	0.01	0.14
1972	36.89	36.89	22.13	14.48	8.82	23.93	67.50	5.91	6.11	4.45
1973	19.83	19.83	19.83	12.39	6.20	481.70	78.15	0.02	0.14	0.26
1974	79.67	43.67	27.74	13.87	6.93	1436.15	225.09	64.62	3.45	0.05
1975	17.71	11.80	10.33	7.82	3.91	579.48	284.48	87.83	17.58	7.82
1976	17.71	16.23	13.13	8.56	8.08	579.48	154.76	43.15	11.94	1.89
1977	29.51	29.51	25.82	20.90	11.07	150.52	0.70	37.46	79.02	19.01
1978	9.49	9.49	9.49	9.49	9.49	1042.37	367.80	104.20	6.36	7.76
1979	53.12	46.48	35.12	22.94	11.47	128.56	317.07	237.64	119.47	22.71
1980	53.12	37.18	22.66	12.26	6.57	128.56	72.44	8.74	0.06	0.02
1981	35.41	29.51	14.75	7.38	3.69	40.54	0.70	24.46	21.49	9.10
1982	94.43	50.17	25.08	12.54	6.27	2772.15	462.04	28.97	0.28	0.19
1983	11.07	11.07	11.07	11.07	11.07	943.23	309.91	74.55	0.90	19.01
1984	28.03	28.03	28.03	14.02	7.01	188.90	0.41	69.45	4.01	0.09
1985	56.07	28.03	14.16	7.08	3.54	204.19	0.41	30.64	24.31	10.02
1986	12.57	12.57	10.48	5.24	2.62	853.05	259.19	85.09	45.90	16.70
1987	18.72	18.72	10.92	6.94	3.61	531.80	99.06	77.12	25.73	9.55
1988	35.41	20.66	14.02	12.17	6.09	40.54	64.22	32.30	0.03	0.38
1989	39.39	26.26	14.75	7.38	3.69	5.68	5.79	24.46	21.49	9.10
1990	62.56	43.23	31.57	15.79	7.89	431.87	212.01	141.01	14.25	1.41
1991	45.78	45.78	26.71	13.35	6.68	16.03	292.78	49.08	1.79	0.00
1992	61.97	30.39	15.20	7.60	3.80	407.68	2.97	20.28	19.49	8.45
1993	48.69	24.64	24.64	24.64	12.32	47.78	16.24	24.40	159.44	31.52
1994	41.90	41.90	20.95	10.48	5.24	0.02	175.10	1.57	2.36	2.15
1995	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1662.84	765.64	349.69	121.29	32.56
1996	11.07	11.07	11.07	11.07	11.07	943.23	309.91	74.55	0.90	19.01
1997	43.67	28.03	28.03	14.02	7.01	3.59	0.41	69.45	4.01	0.09
1998	33.99	28.33	14.16	7.08	3.54	60.58	0.12	30.64	24.31	10.02
1999	12.57	12.57	10.48	5.24	2.62	853.05	259.19	85.09	45.90	16.70
2000	18.72	18.72	10.92	6.94	3.61	531.80	99.06	77.12	25.73	9.55
2001	39.39	26.26	14.75	12.17	6.09	5.68	5.79	24.46	0.03	0.38
2002	62.56	43.23	31.57	15.79	7.89	431.87	212.01	141.01	14.25	1.41
2003	45.78	45.78	26.71	13.35	6.68	16.03	292.78	49.08	1.79	0.00
2004	61.97	30.39	15.20	7.60	3.80	407.68	2.97	20.28	19.49	8.45
2005	48.69	24.64	24.64	24.64	12.32	47.78	16.24	24.40	159.44	31.52
2006	41.90	41.90	20.95	10.48	5.24	0.02	175.10	1.57	2.36	2.15
2007	56.07	30.00	16.97	9.96	4.98	204.19	1.77	7.47	4.22	2.98
2008	30.69	17.12	16.97	9.92	5.96	122.95	133.52	7.47	4.37	0.56
2009	141.64	50.17	25.08	12.54	6.27	9973.16	462.04	28.97	0.28	0.19
2010	64.62	43.48	36.57	22.98	13.89	521.99	219.23	284.48	120.28	51.58
2011	33.94	33.94	19.92	12.12	7.08	61.50	27.72	0.05	0.01	0.14
2012	62.56	43.23	31.57	15.79	7.89	431.87	212.01	141.01	14.25	1.41
2013	36.89	36.89	22.13	14.48	8.82	23.93	67.50	5.91	6.11	4.45
2014	19.83	19.83	19.83	12.39	6.20	481.70	78.15	0.02	0.14	0.26
2015	79.67	43.67	27.74	13.87	6.93	1436.15	225.09	64.62	3.45	0.05
2016	12.73	10.14	9.50	7.40	3.70	844.02	343.23	104.08	21.24	9.02
2017	19.92	16.97	13.50	8.74	8.08	477.83	136.95	38.44	10.70	1.89
2018	29.51	29.51	25.82	20.90	11.07	150.52	0.70	37.46	79.02	19.01
PROMEDIO	41.78	28.67	19.70	12.01	6.71	32459.46	8000.27	3333.63	1455.84	484.06
DESVIACION	24.75	12.29	7.93	5.24	3.02	SUMATORIA				

PEARSON TIPO III, MICROCUENCA DE LA COMUNIDAD DE CCOLLOTARO

INTENSIDADES MAXIMAS ANUALES AFECTADOS POR EL FACTOR DE CORRECION (K)

AÑO	INTENSIDAD MAXIMA ANUAL	(Xi-X')^2

K(10min)	K(30min)	K(60min)	K(120min)	K(240min)	PERIODO
0.836	0.833	0.830	0.824	0.811	5
1.280	1.286	1.292	1.300	1.315	10
1.754	1.774	1.794	1.824	1.887	50
2.063	2.093	2.126	2.172	2.271	100
2.976	3.061	3.188	3.431	3.870	500
3.219	3.303	3.431	3.674	4.112	1000
3.462	3.546	3.674	3.917	4.355	5000
3.705	3.789	3.917	4.160	4.598	10000

COEFICIENTE DE ASIMETRIA	
Cs (10min)	0.05
Cs (30min)	0.11
Cs (60min)	0.17
Cs (120min)	0.26
Cs (240min)	0.45

DISTRIBUCION ESTADISTICA SEGÚN PEARSON TIPO III					
PERIODO (AÑOS)	INTENCIDADES FINALES PARA LAS DISTINTAS DURACIONES				
	10	30	60	120	240
5	62.476	38.910	26.282	16.334	9.156
10	73.449	44.465	29.944	18.825	10.681
50	85.195	50.460	33.930	21.572	12.408
100	92.842	54.388	36.558	23.397	13.570
500	115.432	66.273	44.987	29.995	18.400
1000	121.443	69.257	46.914	31.268	19.134
5000	127.454	72.241	48.840	32.541	19.868
10000	133.466	75.226	50.767	33.814	20.602

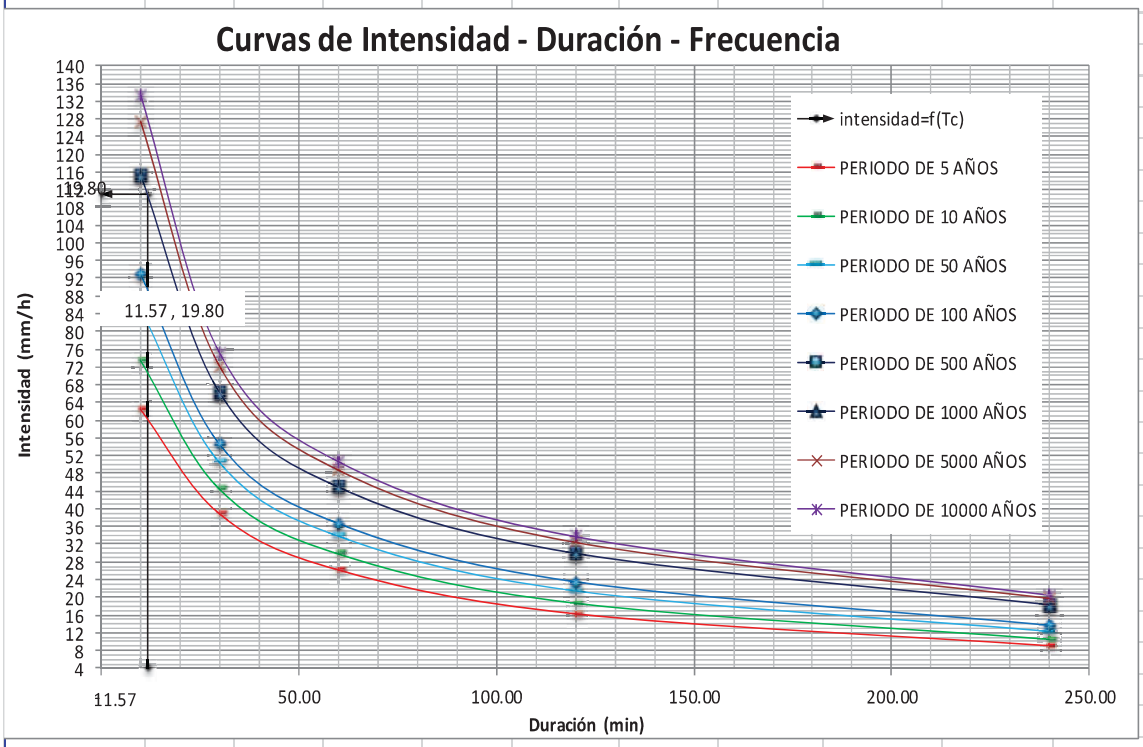
•Calcule el coeficiente de oblicuidad de los logaritmos, Cs.

$$C_s = \frac{n\sum_{i=1}^{n}(y_i - \bar{y})^3}{(n-1)(n-2)S_y^3}$$

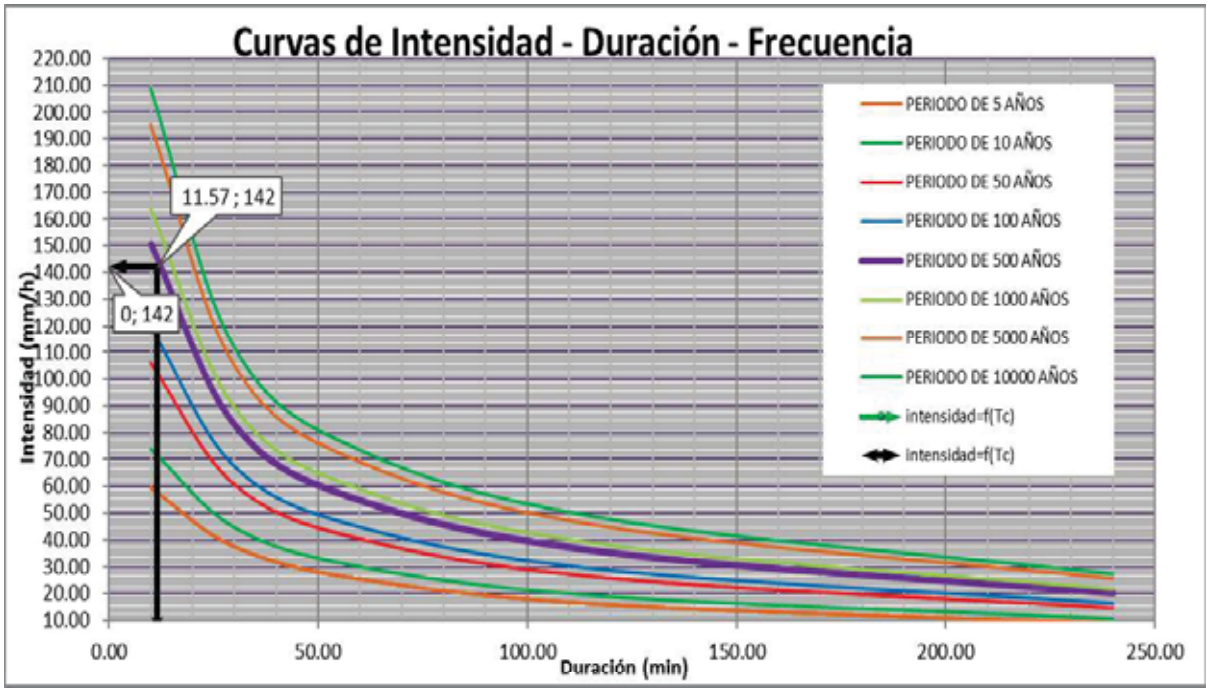
•Calcule $Y_T = \bar{Y} + S_y \cdot K_T$

•De donde KT se obtiene del cuadro adjunto, y con Cs, y el periodo de retorno conocidos.

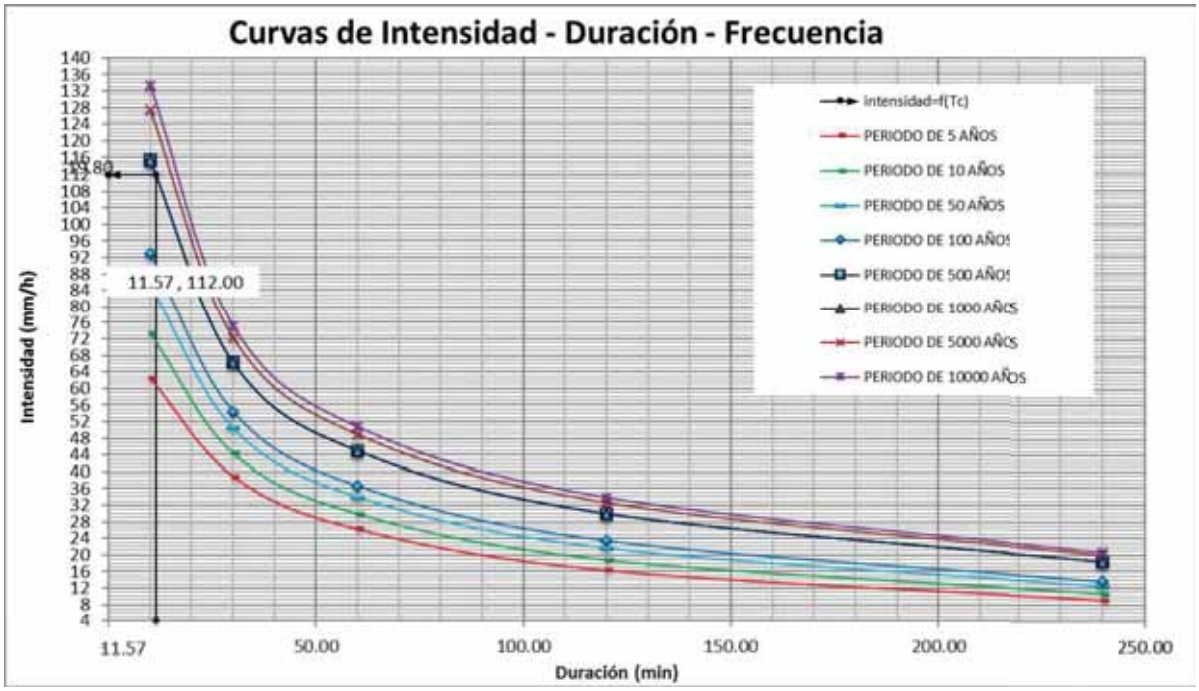
• Calcule $X_T = Antilog\, Y_T$



- **Análisis comparativo de curvas IDF, elaborados para los métodos utilizados en la microcuenca de la comunidad de Ccollotaro. (TC promedio = 11.57 min)**



1) **Distribución Gumbel, microcuenca de comunidad Ccollotaro.**
2) **Pearson tipo III, microcuenca principal de comunidad Ccollotaro.**



En Tabla 13 se muestra un resumen de la prueba Kolmogorov – Smirnov según el orden de preferencia indicado por cada prueba, dando 1 a la "mejor" y 5 a la "peor"

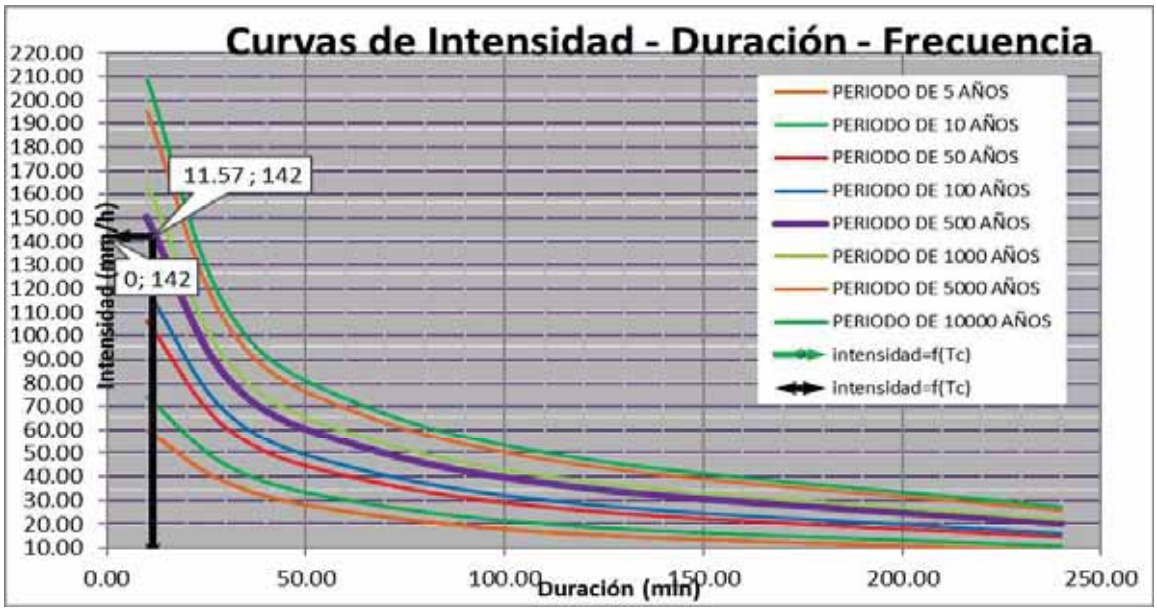
Tabla 13:Resumen de la prueba Kolmogorov – Smirnov

FUNCIÓN	KOLMOGOROV	D
Gumbel	1	0.11240
Pearson III	2	0.11500
Log Pearson III	3	0.11760
Log Normal	4	0.13160
Normal	5	0.15850

Adaptado: "Fundamentos de Hidrología de superficie", Aparicio (1992), pág. 280

La función de distribución con el menor valor de D es la Gumbel (tabla 3.3) por lo que, según esta prueba, esta función sería la preferible y será utilizara. Para el caso de proyecto de tesis.

Para tomar intensidad de precipitación se tomará el de acuerdo a la tabla (13), de la distribución Gumbel por ser mejor de 1. Para un periodo de retorno de 500 años. De acuerdo a curva **IDF** de **GUMBEL**



La duración que tenemos es de **11.57 minutos** y para un período de retorno de **500 años** se obtiene una **intensidad** de **142.00 mm/hr.**

3.3.7 Generación de caudal máximo, mínimos y medios probable

La importancia de la determinación del caudal máximo probable de las crecidas de un curso de agua en un punto dado, es evidente por razón de los efectos destructivos bien conocidos y la necesidad de calcular ciertas obras apropiadas, con vista a esa eventualidad. Además de influir considerablemente en la economía de un proyecto, está la seguridad y la garantía que deben brindar las obras diseñadas.

Generamos caudales con cuyos resultados se dimensionarán las obras referentes al sistema de evacuación de aguas pluviales.

Por consiguiente, el área considerada para el cálculo de generación de caudales es el correspondiente al área de calles de la zona del proyecto.

- **GENERACION DE CAUDALES MAXIMOS, MICROCUENCA PRINCIPAL DE LA COMUNIDAD DE CCOYARAQUI**

En La actualidad existen una variedad de metodologías para la determinación de máximas avenidas, en el caso especial del siguiente proyecto se va a utilizar el método de Mac Math el cuál se considera como el más adecuado para la cuenca además de que para la determinación del caudal máximo hace intervenir una serie de factores por lo cual consideramos que es el más completo.

FORMULA DE MAC MATH:

Se basa en las siguientes relaciones matemáticas:

$$Q_T = C \times I \times A^{0.58} \times S^{0.42} \times 10^{-3}$$

Donde:

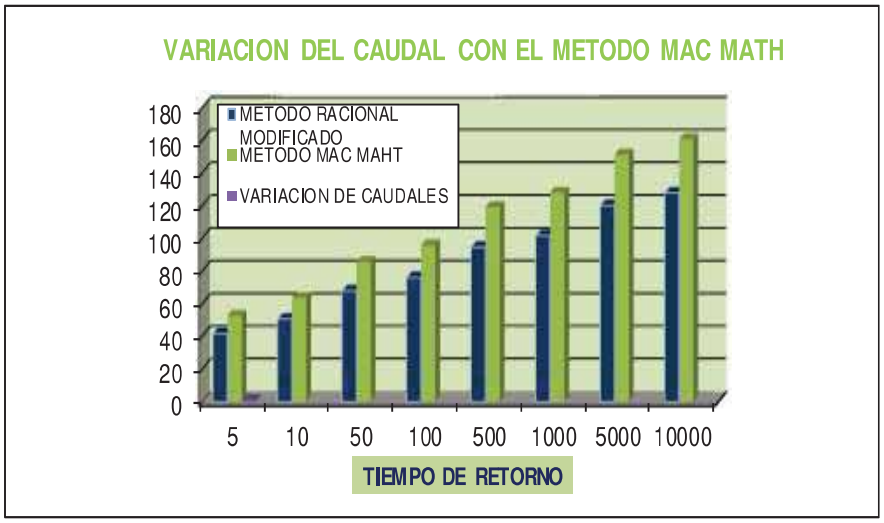
QT: Caudal máximo .... m3/seg.
C: Coeficiente de escorrentía.
I: Intensidad de la precipitación para un período de retorno…mm/hr.
A: Área de la cuenca …Ha.
S: Pendiente del cauce principal …m/Km.

2.- METODO MAC MATH

VEGETACION		SUELO		TOPOGRAFIA	
COBERT. (%)	CI	TEXTURA	C2	PENDIENTE	C3
100	0.08	Arenoso	0.08	0.0 - 0.2	0.04
80 - 100	0.12	Ligero	0.12	0.2 - 0.5	0.06
50 - 80	0.16	Media	0.16	0.5 - 2.0	0.06
20 - 50	0.22	Fina	0.22	2.0 - 5.0	0.10
0 - 20	0.30	Rocosa	0.30	5.0 - 10.0	0.15

PERIODO DE RETORNO DE 5,10, 50,100,500,1000,5000, y 10000 AÑOS

Periodo de retorno (años)	CAUDAL DE DISEÑO PARA EL AREA TRIBUTARIA-METODO MAC MATH					
	(C) Coeficiente de Escorrentía			*(I) Intensidad de Diseño (mm/h)*	*(A) Área de la cuenca (Ha)*	*Q Prom. (m^3/s)*
	C1	*C2*	*C3*			
5	0.190	0.230	0.150	36.000	695.00	52.53
10	0.190	0.230	0.150	43.500	695.00	63.47
50	0.190	0.230	0.150	58.500	695.00	85.36
100	0.190	0.230	0.150	65.500	695.00	95.57
500	0.190	0.230	0.150	81.500	695.00	118.92
1000	0.190	0.230	0.150	87.500	695.00	127.67
5000	0.190	0.230	0.150	103.500	695.00	151.02
10000	0.190	0.230	0.150	110.000	695.00	160.50



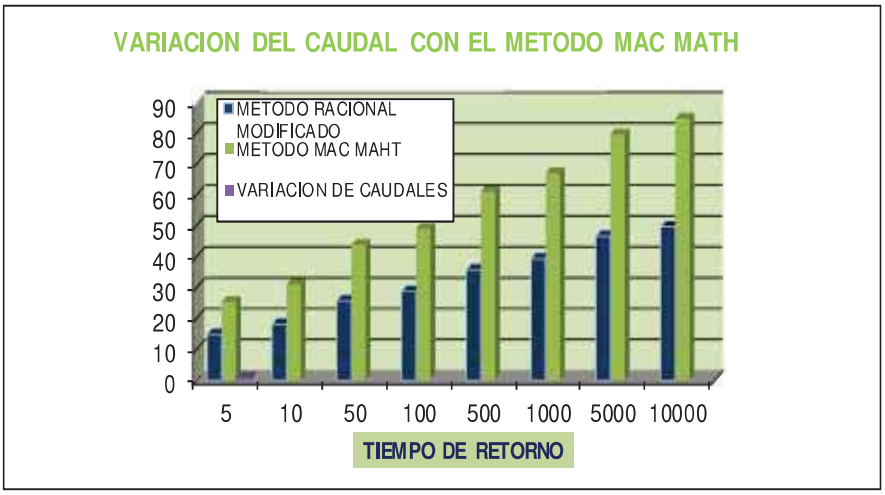
- **GENERACION DE CAUDALES MAXIMOS, MICROCUENCA DE LA COMUNIDAD DE CCOLLOTARO.**

2.- METODO MAC MATH

VEGETACION		SUELO		TOPOGRAFIA	
COBERT. (%)	CI	TEXTURA	C2	PENDIENTE	C3
100	0.08	Arenoso	0.08	0.0 - 0.2	0.04
80 - 100	0.12	Ligero	0.12	0.2 - 0.5	0.06
50 - 80	0.16	Media	0.16	0.5 - 2.0	0.06
20 - 50	0.22	Fina	0.22	2.0 - 5.0	0.10
0 - 20	0.30	Rocosa	0.30	5.0 - 10.0	0.15

PERIODO DE RETORNO DE 5,10, 50,100,500,1000,5000, y 10000 AÑOS

Periodo de retorno (años)	CAUDAL DE DISEÑO PARA EL AREA TRIBUTARIA-METODO MAC MATH					
	(C) Coeficiente de Escorrentía			*(I) Intensidad de Diseño (mm/h)*	*(A) Área de la cuenca (Ha)*	*Q Prom. (m^3/s)*
	C1	*C2*	*C3*			
5	0.190	0.230	0.150	59.000	151.00	25.38
10	0.190	0.230	0.150	72.000	151.00	30.98
50	0.190	0.230	0.150	102.000	151.00	43.88
100	0.190	0.230	0.150	114.000	151.00	49.04
500	0.190	0.230	0.150	142.000	151.00	61.09
1000	0.190	0.230	0.150	156.000	151.00	67.11
5000	0.190	0.230	0.150	185.000	151.00	79.59
10000	0.190	0.230	0.150	197.000	151.00	84.75



- **GENERACIÓN DE CAUDALES MÍNIMOS, MICROCUENCA PRINCIPAL DE LA COMUNIDAD DE CCOYARAQUI**

Las sequías se definen generalmente como los valores mínimos anuales de los parámetros diarios de una variable hidrológica tal como la escorrentía.

El estudio estadístico de las sequías con fines de predicción es importante como fuente de información para la construcción de represas, plantas hidroeléctricas y reservorios siendo su papel decisivo en la solución de problemas originados por la contaminación ambiental. Para el caso de proyectos de irrigación no cobra mayor importancia puesto que las diferentes estructuras y sistemas hidráulicos se diseñan considerando un nivel de probabilidad de ocurrencia, calculado a partir de registros de aforos o de caudales generados con una historia de más de 10 años.

Metodología

La metodología empleada depende del tipo de distribución a utilizar, la que es determinada por las diferentes pruebas estadísticas de ajuste a la distribución. El método de Gumbel es el que más se ajusta a las características de nuestras cuencas, cuya ecuación, que expresa la distribución teórica acumulada de valores extremos mínimos, es:

$$P(y) = e^{-e^{w}}$$

siendo w, la variable reducida que es igual a:

$$w = K\left[\ln(y - e) - \ln(\theta - E)\right]$$

Donde:

K = Constante sin dimensiones

Y = valor de la variable hidrológica

E = es el valor de la sequía mínima

θ = es la sequía característica o el valor que toma "y" cuando w=0

Entonces la ecuación general de Gumbel se puede escribir como:

$$Y = E + (\theta - E) * e^{wl}$$

$$L = \frac{1}{K}$$

MÉTODO RACIONAL

$$\boldsymbol{Q = \frac{CxIxA}{360}}$$

Donde:

C: coeficiente de escorrentía.

I: intensidad máxima en mm/hora.

A: Área de estudio en hectáreas.

Se generarán caudales para los promedios de precipitación resultantes de método de Gumbel.

$$\boldsymbol{Q = 0.278\ CxIxA}$$

Donde:

C: coeficiente de escorrentía.

I: intensidad máxima en mm/hora.

A: Área de estudio en km2.

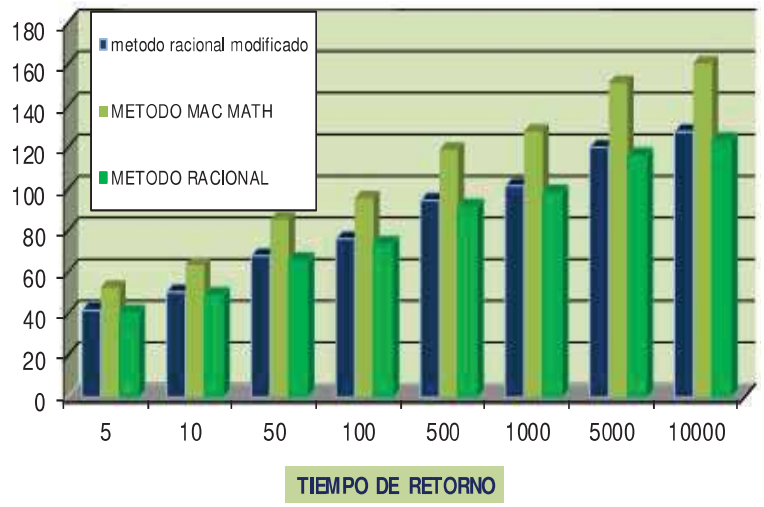
El valor del coeficiente de escorrentía se establecerá de acuerdo a las características hidrológicas y geomorfológicas de las quebradas cuyos cursos interceptan el alineamiento de la carretera en estudio. En virtud a ello, los coeficientes de escorrentía variarán según dichas características.

2.- METODO RACIONAL

PERIODO DE RETORNO DE 5,10, 50,100,500,1000,5000, y 10000 AÑOS

Periodo de retorno (años)	CAUDAL DE DISEÑO PARA EL AREA TRIBUTARIA-METODO RACIONAL				
	(C) Coeficiente de Escorrentía	tc (hr)	(I) Intensidad de Diseño (mm/h)	(A) Área de la cuenca (Km)	$Q_{Prom.}$ (m^3/s)
5	0.580	0.581	36.000	6.95	40.34
10	0.580	0.581	43.500	6.95	48.75
50	0.580	0.581	58.500	6.95	65.56
100	0.580	0.581	65.500	6.95	73.40
500	0.580	0.581	81.500	6.95	91.33
1000	0.580	0.581	87.500	6.95	98.05
5000	0.580	0.581	103.500	6.95	115.98
10000	0.580	0.581	110.000	6.95	123.27

VARIACION DEL CAUDAL CON EL METODO RACIONAL

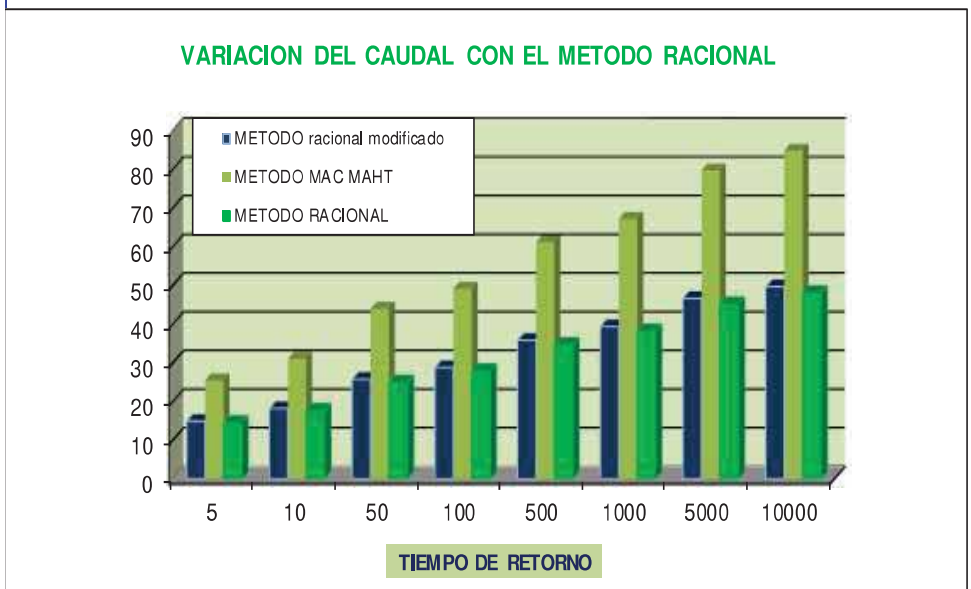


- **GENERACIÓN DE CAUDALES MÍNIMOS, MICROCUENCA DE LA COMUNIDAD DE CCOLLOTARO.**

3.- METODO RACIONAL.

PERIODO DE RETORNO DE 5,10, 50,100,500,1000,5000, y 10000 AÑOS

Periodo de retorno (años)	CAUDAL DE DISEÑO PARA EL AREA TRIBUTARIA-METODO RACIONAL				
	(C) Coeficiente de Escorrentía	tc (hr)	(I) Intensidad de Diseño (mm/h)	(A) Área de la cuenca (Km)	$Q_{Prom.}$ (m^3/s)
5	0.580	0.581	59.000	1.51	14.36
10	0.580	0.581	72.000	1.51	17.53
50	0.580	0.581	102.000	1.51	24.83
100	0.580	0.581	114.000	1.51	27.76
500	0.580	0.581	142.000	1.51	34.57
1000	0.580	0.581	156.000	1.51	37.98
5000	0.580	0.581	185.000	1.51	45.04
10000	0.580	0.581	197.000	1.51	47.96



CAPITULO IV FUNDAMENTOS TEORICOS

4.1 PERIODO DE DISEÑO Y CALCULO DE POBLACION FUTURA

4.1.1 Generalidades

Constituye la fase más importante en todo proyecto de ingeniería que determina las dimensiones reales de las obras a diseñarse, para el efecto se debe establecer con exactitud la población actual, la población futura y el período de diseño de la obra.

Un sistema de abastecimiento de agua está constituido por una serie de estructuras presentando características diferentes y que se diseñarán de acuerdo a la función que cumplen dentro del sistema.

Para la elaboración del presente proyecto se utilizará el documento vigente cuyo título es **"REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES 2017- TITULO II.3 OBRAS DE SANEAMIENTO" para poblaciones con menos de 1 000 habitantes del año de 1995.** En la elaboración de un proyecto de agua potable, tenemos tres elementos básicos que son:

- **Período de diseño**
- **Población de diseño**
- **Caudal de diseño**

4.1.2 Periodo de diseño

El período de diseño de toda obra en ingeniería constituye el intervalo de tiempo comprendido entre la puesta en servicio y el momento en que por descaste y/o agotamiento de materiales o por falta de capacidad para prestar eficientemente el servicio, se agota la vida útil no cumpliéndose las condiciones ideales de funcionamiento.

El período de diseño difiere de la vida útil de los diferentes elementos que intervienen en un sistema, debiendo comprender para ello la planificación, financiamiento y construcción seguido de un período de servicio efectivo.

El período de diseño estará influenciado por diversos factores entre los cuales se pueden mencionar los siguientes:

a) Vida útil de los materiales y/o equipos electromecánicos.

b) Vida útil de las estructuras de concreto

c) Monto de la inversión que requiere la ejecución de las obras.

d) Población futura a servir, (crecimiento y/o decrecimiento poblacional)

Se debe tomar en cuenta que la proyección debe realizarse para satisfacer las necesidades de la comunidad durante un determinado periodo de tiempo, durante este tiempo el sistema debe ser 100% funcional sin necesidad de ampliaciones.

Tabla 4.1: Vida útil en años de los elementos constitutivos de un sistema de agua potable.

VIDA ÚTIL EN AÑOS DE LOS ELEMENTOS DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE	
Obras de captación manantiales	De 20 a 30 años
Pozos profundos	De 20 a 30 años
Líneas de conducción -PVC	De 20 a 30 años
Plantas de tratamiento	De 20 a 30 años
Tanques de almacenamiento o reservorios	20 años
Redes de distribución de PVC	De 20 a 30 años
Otros materiales y/o equipos de bombeo	De 5 a 10 años

Fuente: **ABASTECIMIENTO DE AGUA Y SANEAMIENTO PARA POBLACIONES RURALES Y URBANO-MARGINALES (MINISTERIO DE SALUD)**
: "DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA EN EL MEDIO RURAL" Y "SANEAMIENTO BÁSICO RURAL" –INAA

Según DIGESA, el periodo de diseño que debe considerarse de acuerdo al tipo de sistema a implementarse es:

Sistema	Periodo (años)
Gravedad	20
Bombeo	10
Tratamiento	10

Fuente: fondo Perú-Alemania deuda por desarrollo (: manual de proyectos de agua potable en poblaciones rurales)

Debe entenderse, sin embargo, que en todos los casos la red de tuberías debe diseñarse para 20 años.

No todos los elementos del sistema consideran un mismo período de diseño, por lo que es preferible asumir un único período para el cálculo de todo el sistema. Dicho período estará en función de la duración de los materiales y equipos.

De acuerdo a la experiencia del Instituto de Hidráulica, Saneamiento e Hidrología de la UDEP (universidad de Piura) en la elaboración y evaluación de sistemas de abastecimiento de agua potable en zonas rurales, se recomienda asumir un período de diseño de 15 años para todos los elementos del sistema. El período recomendado es el adecuado ya que conjuga la duración de las estructuras de concreto, materiales y los equipos de bombeo. Además, no es recomendable elegir largos períodos porque hay que considerar la presencia de eventos climáticos de extraordinaria magnitud que podrían hacer colapsar la infraestructura construida.

De acuerdo a la experiencia nacional y latinoamericana el periodo de diseño óptimo para obras de esta naturaleza es de 20 a 25 años, para este proyecto, **adoptamos 25 años, esto por tratarse de tuberías de PVC cuya durabilidad es buena en las condiciones para las que se propone el proyecto.**

4.1.3 Población actual

En todo proyecto de abastecimiento de agua potable, uno de los parámetros más importantes de evaluación es **la población actual y tasa de crecimiento** por lo que es necesario hacer un estudio de la misma. No existe una información de INEI al menos de los beneficiarios del proyecto, de lo contrario es mejor tomar los datos en campo debidamente sustentados, la misma que deberá ser debidamente justificada con

información de la municipalidad distrital de Caicay. Otro factor que se deberá definir es la **tasa de crecimiento poblacional** por lo, que la norma os.100 recomienda tomar las características da la ciudad, tendencia para este proyecto es la provincia de Paucartambo. En el caso de población actual definida, en el ítem 1.6.1 Población afectada se tiene 420 habitantes de la comunidad ccollotaro y 180 habitantes de la comunidad de Ccoyaraqui, la tasa de crecimiento poblacional de la provincia de **Paucartambo es 0.9 %,** se deberá realizar un estudio de la tasa de crecimiento poblacional para determinar de manera adecuada la población futura. Para ambas comunidades.

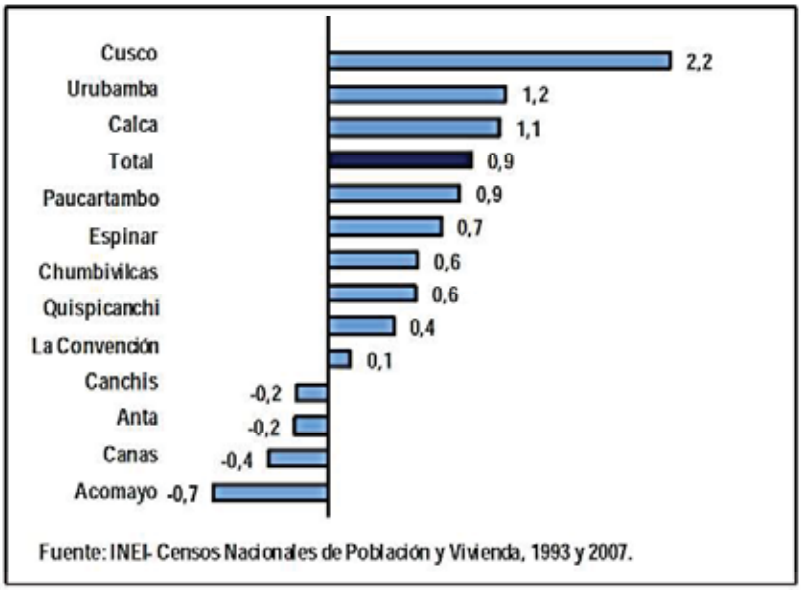
PERÚ: TASA DE CRECIMIENTO DE LA POBLACIÓN CENSADA, SEGÚN-PROVINCIA, 1981 – 2007:

DEPARTAMENTO DE CUSCO: TASA DE CRECIMIENTO DE LA POBLACION CENSADA, SEGÚN PROVINCIA, 1981 Y 2007 (PORCENTAJE)			
Provincia	1981-1993	1993-2007	PROMEDIO
Total	1.8	0.9	0.9
Cusco	2.2	2.2	2.2
Acomayo	0.4	-0.4	-0.7
Anta	1.3	-0.2	-0.2
Calca	0.9	1.1	1.1
Canas	1.4	-0.2	-0.4
Canchis	1.1	0.1	-0.2
Chumbivilcas	0.8	0.6	0.6
Espinar	2	0.7	0.7
La Convención	3.3	0.4	0.1
Paruro	0.5	-0.7	-0.9
Paucartambo	1.7	0.8	0.9
Quispicanchis	1.6	0.6	0.6
Urubamba	1.8	1.1	1.2

Fuente: INEI - Censos Nacionales de Población y Vivienda, 1981, 1993 y 2007.

DEPARTAMENTO DE CUSCO: TASA DE CRECIMIENTO PROMEDIO ANUAL DE LA POBLACIÓN CENSADA, SEGÚN PROVINCIA, 1993-2007

(Porcentaje)



Fuente: INEI- Censos Nacionales de Población y Vivienda, 1993 y 2007.

4.1.4 Población futura

Marco global

La población está compuesta de campesinos y niños en su mayor parte dedicados exclusivamente a la agricultura y ganadería de consumo interno, también se presenta el fenómeno de la Migración a las grandes ciudades como Lima, Arequipa, ceja de selva de la población joven, por lo que la población residente en el distrito está compuesta mayormente de gente mayor de 50 años y de niños entre 0 a 12 años. La población adolescente y joven emigra temporalmente fuera de Cusco.

El Distrito tiene una población de 2,519 habitantes, según el último Censo del año 2007. De acuerdo al Censo realizado por el INEI y los padrones electorales con que se cuenta en RENIEC, la población electoral del Distrito entre sus once comunidades y la capital del distrito alcanza la cantidad de 1,579 electores.

Desde el año 2009 la población de CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI sufre cambios y un crecimiento rural y urbano por implementación de servicio de energía eléctrica y por ubicarse a 4 minutos del distrito de Caicay ya que estas dos comunidades tuvieron grandes retos de reubicación y por tener la habilitación nueva, dando paso a una serie de

ocupaciones planificadas. Para tener accesibilidad, comunicación y evitar de alguna forma las migraciones a las ciudades grandes de este modo las comunidades de ccollotaro y Ccoyaraqui y otras comunidades del distrito de Caicay representan el 70% de la población electoral. Según el último Censo del año 2007.

La población a servir de las comunidades: Ccollotaro y Ccoyaraqui, está distribuida tal como se muestra en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1. Población actual a servir.

Comunidad	Población Permanente
Ccollotaro	420
Ccoyaraqui	180
Total	**600**

También se tiene una población ocasional en ambas comunidades esto debido a que la población tuvo reubicación en el 2008 y los pobladores que tienen una residencia temporal en las nuevas comunidades.

Fotos N° 4.1 En estas imágenes se puede observar gente que a un reside en la antigua comunidades de Ccoyaraqui y que también tienen un lugar de residencia en la nueva comunidad de Ccoyaraqui parte abajo. Este caso también ocurre en la comunidad de Ccollotaro.

Fuente: propia

- **Metodología empleada.**

Para proyectos en el ámbito rural, también se cuenta con la Guía de opciones técnicas para abastecimiento de agua potable y saneamiento para centro poblados del ámbito rural del Programa Nacional de Saneamiento Rural - PNSR y la Guía simplificada para la Identificación, Formulación y Evaluación Social de Proyectos-Saneamiento Básico en el Ámbito Rural.

Los métodos aplicados para el cálculo de población futura estarán de acuerdo a la cantidad de habitantes. Métodos analíticos y método de OMS. Teniendo en consideración que las comunidades tienen una reubicación de 8 a 9 años. Y no cuentan con datos censales actuales. En la tasa de crecimiento (t) se tomará la tasa de crecimiento anual a nivel provincial **es 0.9% %**. El cual recomiendo el **reglamento nacional de edificaciones norma Os.100**. **y tasa de crecimiento aritmético provincial obtenido 1.3%,** y tasa sugerida por la **OMS**. Según el lugar y tipo de urbanización **pueblos y aldeas 2.2%. la tasa de crecimiento adoptado para proyección de población será el promedio de tasa de crecimiento.**

- **Densidad poblacional**

La densidad poblacional que en encuentra en el distrito de **Caicay 24.39 hab/km2.** Para consideraciones básicas de diseño de infraestructura sanitaria se considera las recomendaciones mínimas de norma OS. 100 en habilitaciones nuevas, de una **densidad 6 hab/ vivienda.**

4.1.4 Métodos de cálculo

Los métodos más utilizados en la estimación de la población futura son:

a) Métodos Analíticos

Presuponen que el cálculo de la población para una región dada es ajustable a una curva matemática. Es evidente que este ajuste dependerá de las características de los valores de la población censada, así como de los intervalos de tiempo en que estos se han medido.

b) Métodos Comparativos

Son aquellos que mediante procedimientos gráficos estiman valores de población, ya sea en función de datos censales anteriores de la región o considerando los datos de poblaciones de crecimiento similar a la que se está estudiando.

c) Método Racional

En este caso para determinar la población, se realiza un estudio socioeconómico del lugar considerando el crecimiento vegetativo que es función de los nacimientos, defunciones, inmigraciones, emigraciones y población flotante.

El método más utilizado para el cálculo de la población futura en las zonas rurales es el de crecimiento aritmético. Este método se utiliza para el cálculo de poblaciones bajo la consideración de que estas van cambiando en la forma de una progresión aritmética.

A continuación, se desarrollan, los diferentes métodos analíticos:

MÉTODOS ANALÍTICOS

Presuponen que el cálculo de la población para una región dada es ajustable a una curva matemática. Es evidente que este ajuste dependerá de las características de los valores de la población censada, así de los intervalos de tiempo en que estos se han medido.

Dentro de los métodos analíticos tenemos el aritmético, geometría, de la curva normal, logístico, de la ecuación de segundo grado, el exponencial y mínimos cuadrados.

4.1.4.1 Método aritmético

Se considera que la población crece como un capital impuesto a interés simple, la fórmula que se usa para desarrollar los cálculos, es la siguiente:

$$Pf = Pa + r\,(t)$$

Donde:

Pf: Población futura (Incognita a hallar).

Pa: Población actual (Dato de entrada).

r: Coeficiente de crecimiento.

t: Tiempo.

Nota: Este método no es aplicable en nuestro caso debido al corto periodo de tiempo del que se tiene información.

4.1.4.2 Método geométrico

Se considera que la población crece como un capital a interés compuesto; la fórmula que se utiliza para el desarrollo de los cálculos, es la siguiente:

Pf = Pa (1 + r) ^ t

Además:

$$r = \sqrt[t]{\frac{Pp}{Pa}} - 1$$

Donde:

Pf: Población futura.

Pp: Población posterior (en décadas).

Pa: Población actual.

r: Coeficiente de crecimiento

t: Tiempo en décadas.

Nota: Este método no es aplicable en nuestro caso debido al corto periodo de tiempo del que se tiene información.

4.1.4.3 Método de interés simple

P=Po [1+r (t-to)]	$\boldsymbol{r = (P - P_0)/Pi(T - T_0)}$

P= Población a calcular

Po= población actual

r = razón de crecimiento

T = tiempo futuro o tiempo a calcular

To =tiempo inicial o actual

Población actual total a servir		
	CCOLLOTARO	**CCOYARAQUI**
1 PERMANENTES	420	180
TOTAL	**420**	**180**

- **Población actual de la comunidad de Ccollotaro es 420 habitantes**
- **Población actual de la comunidad de Ccoyaraqui es 180 habitantes**
- **Tasa de crecimiento es 0.9%**
- **Periodo de diseño para (poblaciones < 2000 hab), es 20 años**

1) Para la comunidad de Ccollotaro

P = 420[1+0.9%(2044-2019)]

P= 515 Habitantes

2) Para la comunidad de Ccoyaraqui

P = 180[1+0.9%(2044-2019)]

P=221 Habitantes

4.1.4.4 Método crecimiento aritmético.

Para la aplicación de este método necesitamos datos censales en nuestro caso tendremos los datos de la provincia Paucartambo. Para el cálculo de (r) coeficiente de crecimiento anual (‰)

$$\boldsymbol{Pf = Pa\,(1 + \frac{r.t}{1000})}$$

Donde:

Pf= Población futura
Pa= Población actual
r= coeficiente de crecimiento anual por 1000 mil hab.
t= tiempo en años

DEPARTAMENTO DE CUSCO: POBLACIÓN CENSADA, SEGÚN PROVINCIA, 1981 - 2007

Provincia	1981	1993	2007
Total	832 504	1 028 763	1 171 403
Cusco	208 040	270 324	367 791
Acomayo	27 556	28 906	27 357
Anta	48 452	56 424	54 828
Calca	50 283	56 007	65 407
Canas	33 217	39 476	38 293
Canchis	82 918	94 962	96 937
Chumbivilcas	63 603	69 669	75 585
Espinar	44 539	56 591	62 698
La Convención	106 228	157 240	166 833
Paruro	32 385	34 361	30 939
Paucartambo	33 383	40 696	45 877
Quispicanchi	62 938	75 853	82 173
Urubamba	38 962	48 254	56 685

Fuente: INEI - Censos Nacionales de Población y Vivienda, 1981, 1993 y 2007.

Calculo de (r) tomando datos de la provincia-R.N.C Sugiere

AÑO	Pa (Hab.)	t (años)	P Pf-Pa	pa.t	r P/Pa*t	r.t
1981	33383					
		12	7313	400596	0.0182553	0.2190636
1993	40696					
		14	5181	569744	0.00909356	0.12730981
2007	45877					
total						0.3463734

$$r = \frac{total(\sum r.t)}{total\ t} = \frac{0.346}{26} = 0.013$$

r= 13 por cada 1000 mil habitantes (13‰)

Teniendo r reemplazamos en la formula

$$\boldsymbol{Pf = Pa\ (1 + \frac{r.t}{1000})}$$

1) Para la comunidad de Ccollotaro

Se obtiene:

$$\boldsymbol{Pf = 420(1 + \frac{13x25}{1000})}$$

$\boldsymbol{Pf}$**= 557 habitantes.**

2) Para comunidad de Ccoyaraqui

Se obtiene:

$$\boldsymbol{Pf = 180(1 + \frac{13x25}{1000})}$$

Pf= 239 habitantes.

4.1.4.5 Método de la OMS

Este método determina la población futura en función de tasas de crecimiento dadas según el tipo de ciudades pueblos y aldeas.

$$Pf = Pa\left(\frac{100 + p}{100}\right)^t$$

Donde:

Pf = Población futura.

Pa = Población actual.

P = Tasa de crecimiento.

t = Periodo de diseño en años.

Valores de P

Grandes ciudades = 2.7%

Pequeñas ciudades = 3.0 %

Pueblos y aldeas = 2.2%

Al realizar el estudio socio económico de la población se obtuvo que el número de habitantes de la urbanización es de 440, correspondiente a 2017 fecha de inicio del estudio.

$$Pf = Pa\left(\frac{100 + p}{100}\right)^t$$

Adoptamos P = 2.2 % pueblos y aldeas

1) Para la comunidad de Ccollotaro

Se obtiene:

$$Pf = 420\left(\frac{100 + 2.2}{100}\right)^{25}$$

Pf = 724 hab.

2) Para la comunidad de Ccoyaraqui

Se obtiene

$$Pf = 180\left(\frac{100 + 2.2}{100}\right)^{25}$$

Pf = 310 hab.

Las poblaciones futuras de diseño se obtienen del promedio de los valores de población hallados.

Cuadro 4.4.4.1 población futura de diseño.

Población futura de diseño	Ccollotaro	Ccoyaraqui
Población Fut. (Método de interés simple)	**515 hab.**	**221 hab.**
Población Fut. (Método crecimiento aritmético)	**557 hab.**	**239 hab.**
Población Fut. (Método de la OMS)	**724 hab.**	**310 hab.**
Promedio de los valores obtenidos	**599 hab.**	**330 hab.**

Fuente: elaboración propia

Para el cálculo de la población futura de las comunidades de Ccollotaro y Ccoyaraqui se ha tomado en consideración que esta tiene área para la expansión urbana. Las proyecciones poblacionales se calcularon para el periodo **de franco crecimiento**. El periodo de diseño es de 25 años puesto que la vida útil de la infraestructura de las obras, en su mayoría supera

holgadamente este tiempo, más aún si se realiza un mantenimiento periódicamente en las instalaciones.

4.1.4.6 Densidad poblacional

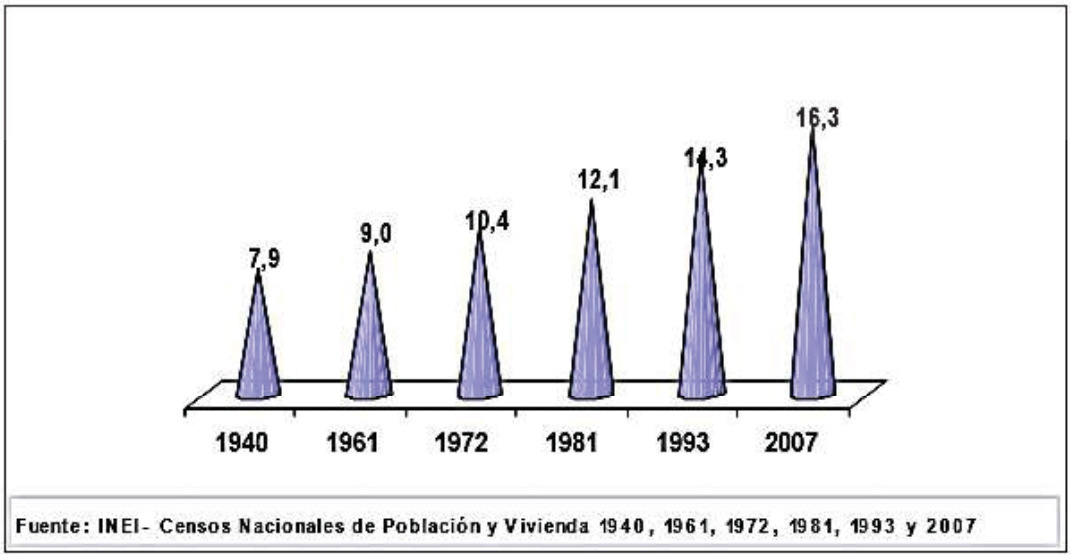
La densidad poblacional es un indicador que permite evaluar la concentración de la población de una determinada área geográfica; comprende el número de habitantes por kilómetro cuadrado, que se encuentran en una determinada extensión territorial.

La densidad de la población total del departamento de Cusco. Grafico n°1.5

GRÁFICO Nº 1.5

DEPARTAMENTO DE CUSCO: DENSIDAD DE LA POBLACIÓN TOTAL, 1940-2007

(Hab./ Km^2)



Densidad poblacional a nivel provincial.

Al analizar este importante indicador, partiendo de la información de población censada provincial del Censo de 1993, se observan cambios referidos al incremento del número de habitantes por kilómetro cuadrado. Estos cambios están asociados a la evolución demográfica del componente de fecundidad, al proceso de urbanización (rural/urbano) y a la migración interna.

se observa que la provincia de Paucartambo es penúltimo a nivel provincial 2007 Paucartambo (7,3 Hab./Km2). Cuadro n°1.10

CUADRO Nº 1.10
DEPARTAMENTO DE CUSCO: SUPERFICIE Y DENSIDAD DE LA POBLACIÓN CENSADA SEGÚN PROVINCIA, 1993 Y 2007

Provincia	Superficie territorial		Densidad poblacional Hab/Km²	
	Km²	%	1993	2007
Total	**71 986,5**	**100,0**	**14,3**	**16,3**
Cusco	617,0	0,9	438,1	596,1
Acomayo	948,2	1,3	30,5	28,9
Anta	1 876,1	2,6	30,1	29,2
Calca	4 414,5	6,1	12,7	14,8
Canas	2 103,8	2,9	18,8	18,2
Canchis	3 999,3	5,6	23,7	24,2
Chumbivilcas	5 371,1	7,5	13,0	14,1
Espinar	5 311,1	7,4	10,7	11,8
La Convención	30 061,8	41,8	5,2	5,5
Paruro	1 984,4	2,8	17,3	15,6
Paucartambo	6 295,0	8,7	6,5	7,3
Quispicanchi	7 564,8	10,5	10,0	10,9
Urubamba	1 439,4	2,0	33,5	39,4

Fuente: INEI - Censos Nacionales de Población y Vivienda, 1993 y 2007.

Densidad poblacional a nivel distrital.

Al analizar este importante indicador, partiendo de la información de población censada distrital del Censo de 2017. se observan cambios referidos al incremento del número de habitantes por kilómetro cuadrado. Estos cambios están asociados a la evolución demográfica del componente de fecundidad, al proceso de urbanización (rural/urbano) y a la migración interna.

se observa que el distrito de Caicay es segundo a nivel distrital de la provincia de Paucartambo 2017 (8,11 Hab./Km2). Cuadro n°1.11

CUADRO N°1.11				
DEPARTAMENTO DE CUSCO: SUPERFICIE Y DENSIDAD DE LA POBLACION CENSADA SEGÚN DISTRITAL, 2017				
080000	REGION	PROVINCIA	DISTRITO	DENSIDAD HAB POR KM2
081100	CUSCO	PAUCARTAMBO		8.11
081101	CUSCO	PAUCARTAMBO	PAUCARTAMBO	12.22
081102	CUSCO	PAUCARTAMBO	CAICAY	24.39
081103	CUSCO	PAUCARTAMBO	CHALLABAMBA	15.09
081104	CUSCO	PAUCARTAMBO	COLQUEPATA	22.80
081105	CUSCO	PAUCARTAMBO	HUANCARANI	52.60
081106	CUSCO	PAUCARTAMBO	KOSÑIPATA	1.50
Fuente: INEI- censos Nacionales de Poblacion y Vivienda, 2017.				

Fuente: INEI- censos Nacionales de población y vivienda, 2017.

CARACTERISTICAS GENERALES POBLACIONES DE PROYECTO DE TESIS

Cuadro N°4.4.4.4.1 población beneficiada futura.

Población futura de diseño	Ccollotaro	Ccoyaraqui	total de población beneficiada
Población Fut. (Método de interés simple)	**515 hab.**	**221 hab.**	**736 hab.**
Población Fut. (Método crecimiento aritmético)	**557 hab.**	**239 hab.**	**796 hab.**
Población Fut. (Método de la OMS)	**724 hab.**	**310 hab.**	**1034 hab.**
Promedio de los valores obtenidos	**599 hab.**	**257 hab.**	**856 hab.**

Fuente: elaboración propia

- **La tasa de crecimiento obtenido es promedio,** Para datos poblacionales posteriores al 2019, restamos 1.47 % a la razón de crecimiento en porcentaje.

CARACTERISTICAS GENERALES		
Variables obtenidos y supuestos	**Cantidad**	**Unidad**
Población	600	hab
Tasa crecim. Poblacional anual promedio	1.47%	anual
N° de miembros por familia (personas)	6	hab
N° de familias beneficiadas	100	hab
Consumo per cápita	100	lts/h/d
Consumo por racionamiento	0	lts/h/d
Pérdidas físicas año 1-20 = K	20%	
Coberturas del servicio Año 0	50%	
Coberturas del servicio Año 1	100%	
Coberturas del servicio Año 25	100%	
Perdidas físicas Sistema Antiguo	35%	
FACTOR K1 (Dem. Max. Diaria)	1.3	
FACTOR K2 (Dem. Max. Horaria)	2	

Fuente: elaboración propia

4.2 DOTACION, CONSUMO Y CAUDAL DE DISEÑO

4.2.1 Generalidades

Para el desarrollo el presente capitulo se deberá realizar el estudio de la población como organismo teniendo en cuenta si es residencial, industrial o comercial pues en todos los casos la demanda no será la misma, asimismo la población no requiere el servicio con la misma intensidad durante todo el tiempo si no, que existe un máximo y un mínimo, lo que se deberá tomar en cuenta en el momento de diseñar el reservorio y la red de distribución. A si mismo los principales factores que afectan el consumo de agua son: el tipo de comunidad, factores económicos y sociales, factores climáticos y tamaño de la comunidad. **Independiente a que la comunidad sea rural o urbano, se debe considerar el consumo doméstico y el consumo**

Las características económicas y sociales de una población pueden evidenciarse a través del tipo de vivienda, siendo importante la variación de consumo por el tipo y tamaño dela

construcción. Mientras que el consumo per cápita, varía en relación directa al tamaño de la comunidad.

4.2.2 Dotación de agua

La dotación de agua se expresa en litros por personas al día (lppd) **son** los siguientes

Cuadro 29: ***DIGESA, recomienda para el medio rural los siguientes parámetro de dotación:***

Zona	Módulo (lppd)
Sierra	50
Costa	60
Selva	70

Lppd =50 litros por persona al día – (l/h/d)

Cuadro 30: ***La OMS recomienda los parámetros siguientes parámetros de dotación:***

Población	Clima	
	Frío	Cálido
Rural	100	100
2,000 – 10,000	120	150
10,000 – 50,000	150	200
50,000	200	250

Lppd =100 litros por persona al día – (l/h/d)

Cuadro 31: ***En el Fondo Perú Alemania, se ha considerado las dotaciones siguientes: para zonas según tipo proyecto:***

Tipo de proyecto	Dotación (lppd)
Agua potable domiciliaria con alcantarillado	100
Agua potable domiciliaria con letrinas	50
Agua potable con piletas	30

Lppd =100 litros por persona al día – (l/h/d)

La dotación de agua potable diaria por habitante está en función al consumo, el clima, las costumbres y la ubicación de la población. Por lo que, ***para el caso del presente proyecto y zona rural, se está considerando una dotación de 100 l /hab./día.*** **Por sugerencias de OMS y fondo Perú - Alemania**

Dotación (módulo de consumo) = **100 l/h/d**

4.2.3 Consumo

Los parámetros para un proyecto de agua potable son los siguientes:

a) Caudal medio diario (Qm).
b) Caudal máximo diario (Q max. d)
c) Caudal máximo horario (Q max.h)

Para el cálculo, se considera las relaciones siguientes:

$Qp = f \times \frac{\text{módulo de consumo x poblaciones futura.}}{\text{86,400 seg (24 hrs)}}$
CONSUMO PROMEDIO ANUAL (LT/SEG)
f= 20% por fugas y desperdicios no considera
Q max d = 1.3 Qp Q max h = 2.0 Qp

Las variaciones de consumo consideradas son:

El coeficiente de consumo máximo diario (K1) se considera el 130% del consumo promedio anual.

El coeficiente de consumo, máximo horario (K2) se considera el 200% del consumo promedio anual.

El caudal Q max d, servirá para el diseño de la captación y línea de conducción y reservorio. En Q max h, para el diseño del aductor y sistema de distribución.

En caso se pueda y decida captar el caudal máximo horario, se puede prescindir del reservorio en el sistema.

4.2.4 Consumo promedio anual (Qp)

Los canales de diseño para calcular la tubería de conducción, aducción y redes de distribución son los siguientes:

1). Calculo para la población de ccollotaro

Datos:
Módulo : 100 lppd
Población : 724 habitantes

A. Caudal Promedio (Qp)

$$Qp = \frac{\text{módulo de consumo x poblaciones futura.}}{\text{86,400 seg (24 hrs)}}$$

Solución

$Qp = \frac{100 \times 724 \text{ l/seg.}}{86{,}400}$

Qp= 0.838l/seg.

2). Calculo para la población de Ccoyaraqui

Datos:

Módulo : 100 lppd
Población : 310 habitantes

Solución

$$Qp = \frac{100 \times 310 \text{ l/seg.}}{86{,}400}$$

Qp= 0.359 l/seg.

*4.2.5 C*onsumo máximo diario (Qmaxd)

A. Caudal Máximo diario

$$\boxed{Q\ max\ d = K1 \times Qp}$$

1). Calculo para la población de ccollotaro

Q max d = 1.3 x 0.838 lts/seg
Q max d = 1.09 l/seg.

Caudal mínimo requerido en la fuente 1.09 lts/seg.
Caudal existente en la fuente 0.54 lts / seg.

Es decir, la fuente no asegura la cantidad necesaria para satisfacer la demanda presente y futura. Para satisfacer la demanda de consumo diaria, Para esta comunidad se adoptará un factor seguridad en el volumen de reservorio = (Vregulacion + Vreserva + Vincendio).

2). Calculo para la población de Ccoyaraqui

Q max d = 1.3 x 0.359 lts/seg
Q max d = 0.47 l/seg.

Caudal existente en la fuente 0.53 lts / seg.

Es decir, la fuente asegura la cantidad necesaria para satisfacer la demanda presente y futura. Del mismo modo se dará un factor de seguridad en el volumen de reservorio. = (Vregulacion + Vreserva + Vincendio).

Este máximo consumo horario permitirá calcular la línea para conocer el gasto de captación; además nos permitirá diseñar calcular la capacidad de la línea de conducción.

4.2.6 Consumo máximo horario (Qmaxh)

A. Caudal máximo horario

$$\boxed{Q\ max\ h = K2 \times Qp}$$

1). Calculo para la población de ccollotaro

Q max h = 2.0 x 0.838 lts/seg
Q max h = 1.68 lts/seg.

2). Calculo para la población de Ccoyaraqui

Q max h = 2.0 x 0.359 l/seg
Q max h = 0.72 lts/seg.

Este máximo consumo horario permitirá calcular la línea de aducción, y la red de distribución.

4.2.7 Caudales de diseño

La red de distribución se calculará con la cifra que resulte mayor al comparar el gasto máximo horario con la suma del gasto máximo diario.

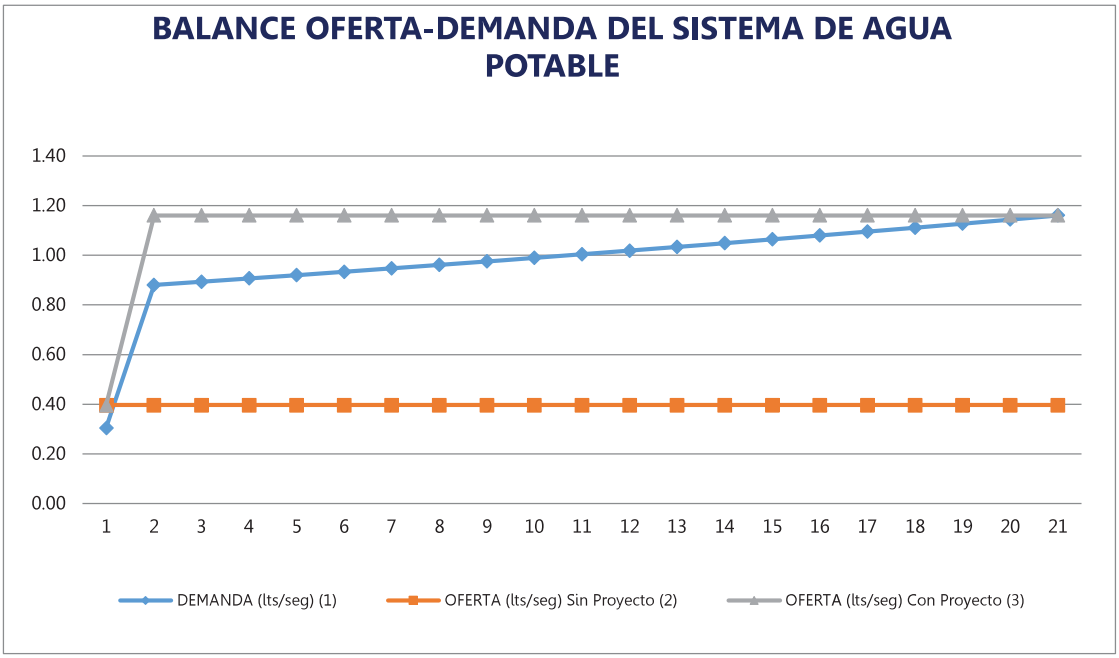
El consumo promedio anual para la comunidad de Ccollotaro Qp= 0.838 lts/seg; para la Ccoyaraqui Qp= 0.359 lts/seg, **total caudal promedio anual disponible que necesita para el proyecto será 1.20 lts/seg.**

El consumo máximo diario para la comunidad de Ccollotaro Qmaxd=1.09 l/seg; para la Ccoyaraqui Qmaxd=0.47 l/seg, **total caudal Qmaxd del proyecto será 1.56 lts/seg.** será conducido por la línea de conducción.

El consumo máximo horario para la comunidad de Ccollotaro Qmaxh=1.68 lts/seg; para la Ccoyaraqui Qmaxh=0.72 lts/seg, total caudal Qmaxh=2.40 lts/seg ingresará mediante la línea de aducción a la de distribución. El balance de oferta demanda de agua se realiza para la población total.

CUADRO 4.4.4.4 BALANCE OFERTA DEMANDA DE AGUA POTABLE					
AÑO	DEMANDA (lts/seg) (1)	OFERTA (lts/seg)		BALANCE OFERTA DEMANDA (lts/seg)	
		Sin Proyecto (2)	Con Proyecto (3)	Sin Proyecto (2)-(1)	Con Proyecto (3)-(1)
0	0.30	0.40	0.40	0.09	0.09
1	0.89	0.40	1.50	-0.49	0.61
2	0.91	0.40	1.50	-0.51	0.59
3	0.93	0.40	1.50	-0.53	0.57
4	0.95	0.40	1.50	-0.55	0.55
5	0.97	0.40	1.50	-0.57	0.53
6	0.99	0.40	1.50	-0.59	0.51
7	1.01	0.40	1.50	-0.62	0.48
8	1.03	0.40	1.50	-0.64	0.46
9	1.06	0.40	1.50	-0.66	0.44
10	1.08	0.40	1.50	-0.68	0.42
11	1.10	0.40	1.50	-0.71	0.39
12	1.13	0.40	1.50	-0.73	0.37
13	1.15	0.40	1.50	-0.76	0.34
14	1.18	0.40	1.50	-0.78	0.32
15	1.20	0.40	1.50	-0.81	0.29
16	1.23	0.40	1.50	-0.83	0.27
17	1.26	0.40	1.50	-0.86	0.24
18	1.28	0.40	1.50	-0.89	0.21
19	1.31	0.40	1.50	-0.92	0.18
20	1.34	0.40	1.50	-0.95	0.15
21	1.37	0.40	1.50	-0.98	0.12
22	1.40	0.40	1.50	-1.01	0.09
23	1.43	0.40	1.50	-1.04	0.06
24	1.46	0.40	1.50	-1.07	0.03
25	1.50	0.40	1.50	-1.10	0.00

Fuente: elaboración propia



Fuente: elaboración propia

cuadro 4.4.4.5 Cálculo de la Demanda de Agua

Año (1)	Población (2)	Cobertura con conexiones (%) (3)	Población servida a conexiones (hab) (4)=(2x3)	N° miembros por familia (5)	N° conexiones (6)=(4/5)	Consumo por habitante (lts/hab/d) (7)	CONSUMO DE AGUA			Pérdidas de agua (11)	Demanda de producción de agua			Demanda máxima diaria (14)xK1	Demanda máxima horaria (14)xK2
							litro/día (8)=(4x7)	m3/año (9)=(8)x365/1000	lts/seg (10)=(8)/86400		litro/día (12)=(8)/K	m3/año (13)=(9)/K	lts/seg (14)=(10)/K	lts/seg	lts/seg
0	600	50%	300	6	50	57	17,100	6,242	0.20	35%	26,308	9,602	0.30	0.40	0.61
1	613	100%	613	6	102	100	61,320	22,382	0.71	20%	76,650	27,977	0.89	1.15	1.77
2	627	100%	627	6	104	100	62,669	22,874	0.73	20%	78,336	28,593	0.91	1.18	1.81
3	640	100%	640	6	107	100	64,048	23,377	0.74	20%	80,060	29,222	0.93	1.20	1.85
4	655	100%	655	6	109	100	65,457	23,892	0.76	20%	81,821	29,865	0.95	1.23	1.89
5	669	100%	669	6	111	100	66,897	24,417	0.77	20%	83,621	30,522	0.97	1.26	1.94
6	684	100%	684	6	114	100	68,369	24,955	0.79	20%	85,461	31,193	0.99	1.29	1.98
7	699	100%	699	6	116	100	69,873	25,504	0.81	20%	87,341	31,879	1.01	1.31	2.02
8	714	100%	714	6	119	100	71,410	26,065	0.83	20%	89,262	32,581	1.03	1.34	2.07
9	730	100%	730	6	122	100	72,981	26,638	0.84	20%	91,226	33,298	1.06	1.37	2.11
10	746	100%	746	6	124	100	74,586	27,224	0.86	20%	93,233	34,030	1.08	1.40	2.16
11	762	100%	762	6	127	100	76,227	27,823	0.88	20%	95,284	34,779	1.10	1.43	2.21
12	779	100%	779	6	130	100	77,904	28,435	0.90	20%	97,381	35,544	1.13	1.47	2.25
13	796	100%	796	6	133	100	79,618	29,061	0.92	20%	99,523	36,326	1.15	1.50	2.30
14	814	100%	814	6	136	100	81,370	29,700	0.94	20%	101,712	37,125	1.18	1.53	2.35
15	832	100%	832	6	139	100	83,160	30,353	0.96	20%	103,950	37,942	1.20	1.56	2.41
16	850	100%	850	6	142	100	84,990	31,021	0.98	20%	106,237	38,776	1.23	1.60	2.46
17	869	100%	869	6	145	100	86,859	31,704	1.01	20%	108,574	39,630	1.26	1.63	2.51
18	888	100%	888	6	148	100	88,770	32,401	1.03	20%	110,963	40,501	1.28	1.67	2.57
19	907	100%	907	6	151	100	90,723	33,114	1.05	20%	113,404	41,392	1.31	1.71	2.63
20	927	100%	927	6	155	100	92,719	33,842	1.07	20%	115,899	42,303	1.34	1.74	2.68
21	948	100%	948	6	158	100	94,759	34,587	1.10	20%	118,449	43,234	1.37	1.78	2.74
22	968	100%	968	6	161	100	96,844	35,348	1.12	20%	121,055	44,185	1.40	1.82	2.80
23	990	100%	990	6	165	100	98,974	36,126	1.15	20%	123,718	45,157	1.43	1.86	2.86
24	1,012	100%	1,012	6	169	100	101,152	36,920	1.17	20%	126,439	46,150	1.46	1.90	2.93
25	1,034	100%	1,034	6	172	100	103,377	37,733	1.20	20%	129,221	47,166	1.50	1.94	2.99

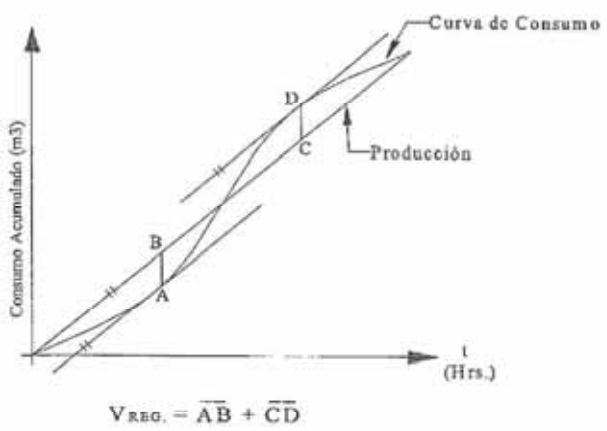
*4.2.8 C*alculo de volumen de almacenamiento

El almacenamiento del agua es muy necesario para poder disponer de el en las horas de mayor consumo, puesto que no todo el agua que se llega a captar, se consume; a veces el consumo es mayor que el caudal que se llega a captar, es decir el almacenamiento de agua nos permite compensar las variaciones horarias, asegurando la demanda en las horas punta; además que regulara la presión del agua y nos permitirá disponer de ella en casos de emergencia o cuando que suspender el servicio en casos de desperfectos en la captación o en la línea de conducción. Para el cálculo del volumen de almacenamiento, se utiliza el método gráfico o el analítico, para lo cual es indispensable contar con datos estadísticos de consumo. De no contar con estos, el R.N.C, recomienda que se adopte como capacidad de regulación el 25% del promedio anual de la demanda más volumen contra incendio de 50 m3 asignada solo para zonas urbanas.

$$\boldsymbol{V_{almacenamineto} = V_{regulacion} + V_{reserva} + V_{incendio}}$$

4.2.8.1 Volumen de regulación (Vr).

El volumen de Regulación ($V_{regulacion}$) se obtiene en forma analítica o cuando no se tiene dados de consumo horario se puede obtener como un porcentaje de la demanda máxima diaria anual. De acuerdo a la recomendación del Ministerio de salud donde el porcentaje de regulación es de 25% del volumen del consumo diario anual.



Vr = 25% volumen Qmaxd

1) Calculo para la comunidad de ccollotaro.

Vr = 0.25 x 0.838 lts/seg*86,400seg/dia*1m3/1000litros = 18.10 m3/dia

2) Calculo para la comunidad de Ccoyaraqui.

Vr = 0.25 x 0.359 lts/seg*86,400seg/dia*1m3/1000litros =7.75 m3/dia

4.2.8.2 Volumen de reserva ($V_{reserva}$)

Para casos en que se tenga que interrumpir el servicio de agua potable por desperfectos o mantenimiento en la línea de conducción se considera un volumen de reserva del 25% $V_{Almacenamiento}$

$$V_{reserva} = 0.25 V_{Almacenamiento}$$

1) Calculo para la comunidad de ccollotaro.

$$V_{reserva} = 0.25 * 18.10\ m^3/dia$$

$$V_{reserva} = 4.50\ m^3/dia$$

2) Calculo para la comunidad de Ccoyaraqui.

$$V_{reserva} = 0.25 * 7.75\ m^3/dia$$

$$V_{reserva} = 1.94\ \ m^3/dia$$

4.2.8.3 Volumen de incendio ($V_{incendio}$)

En los casos que se considera demanda contra incendio debería asignarse un volumen mínimo adicional de acuerdo al criterio del reglamento nacional de edificaciones.

- 50 m3 para áreas destinadas netamente a vivienda.

$$V_{incendio} = 50\ m3$$

4.2.8.4 Volúmenes de almacenamiento para las comunidades

$$V_{almacenamineto} = V_{regulacion} + V_{reserva} + V_{incendio}$$

$$V_{almacenamineto} = 18.10 \frac{m^3}{dia} + 4.50 \frac{m^3}{dia} + \ 50\ m^3/dia$$

$V_{almacenamineto} = 72.60 \frac{m^3}{dia}$;**Para la comunidad de Ccollotaro**

$$V_{almacenamineto} = 7.75 \frac{m^3}{dia} + 1.94 \frac{m^3}{dia} + 50.00\ m^3/dia$$

$V_{almacenamineto} = 59.69\ \frac{m^3}{dia}$; **Para la comunidad de Ccoyaraqui**

De tal Manera que la capacidad del tanque de almacenamiento será lo siguiente:

Valmac = 70.00 m^3 **(adoptado por seguridad)** para Compensar fluctuaciones de consumo durante las horas de consumo máximo en la comunidad de ccollotaro

Valmac = 60.00 m^3 **(adoptado por seguridad),** para Compensar fluctuaciones de consumo durante las horas de consumo máximo en la comunidad de Ccoyaraqui

CAPITULO V

ESTUDIOS DE SUELOS Y DISEÑO DE MEZCLA.

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION

"PROYECTO TESIS"

"AMPLICION Y MEJORAMIENTO INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA Y DESAGUE DE LAS COMUNIDADES DE COLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY, PROVINCIA DE PAUCARTAMBO, REGION CUSCO",

DISTRITO : CAICAY
PROVINCIA : PAUCARTAMBO
DEPARTAMENTO : CUSCO

JULIO – 2018

5.1 GENERALIDADES

GENERALIDADES

En todo proyecto de ingeniería sea este pequeño o de gran envergadura, relacionado con el diseño y construcción de estructuras, es necesario un adecuado y profundo estudio de suelos, para garantizar de esta manera la estabilidad y seguridad de las mismas.

El estudio de suelos nos permite reconocer y evaluar las diferentes propiedades del mismo, en el que ha de ubicarse una construcción, para reconocer el comportamiento del suelo es necesario hacer su análisis en un laboratorio de mecánica de suelos.

Los resultados de estos estudios nos permiten asegurar una adecuada capacidad admisible de carga, sin deformaciones que puedan afectar las estructuras y obras complementarias de tal manera que no se produzcan fallas y presten un servicio en óptimas condiciones.

Para dar inicio a estos trabajos se ha seguido una secuencia de acuerdo a las normas y recomendaciones sugeridas por distintos autores; primeramente, se han ubicado los lugares en donde se proyectan las diferentes estructuras, y en ellos las calicatas para la obtención de muestras; lo que nos permitirá explorar el terreno de fundación y de esta forma conocer la estratigrafía, características, propiedades y clasificación de suelos.

La capacidad de carga es un parámetro que determina la presión máxima que puede darse al suelo por unidad de longitud, sin provocar su falla.

Para la determinación de este parámetro existen diversas teóricas, siendo la teoría de Terzaghi la que cubre el caso más general con "cohesión y fricción"

5.1.1 Objetivo del Estudio

El presente Informe Técnico tiene por objeto investigar el terreno de fundación del Proyecto Tesis: **"AMPLICION Y MEJORAMIENTO INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA Y DESAGUE DE LAS COMUNIDADES DE COLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY, PROVINCIA DE PAUCARTAMBO, REGION CUSCO"**, ubicado en el Distrito de Caicay de la Provincia de Paucartambo, Departamento de Cusco; por medio de trabajos de campo a través de pozos de exploración o calicatas "A Cielo Abierto", ensayos de laboratorios a fin de obtener las principales características físicas y mecánicas del suelo, sus propiedades de resistencia y labores de gabinete en base a los datos obtenidos de los perfiles estratigráficos, capacidad portante admisible. El proceso seguido para los fines propuestos, fue el siguiente:

- Reconocimiento del terreno
- Distribución y ejecución de calicatas
- Toma de muestras inalteradas y disturbadas
- Ejecución de ensayos de laboratorio
- Evaluación de los trabajos de campo y laboratorio
- Perfil estratigráfico
- Análisis de la Capacidad Portante Admisible
- Conclusiones y recomendaciones

- INFORME DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

El presente informe del Estudio de Mecánica de Suelos se desarrolló de acuerdo a la norma E.050 – Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones.

5.2 MEMORIA DESCRIPTIVA

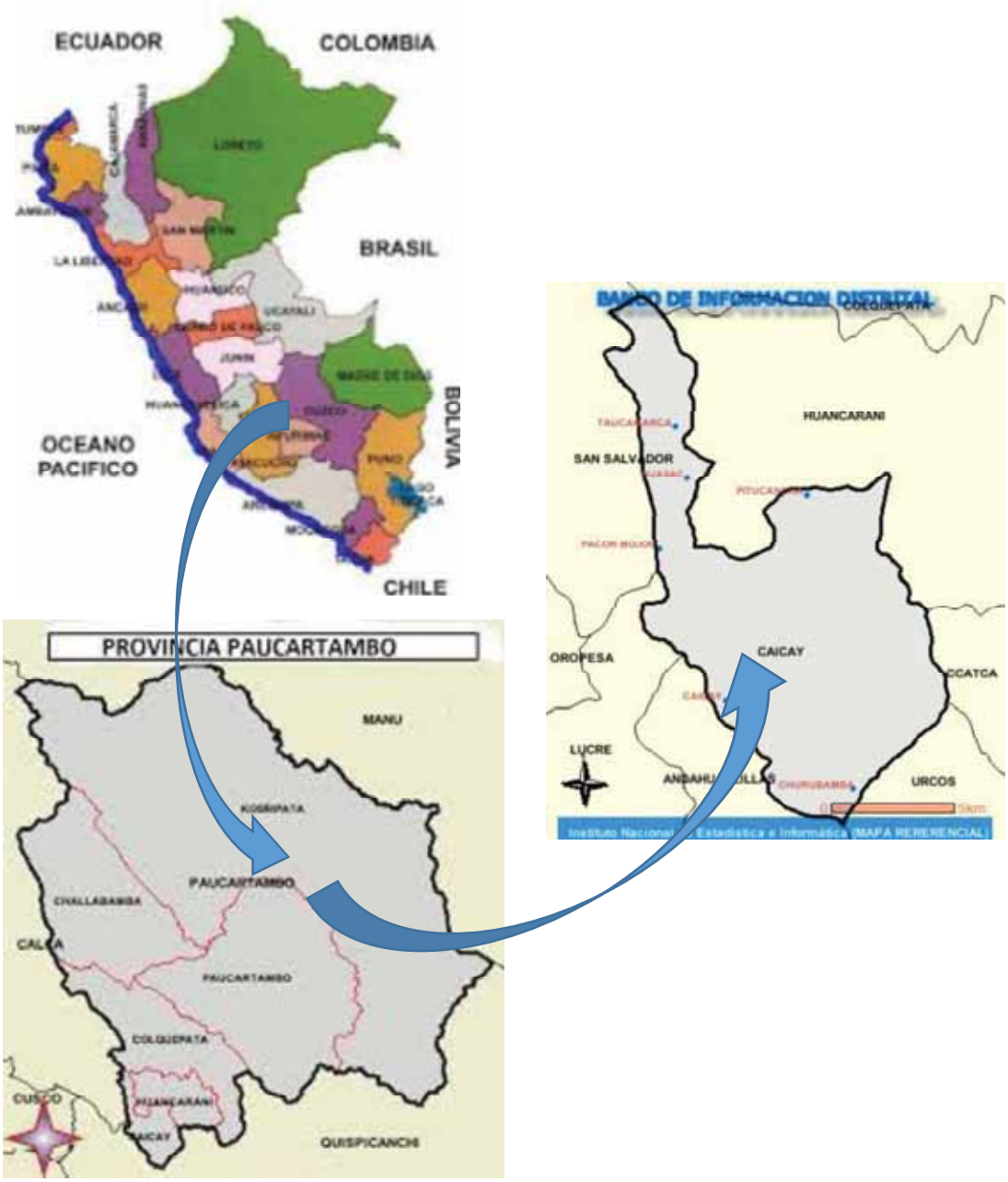
5.2.1 Proyecto

Descripción

El proyecto consiste en la Ampliación y Mejoramiento del Sistema de Agua y Desagüe en las Comunidades de Ccollotaro y Ccoyaraqui con fines de mejorar la calidad de vida de los propietarios.

Ubicación.

El terreno donde se desarrolla el presente Estudio de Mecánica de Suelos está ubicado exactamente en las Comunidades de Ccollotaro y Ccoyaraqui.



Mapa de Ubicación del Distrito de Caicay

5.2.2 Del terreno a investigar.

5.2.2.1 Datos Generales de la Zona

- **Ubicación y accesos.**

El terreno donde se desarrolla el presente estudio de Mecánica de Suelos, está ubicado en las Comunidades de Collotaro y Ccoyaraqui del Distrito de Caicay y Departamento del Cusco.

- **Topografía del Terreno.**

El sector de ubicación de las estructuras proyectadas se encuentra en una zona de topografía llana a moderada.

- **Usos Anteriores.**

El terreno donde se proyecta realizar la construcción Actualmente lo utilizaban como área libre y Construcciones de reservorio de bajo volumen de almacenamiento.

En la fotografía se aprecia el área libre sin Construcción

Fuente: propio

Restos anteriores.

En el pozo de investigación NO se han hallado restos arqueológicos u obras semejantes que puedan afectar al EMS.

Fuente: Propio

Inexistencia de Restos Arqueológicos

Exploración de Campo.

- Se realizó 03 calicata a cielo abierto
- Se realizó un ensayo de densidad natural en la zona de estudio.

5.2.2.2 Programa de Investigación Mínimo – PIM

El programa de investigación aquí detallado constituye el programa mínimo requerido por un Estudio de Mecánica de Suelos, siempre y cuando se cumplan las condiciones dadas en el Artículo 11 (11.2a).

a) Condiciones de frontera

Tiene como objetivo la comprobación de las características del suelo, supuestamente iguales en el lugar a construir y serán de aplicación cuando se cumplan simultáneamente las siguientes condiciones.

- Existen en los terrenos colindantes grandes irregularidades como afloramientos rocosos, fallas, ruinas arqueológicas, estratos erráticos, cavidades. NO
- Existen edificaciones situadas a menos de 100 metros del terreno a edificar que presentan anomalías como grietas o desplomes originados por el terreno de cimentación. NO
- El tipo de edificación (Tabla 1) a cimentar es de la misma o de menor exigencia que las edificaciones situadas a menos de 100 metros. SI

- El número de plantas del edificio a cimentar (incluidos los sótanos), la modulación media entre apoyos y las cargas en estos son iguales o inferiores que las correspondientes a las edificaciones situadas a menos de 100 metros. SI
- Las cimentaciones de los edificios situados a menos de 100 metros y la prevista para la construcción a cimentar son de tipo superficial. SI
- La cimentación prevista para la construcción en estudio no profundiza respecto de las contiguas más de 1,5 metros. SI

b) Número (n) de puntos de investigación.

El número de puntos de investigación se determina en la tabla Nº 11 en función del tipo de edificación y del área de la superficie a ocupar por este.

Para los fines de la determinación del programa de investigación mínimo **(PIM)*** del **EMS** (artículo **11 (11.2a**), las edificaciones serán calificadas serán calificadas, según la tabla n°1, donde **A, B, C** designan la importancia relativa de la estructura desde el punto de vista de la investigación de suelos necesaria para cada tipo de edificación, siendo el **A** más exigente que el **B** y este que el **C**.

Tabla 14: Tipo de edificación.

TIPO DE EDIFICACION PARA DETERMINAR EL NUMERO DE PUNTOS DE INVESTIGACION (Tabla 14)

CLASE DE ESTRUCTURA	DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS (m)	NUMERO DE PISOS (incluido los sótanos)			
		<3	4 a 8	9 a 12	>12
PORTICADA DE ACERO	<12	C	C	C	B
PÓRTICOS Y/O MUROIS DE CONCRETO	<10	C	C	B	A
MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERIA	<12	B	A	---	---
BASES DE MAQUINAS Y SIMILARES	Cualquiera	A	---	---	---
ESTRUCTURAS ESPECIALES	Cualquiera	A	A	A	A
OTRAS ESTRUCTURAS	Cualquiera	B	A	A	A

- Cuando la distancia sobrepasa la indicada, se clasificará en el tipo de edificación inmediato superior

	< 9m de altura	>9m de altura
TANQUES ELEVADOS Y SIMILARES	B	A

Tabla 15: número de puntos de investigación.

NUMERO DE PUNTOS DE INVESTIGACION

Tipo de Edificación	Número de Puntos de Investigación
A	1 cada 225m2
B	1 cada 450m2
C	1 cada 800m2
Urbanizaciones para viviendas unifamiliares de hasta 3 pisos	3 por cada Ha. De terreno habilitado

El número de puntos de investigación determinado es de 01 calicata en la zona donde se realizará la construcción.

5.3 TRABAJOS REALIZADOS "IN SITU"

Para efectos de análisis de Estudio de Mecánica de Suelos, se ha realizado (02) punto de exploración. El punto de prospección se ubica cubriendo el área de emplazamiento de la futura construcción.

a) Descripción e identificación de suelos (Procedimiento visual - manual).

De acuerdo a la norma NTP 339.150 (ASTM D 2488)

En los puntos de exploración se realizó un perfilaje minucioso, el cual incluyo el registro cuidadoso de las características de los suelos que conforman en cada calicata realizada, la clasificación visual de los materiales encontrados de acuerdo con los procedimientos del sistema unificado de clasificación de suelos.

a) Ensayo de densidad natural.

De acuerdo a la norma MTC E117 - AASHTO T 191-93 - ASTM D1556

Se realiza con la finalidad de saber la compactación natural del terreno.

b) Extracción de muestras representativas.

De acuerdo a la norma NTP 339.159 (DIN 4094)

Se han realizado la extracción de las muestras de suelos de acuerdo a lo establecido en la tabla Nº 04 realizándose las siguientes codificaciones:

TABLA Nº 4
EXTRACCION Y TRANSPORTE DE MUESTRAS

TIPO DE MUESTRA	NORMA APLICABLE	FORMAS DE OBTENER Y TRANSPORTAR	CARACTERISTICAS
Muestra alterada	NTP 339.151 (ASTM D4220) Practicas normalizadas para la prevención y transporte de muestras de suelo	Con bolsas de plástico y bolsas de polietileno	Debe mantener inalterada la granulometría del suelo en su estado natural al momento del muestreo

c) Nivel de Napa Freático.

En las calicatas realizadas C – 01, C – 02 y C - 03, **NO SE DETECTÓ NIVEL DE NAPA FREÁTICA** a la profundidad de exploración de 2.00mts. encontrándose rocas compactas en área de calicatas reservorio.

A continuación, le mostramos los resultados de los ensayos realizados In Situ:

Cuadro de resultados n° 5.3.2 resultados en in Situ. De color y nomenclatura según la clasificación de SUCS. (GC, GL)

CALICATA	PROF.	ESTRATO	H.N.%	Densidad Natural %	Descripción	Color
C-01	1.40 – 2.00m	2.00 A mas	6.70	1.917	Gravas Arcillosas Limosas	Negro
C-02	1.30 – 1.50m	1.50 A mas	4.28	1.872	Gravas Arcillosas	Marrón
C-03	0.40 – 2.50m	1.50 A mas	2.50	1.914	Gravas Arcillosas	Marrón

Los resultados de los ensayos en campo se muestran en el anexo.

5.3.1 Ensayos de laboratorio

Descripción de los ensayos efectuados, con referencia a las normas empleadas.

- **Ensayo de contenido de humedad.**

De acuerdo a la norma NTP 339.127 (ASTM D- 2216), En Mecánica de Suelos se conoce como contenido de agua o humedad del suelo a la relación entre el peso del agua contenida en el mismo y el peso de la fase solida expresado en %. Se realiza el ensayo con fines de determinar la variación de la humedad en el terreno de fundación y también para ver si existe napa freática.

- **Ensayo de Análisis Granulométrico.**

De acuerdo a la norma NTP 339.128 (ASTM D–422-63), Su finalidad es obtener la distribución por tamaño de las partículas presentes en una muestra de suelo. Así es posible también su clasificación mediante sistemas como AASHTO o SUCS. El ensayo es importante, ya que la gran parte de los criterios de aceptación de suelos para ser utilizados en base o sub bases de carreteras, presas de tierra o diques, drenajes, etc. Dependen de este análisis.

Para obtener la distribución de tamaños se emplean tamices normalizados y numerados, dispuestos en orden decreciente.

- **Ensayos de Limite Líquido.**

De acuerdo a la norma NTP 339.129 (ASTM D-4318), a los suelos de grano fino se les puede dar consistencias semilíquidas mezclándolas con agua. Cuando este contenido de humedad se reduce por evaporación y volvemos a mezclar la muestra, obtenemos un material plástico, el material se hace sólido y se rompe o se desmigaja cuando se deforma. Se realizan los ensayos con fines de clasificación de suelos.

- **Ensayo de Limite Plástico.**

De acuerdo a la norma NTP 339.129 (ASTM D 4318), con fines de medición de la plasticidad se toma el criterio desarrollado por Atterberg, quien señala en primer lugar que la plasticidad no es una propiedad permanente, sino circunstancial y depende de su contenido de humedad.

- Ensayo de Corte Directo.

De acuerdo a la norma NTP 339.171 (ASTM D - 3080), con fines de medición de los parámetros de resistencia mecánica, Angulo de Fricción (Φ) y Cohesión (C), en muestra de suelo inalterada (MIB), obtenida In Situ del lugar de emplazamiento de la estructura proyectada.

Resultados Obtenidos.

Ensayos de Caracterización.

Se presenta en los cuadros resumen, los resultados obtenidos a partir de los ensayos realizados en laboratorio.

Cuadro 32: ***RESULTADOS OBTENIDOS DE ENSAYO DE LABORATORIO***

CALIC.	EST.	PROF.	H.N%	L.L.%	I.P.	Φ	c	γ	cada Kg/Cm2	F.S.	sucs	AASTHO
C-01	1.40 – 2.00m	2.00 A mas	6.70	25.55	6.82	314	0.061	1.917	2.33	3.5	GC - GM	A-2-4(0)
C-02	1.30 – 1.50m	1.50 A mas	4.28	28.51	9.30	30.92	0.069	1.872	2.08	3.5	GC	A-4(1)
C-03	0.40 – 2.50m	1.50 A mas	2.50	31.51	11.28	30.4	0.078	1.914	1.92	3.5	GC	A-6(2)

Fuente: Propio

Nota: Los resultados de los trabajos realizados en gabinete se muestran en el anexo. H.N = Humedad Natural, LL = Limite Liquido, IP = Índice de Plasticidad, Φ = Angulo de Fricción, c = Cohesión, γ = Densidad Natural

5.4 ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

- **Tipo de Cimentación**

De acuerdo a la naturaleza del suelo de cimentación y al tipo de estructura a construir, se recomienda una cimentación del tipo superficial.

- **Profundidad de la Cimentación**

En base a las características del perfil geotécnico, a la capacidad de carga admisible la topografía del terreno y la ubicación de las estructuras, El ingeniero estructural deberá tener en cuenta los valores dados para el diseño de cimentación.

- Calculo de la Capacidad de Carga Admisible

Para la evaluación de la capacidad de carga en suelo, Terzaghi (1943) propuso la siguiente relación para evaluar la capacidad última en una cimentación corrida:

$$q_u = cN_c + \gamma_1 D_f N_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_\gamma$$

Donde:

c : Cohesión del suelo de fundación
Df : Profundidad de desplante de la cimentación.
γ1 : Peso específico del suelo encima del nivel de cimentación.
γ2 : Peso específico del suelo debajo del nivel de cimentación.
B : Ancho de la cimentación.
N c, N q, N γ: Factores de capacidad de carga
Para estimar la capacidad de carga última de cimentaciones cuadradas, la ecuación anterior puede modificarse a:

$$q_u = 1.3cN_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.4\gamma_2 B N_\gamma$$

Los factores de capacidad de carga para la ecuación de Terzaghi tienen sus propias ecuaciones. Esta metodología fue revisada por Meyerhof (1963) quien propuso su propia ecuación de capacidad de capacidad última. Sin embargo, la ecuación de Terzaghi aún es muy popular y usada en la evaluación de la capacidad última de cimentaciones superficiales. En este estudio se prefiere usar la expresión de Meyerhof porque su expresión evalúa la influencia de la inclinación de la carga que, en el caso de un estribo, juega un factor importante.

La capacidad de carga última en suelos será determinada en base a la ecuación general de capacidad de carga propuesto por Meyerhof (1963). La simbología de la siguiente ecuación se presenta en la Figura a.

$$q_{ult} = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + D_f \gamma_1 N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde:

c : Cohesión del suelo de fundación

Df : Profundidad de desplante de la cimentación.

γ1 : Peso específico del suelo encima del nivel de cimentación.

γ2 : Peso específico del suelo debajo del nivel de cimentación.

B : Ancho de la cimentación.

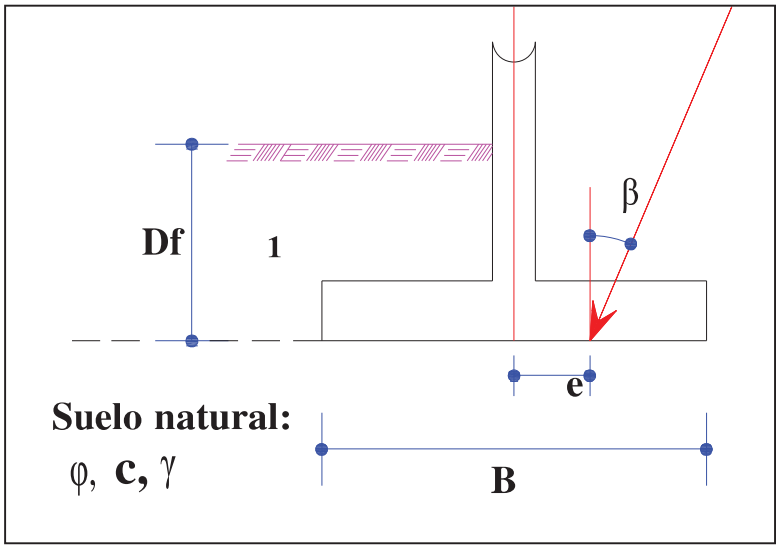
Fcs, Fqs, Fγs : Factores de forma

Fcd, Fqd, Fγd : Factores de profundidad

Fci, Fqi, Fγi : Factores por inclinación de la carga

Nc, Nq, Nγ : Factores de capacidad de carga.

Figura a: Simbología usada para el cálculo de la capacidad admisible.



Factores de Capacidad de Carga

$N_q = \tan^2\left[45 + \frac{\emptyset}{2}\right] e^{\pi tan\emptyset}$ Reissner (1924)

$N_c = (N_q - 1)cot\emptyset$ Prandtl (1921)

$N_\gamma = 2(N_q + 1)tan\emptyset$ Caquot y Kerisel (1953) y Vesic (1973)

Factores de forma, *[De Beer (1970), Hansen (1970)]*

$F_{CS} = 1 + \frac{B}{L}\frac{N_q}{N_c}$ $F_{qs} = 1 + \frac{B}{L}tan\emptyset$ $F_{\gamma s} = 1 - 0.4\frac{B}{L}$

Donde L = longitud de la cimentación (L>B)

Factores de Profundidad,

Condición (a): *Df/B ≤ 1* *[Hansen (1970)]*

$F_{cd} = 1 - 0.4\frac{D_f}{B}$ $\qquad$ $F_{qd} = 1 + 2tan\emptyset(1 - sen\emptyset)^2\frac{D_f}{B}$

$$F_{\gamma d} = 1.0$$

Condición (b): *Df/B > 1*

$F_{cd} = 1 + 0.4tan^{-1}\left[\frac{D_f}{B}\right]$ $\qquad$ $F_{qd} = 1 + 2tan\emptyset(1 - sen\emptyset)^2 tan^{-1}\left[\frac{D_f}{B}\right]$

$$F_{\gamma d} = 1.0$$

Factores de forma, *[De Beer (1970), Hansen (1970)]*

$$F_{ci} = F_{qi} = \left[1 - \frac{\beta º}{90º}\right]^2$$

$$F_{\gamma i} = \left[1 - \frac{\beta}{\emptyset}\right]^2$$

Donde β = inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical.

Para cimentaciones rectangulares con relaciones L/B distintos se pueden determinar factores de corrección por interpolación lineal.

Bajo la condición de cargas excéntricas se emplearán dimensiones reducidas de la cimentación. El ancho efectivo de la cimentación está definido como:

$$B' = B - 2e$$

B' : Ancho efectivo

B : Ancho de la cimentación

e : Excentricidad paralelo al ancho B

B es reemplazado por B' en la ecuación general de la capacidad última de carga.

La capacidad admisible de carga de la masa rocosa será determinada según:

$qadm = \frac{qult}{fs}$.

Dónde: F.S.: Factor de seguridad de carga.

- **CANTERA DE DISEÑO**

DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO

F´c= 210 Kg/cm² y 175 Kg/cm²

OBRA - PROYECTO : "AMPLIACION Y MEJORAMIENTO INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY, PROVINCIA DE PAUCARTAMBO, REGION CUSCO"

UBICACIÓN :

DEPARTAMENTO : **CUSCO**

PROVINCIA : **PAUCARTAMBO**

DISTRITO : **CAICAY**

BACHILLERES : **JUAN VARGAS CCAHUANA Y HERIXS HUYHUA MONTES**

FECHA : **JULIO DEL 2019.**

5.6. DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO (HORMIGON).

OBJETIVOS Y FINES

Los objetivos y fines del presente informe corresponden a determinar los parámetros de diseño de los Agregados y la dosificación para la mezcla del Concreto**,** para tal fin se realizarán pruebas de laboratorio tales como: Contenido de humedad natural, Cantidad de material fino que pasa el tamiz N° 200, Análisis Granulométrico por Tamizado, Peso Específico, Capacidad de Absorción, Peso Unitario Varillado, Peso Unitario Suelto.

CARACTERISTICAS DEL PROYECTO Y MATERIALES

El Proyecto está conformado por diferentes componentes estructurales, entre los cuales se aprecia la existencia de obras de Concreto Hidráulico, para el cual se requieren los diseños de mezcla según las siguientes características:

RESISTENCIA DE DISEÑO (F´c)	SLUMP (PULG)	TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL	TIPO DE CEMENTO
210 kg/cm²	3"	1/2"	Portland Tipo I
175 kg/cm²	3"	1/2"	Portland Tipo I

CONSIDERACIONES DEL ESTUDIO

El método de diseño usado realizado por el ACI "American Concrete Institute",

empleando el método de Peso unitario Varillado del agregado grueso.

5.6.1.- METODO DEL ACI (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE).

Basada en la norma: "Recommended Practice for Selecting Proportions for Normal and Heavy-Weight Concrete," ACI 211.1-91. El diseño consiste en la consideración del agregado no triturado (arena de río) en la estimación de la cantidad de agua

Correspondiente de acuerdo a la siguiente tabla (T-1) considerada en el método británico, en reemplazo de la tabla (T-2) que no considera el tipo de agregado:

REVENIMIENTOS RECOMENDABLES SEGÚN TIPOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Tipos de construcción	Revenimiento, cm.	
	Máximo*	Mínimo
Muros de cimentación y zapatas, cajones de cimentación y muros de sub-estructura sencillos	7.5	2.5
Vigas y muros reforzados	10	2.5
Columnas para edificios	10	2.5
Pavimentos y losas	7.5	2.5
Concreto masivo	7.5	2.5

AGUA DE MEZCLA Y CONTENIDO DE AIRE SEGÚN SLUMP Y TAMAÑO MAX. AGREGADO

	Agua, kg/m³ concreto para TMG, mm							
Revenimiento, cm	9.5	12.5	19	25	38	50	75	150
	Concreto sin aire incluido							
De 2.5 a 5.0	207	199	190	179	166	154	130	113
De 7.5 a 10	228	216	205	193	181	169	145	124
De 15 a 17.5	243	228	216	202	190	178	160	---
Cantidad aprox. aire atrapado	3	2.5	2	1.5	1	0.5	0.3	0.2
	Concreto con aire incluido							
De 2.5 a 5.0	181	175	168	160	150	142	122	107
De 7.5 a 10	202	193	184	175	165	157	133	119
De 15 a 17.5	216	205	197	174	174	166	154	---
Promedio recomendado de aire por incluir por exposición								
Exposición ligera	4.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.0	1.5	1.0
Exposición moderada	6.0	5.5	5.0	4.5	4.5	4.0	3.5	3.0
Exposición severa	7.5	7.0	6.0	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0

TAMAÑO MAX. AGREGADO	TIPO AGREGADO	SLUMP (mm.)			
(mm.)		0-10	10-30	30-60	60-180
10	No triturado	135	160	185	200
	Triturado	160	185	210	225
20	No triturado	120	140	160	175
	Triturado	150	170	190	200
40	No triturado	100	125	145	160
	Triturado	140	155	170	185

T-1. Requerimiento de agua de mezclado. British Department Of the Environment (DOE Method)

factores K de incremento f'cr = K x f'c.

CONDICIONES	K
Materiales de Calidad muy controlada, dosificación por pesado, supervisión especializada constante	1.20
Materiales de calidad controlada, dosificación por volumen, supervisión controlada esporádica	1.30
Materiales de calidad controlada, dosificación por volumen, sin supervisión especializada	1.40
Materiales variables, dosificación por volumen, sin supervisión especializada	1.50

DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA. Las canteras de agregados proporcionados para los diseños, provienen del sector de Huambutio (agregado grueso - material chancado) y del sector del Río Pisac (agregado fino); ambos agregados, previamente a su utilización son seleccionadas mediante el zarandeo para poder cumplir con las especificaciones granulométricas. Los componentes de la fracción gruesa presentan clastos de perfiles aristados; en cuanto a su textura y geometría podemos mencionar:

- Textura : Granular a Fanerítica.
- Gradación : Heterométrica.
- Forma : (I-II) según Wadell.
- Forma de Granos : Anguloso.
- Alteración : Desgaste.
- Dureza : D- 5 (ISRM) Resistente
- Meteorización : M-2 (ISRM)
- Degradación Física : 15,82% (Prueba de Los Angeles)

ARENA GRUESA: HORMIGON DE RIO.

MATERIAL CHANCADO: GRAVA ½"

1.	Peso específico del cemento	3.15
2.	Módulo de finura de la arena	2.70
3.	Peso especifico de la arena	2.36
4.	Absorción de la arena	5.28 %
5.	Humedad de la arena	8.00 %
6.	Peso especifico de la grava	2.33
7.	Tamaño máximo de la grava	19 mm. (3/4")
8.	Peso volumétrico de la grava	1450 kg./m^3
9.	Absorción de la grava	4.50 %
10.	Humedad de la grava	2.70 %

Ensayo: GRAVEDAD ESPECIFICA - ABSORCION - PESO UNITARIO

Objeto: Determinar la gravedad especifica (bulk) y la gravedad especifica aparente,el procentaje de absorción del agregado así como el Peso Unitario Varillado

PROYECTO: AMPLIACION Y MEJORAMIENTO INTEGRAL DE LOS SISTEMAS AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY, PROVINCIA DE PAUCARTAMBO, REGION CUSCO"

CANTERAS

UBICACION: CAICAY- PAUCARTAMBO - CUSCO
SOLICITA: EQUIPO DE TESISTAS
FECHA: CUSCO,JULIO DEL 2019

Agregado Fino : HUAMBUTIO
Agregado Grueso: HUAMBUTIO
LABORATORISTA: INGEOLAB

DATOS:	AGREGADO FINO HUAMBUTIO		
Peso del material seco al horno a 105 °C		A	483.89
Peso Probeta + Agua		B	1,245.50
Peso Material Saturado Superficialmente Seco (SSS)		C	500.00
Peso de material SSS (sumergido en agua)		D	1,543.40
PROCESO			
Peso de material SSS + Probeta + Agua	B+C =	E	1,745.50
Volumen del material	E-D=	F	202.10
Volumen de la masa	F-(C-A)	G	185.99
P.E. Bulk (base seca)	A/F		2.39
P.E. Bulk (base saturada)	C/F		2.47
P.E. Aparente (base seca)	A/G		2.60
(%) de Absorción	(C-A) 100/A		5.3%

RESULTADOS	AGREGADO FINO
Gravedad especifica Bulk (base seca) Gs=	2.394
Gravedad especifica Bulk (base saturada) Gs=	2.474
Gravedad especifica aparente Gs=	2.602
Porcentaje de Absorción %Abs =	5.28%

OBSERVACIONES
MUESTRAS PORPORCIONADAS POR EL INTERESADO

DATOS:	AGREGADO GRUESO HUAMBUTIO		
Peso del material seco al horno a 105 °C		A	784.42
Peso de material SSS (sumergido en agua)		B	457.60
Peso Material Saturado Superficialmente Seco (SSS)		C	800.00
PROCESO			
P.E. de masa seca (Bulk Specific Gravity)	A/(C-B)		2.29
P.E. SSS (SSS Specific Gravity)	C/(C-B)		2.34
P.E. aparente (Apparent Specific Gravity)	A/(A-B)		2.40
(%) de Absorción	(C-A)/A		4.5%

RESULTADOS	AGREGADO GRUESO
Gravedad especifica Bulk (base seca) Gs=	2.291
Gravedad especifica Bulk (base saturada) Gs=	2.336
Gravedad especifica aparente Gs=	2.400
Porcentaje de Absorción %Abs =	4.50%

CANTERA FALCOR

OBSERVACIONES
MUESTRAS PORPORCIONADAS POR EL INTERESADO

DATOS: ENSAYO DE PESO UNITARIO VARILLADO		AGREG. FINO	AGREG.GRUESO
Peso del Material Seco al horno mas molde (gr)	A	7,507.5	7,150.0
Peso del Molde (gr)	B	2,554.2	2,554.2
Peso del Material Seco al horno (gr)	A-B = C	4,953.3	4,595.8
Volumen del molde	D	2,801.35	2,801.35
Peso Unitario (Kg/m3)	C / D	**1,768**	**1,641**

Verificación medidas MOLDE		
medidas	FINO	GRUESO
Altura: cm	16.71	16.71
Diámetro:	14.61	14.61

DATOS: ENSAYO DE PESO UNITARIO SIN VARILLADO		AGREG. FINO	AGREG.GRUESO
Peso del Material Seco al horno mas molde (gr)	A	7,485.0	7,137.0
Peso del Molde (gr)	B	2,557.0	2,554.2
Peso del Material Seco al horno (gr)	A-B = C	4,928.0	4,582.8
Volumen del molde	D	2,801.35	2,801.35
Peso Unitario (Kg/m3)	C / D	**1,759**	**1,636**

Verificación medidas MOLDE		
medidas	FINO	FINO
Altura: cm	16.71	16.71
Diámetro:	14.61	14.61

RESUMEN DE PROPIEDADES DE LA GRAVA

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES

CARACTERISTICAS FISICAS Y GRANULOMETRICAS
DE AGREGADO GRUESO-PIEDRA CHANCADA DE 1/2" PARA CONCRETO

SOLICITA : BACHILLERES: JUAN VARGAS CCAHUANA; HERIXS HUYHUA MONTES

CANTERA: CANTERA HUAMBUTIO

PROYECTO : "AMPLIACION Y MEJORAMIENTO INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY, PROVINCIA DE PAUCARTAMBO, REGION CUSCO"

FECHA: CUSCO, JULIO DEL 2019

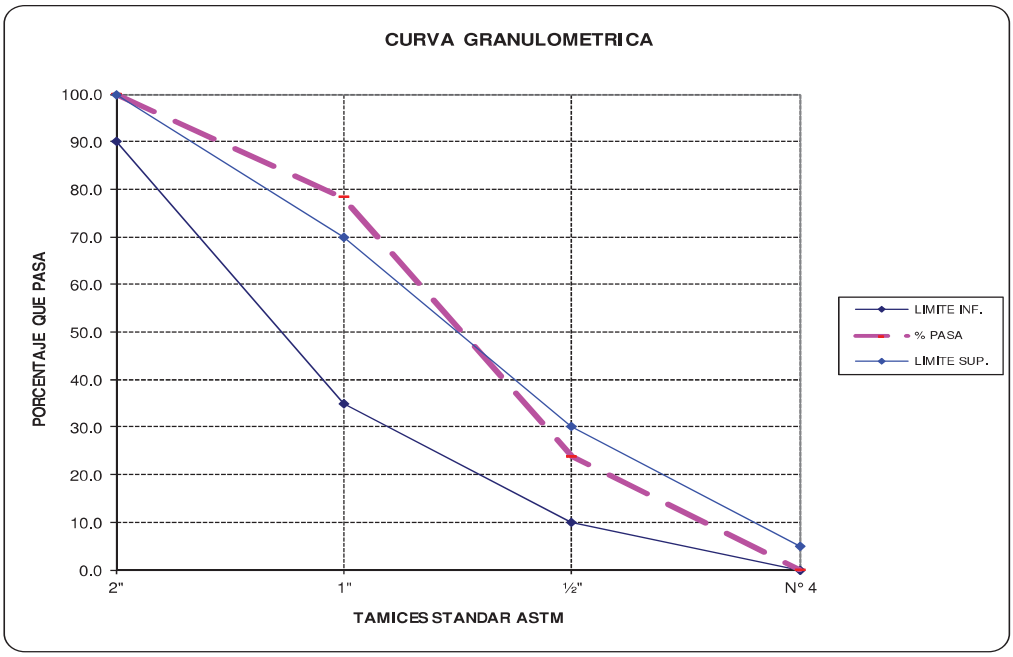
UBICACIÓN : COMUNIDADES DE CCOLLOTARO;CCOYARAQUI- CAICAY- PAUCART.

LABORATORISTA: INGEOLAB

GRANULOMETRIA
Tamaño Máximo 2"

MALLA	PESO RETENIDO (gr)	(%) RETENIDO	(%) RETENIDO ACUMUL.	(%) PASA ACUMUL.
2"	0.00	0.00	0.00	100.00
1 ½"	12.00	1.94	1.94	98.06
1"	123.00	19.90	21.84	78.16
¾"	213.00	34.47	56.31	43.69
½"	123.00	19.90	76.21	23.79
3/8"	95.00	15.37	91.59	8.41
N° 4	52.00	8.41	100.00	0.00
N° 8	0.00	0.00	100.00	0.00
N° 16		0.00	100.00	0.00
TOTAL	618.00	100.00		

	CARACTERISTICAS FISICAS	V. Usuales	Calculado
1)	Modulo de Fineza	(5,5 -8,5)	7.50
2)	Peso Especifico (gr / cm3)	(2,4-2,8)	2.61
3)	Peso Unitario Suelto (Kg / m3)	(1300-1800)	
4)	Peso Unitario Compactado (Kg / m3)	(1400-1900)	1,651
5)	(%) de Humedad	(0,0-2,0)	2.31
6)	(%) de Absorsión	(0,2-4,0)	1.99
			Calculado
	DESGASTE	Máximo	(%)
1)	Abrasión - Maquina de los Angeles	35%	**15.8**
	OBSERVACIONES		
0			



V°B° LABORATORISTA:

RESUMEN DE PROPIEDADES DE LA ARENA GRUESA

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM C-136
ARENA GRUESA PARA CONCRETO

SOLICITA: BACHILLERES; JUAN VARGAS CCAHUANA, HERIXS HYHUA MONTES

CANTERA : CANTERA HUAMBUTIO

PROYECTO : AMPLIACION Y MEJORAMIENTO INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY, PROVINCIA DE PAUCARTAMBO, REGION CUSCO"

FECHA : CUSCO JULIO DEL 2019

UBICACIÓN: CAICAY- PAUCARTAMBO - CUSCO

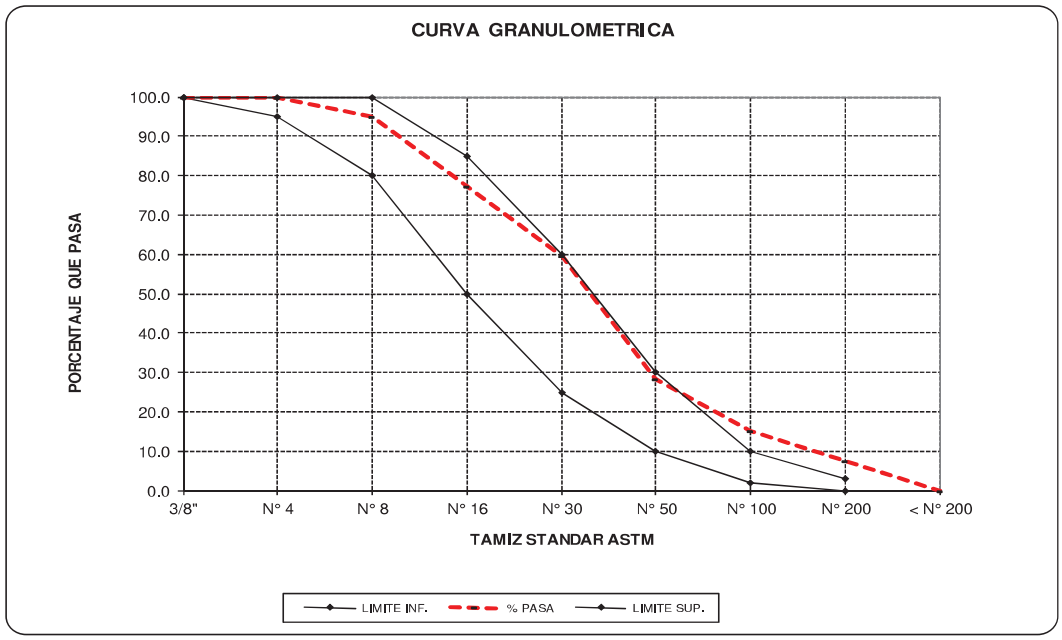
LABORATORISTA: INGEOLAB

GRANULOMETRIA				
MALLA	PESO RETENIDO (gr)	(%) RETENIDO	(%) RETENIDO ACUMUL.	(%) PASA ACUMUL.
3/8"	0.00	0.00	0.00	100.00
N° 4	0.00	0.00	0.00	100.00
N° 8	29.21	4.99	4.99	95.01
N° 16	104.87	17.91	22.89	77.11
N° 30	102.09	17.43	40.32	59.68
N° 50	184.76	31.55	71.87	28.13
N° 100	76.23	13.02	84.89	15.11
N° 200	44.76	7.64	92.53	7.47
< N° 200	43.76	7.47	100.00	0.00
TOTAL	585.68	100.00		

CARACTERISTICAS FISICAS	V. Usuales	Calculado
1) Modulo de Fineza	(2,3 -3,1)	2.64
2) Peso Especifico (gr / cm3)	(2,4-2,8)	2.63
3) Peso Unitario Suelto (kg / m3)	(1400 -1800)	
4) Peso Unitario Compactado (kg / m3)	(1500-1900)	1768
5) (%) de Humedad	(0,0-10)	3.87
6) (%) de Absorsión	(0,2-2,0)	3.33
LIMITES PARA SUSTANCIAS	ASTM-C33	
PERJUDICIALES EN AGREG. FINO	Máximo	Calculado
1) Lentes de arcilla y partículas desmenuz.	3%	0.30
2) Material menor a la malla N°200 (a)	3% a 5%	7.47%

ORSERVACIONES:
MUESTRAS PROPORCIONADAS POR EL INTERESADO

(a) 3% para Concreto sujeto a abrasión y 5% para los demas



V°B° **LABORATORISTA:**

RESUMEN DE PROPIEDADES DE LA ARENA GRUESA

OBSERVACIONES:

La fracción fina del material debe ser obtenida por zarandeo en malla 3/16"

Ensayo: Resistencia al Desgaste del Agregado Gueso por Abrasion empleando la Máquina de los Angeles

Objeto: Determinar el porcentaje de desgaste de los agregados de tamaños menores a 1 1/2" (38mm) por medio de la máquina de los Angeles

CANTERA HUAMBUTIO

PROYECTO:	AMPLIACION Y MEJORAMIENTO INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY, PROVINCIA DE PAUCARTAMBO.	**UBICACIÓN:**	CAICAY-PAUCARTAMBO - CUSCO
SOLICITA :	BACHILLERES: JUAN VARGAS CCAHUANA; HERIXS HUYHUA MONTES	**PROVEEDOR:**	MUESTREADO EN CANTERA
FECHA:	CUSCO,JULIO DEL 2019	**LABORATORISTA:**	INGEOLAB

PIEDRA CHANCADA		
DATOS		
Pi = Peso inicial de la muestra	5000.0	gr
Pf= Peso final-muestra despues de pasada en malla N°12	4211.6	gr
Graduacion	A	
Cálculo : % de Abrasión		
% Abrasión = (Pi-Pf)/Pi*100		
Porcentaje de Abrasión =	**15.8%**	

ESPECIFICACIONES:		**TAMAÑO MAXIMO**	
Graduacion	**N°esf.**	**PASA**	**RETENIDO**
A	12	1 1/2"	1"
B	11	3/4"	1/2"
C	8	3/8"	1/4"
D	6	N° 4	N° 8
		500 rev.	
Velocidad:		30rev / min	

Oservaciones:

V°B° | **LABORATORISTA:**

ENSAYO DE HUMEDAD NATURAL

PROYECTO:	"AMPLIACION Y MEJORAMIENTO INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY, PROVINCIA DE PAUCARTAMBO. REGION CUSCO"	**CANTERA**	RIO VILCANOTA- HUAMBUTIO
		A. FINO	
UBICACIÓN	DIST. CAICAY - PROV.PAUCARTAMBO		
	REEGION CUSCO		
SOLICITA:	BACHILLERES: JUAN VARGAS CCAHUANA; HERIXS HUYHUA MONTES	**A.GRUESO**	CANTERA HUAMBUTIO
FECHA:	CUSCO, JULIO DEL 2019		

	PORCENTAJE DE HUMEDAD			
	Muestra:	RIO VILCANOTA- HUAMBUTIO		
	A. FINO	Capsula Nº	1	7
1	Peso del tarro:		50.82	45.5
2	Peso del T + Suelo humedo:		135.23	138.25
3	Peso del T + Suelo Seco::		131.95	134.95
4	Peso del Agua:		3.28	3.3
5	Peso del suelo seco:		81.13	89.45
6	contenido de Humedad:		4.04%	3.69%
7	% W PROMEDIO		3.87%	

	PORCENTAJE DE HUMEDAD			
	Muestra:	CANTERA HUAMBUTIO		
	A GRUESO	Capsula Nº	5	8
1	Peso del tarro:		49.72	47.53
2	Peso del T + Suelo humedo:		148.05	121.06
3	Peso del T + Suelo Seco::		145.65	119.54
4	Peso del Agua:		2.4	1.52
5	Peso del suelo seco:		95.93	72.01
6	contenido de Humedad:		2.50%	2.11%
7	% W PROMEDIO		2.31%	

	CANTERA	**CONTENIDO DE HUMEDAD**
	A. FINO	3.87%
	A GRUESO	2.31%

DISEÑO DE MEZCLA DE CONCRETO f´c =175 Kg/cm²

COMPONENTES:

CEMENTO : Pórtland Tipo I

AGREGADO FINO : Rio Vilcanota- Huambutio

AGREGADO GRUESO : Cantera Huambutio.

ASENTAMIENTOS RECOMENDADOS PARA VARIOS TIPOS DE		
Tipo de Construcción	**SLUMP**	
	Máx.(pulg)	Mín.(pulg)
Zapatas y muros de ciment.reforzados	3	1
Cimentac.simples,muros de subestructura	3	1
Vigas y muros reforzados	4	1
Columnas de edificios	4	2
Pavimentos y losas	3	1
Concreto ciclópeo.	2	1
SLUMP	3	
RESISTENCIA DEL CONCRETO	**175**	
Factor de incremento (K)	1.25	
Pe (del cemento)	3.15	
f´cr=	218.75	
2.- SELECCIÓN DEL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO		
TAMAÑO MAXIMO =	1	

DESCRIPCION	A. FINO	A. GRUESO
Peso Especifico del Agregado.	2.31	2.39
P.U. Compactado y Seco (Kg/m3)	1768	1641
Contenido de Humedad (%)	3.87	2.31
Porcentaje de Absorcion (%)	4.36	4.50
Modulo de Fineza	3.48	7.00

3.- ESTIMACION DEL AGUA DE MEZCLA			
Concreto sin aire incorporado			
Requerimiento de agua=	188.526648		
4.- SELECCIÓN DE LA RELACION AGUA CEMENTO			
Relacion agua/cemento=	0.58727577	0.63661093	
	0.663257476		
Cantidad aprox. de aire atrapado.	1.248552482	%	
5.- CANTIDAD DE CEMENTO REQUERIDO			
	C=	321.018945	Kg
6.- ESTIMACION DEL CONTENIDO DE AGREGADO GRUESO			
Tamaño maximo.(pug)	1		
Volumen del agregado/und.de Vol.de Cº		0.57952179	m3
Peso seco del agregado grueso =		950.995258	Kg

7.- ESTIMACION DEL CONTENIDO DE AGREGADO FINO			
Peso Unitario del concreto fresco		2375.13141	Kg/m3
Peso del Agregado fino/metro cubico de Cº =			
metodo de pesos =	914.5905608	Kg	
metodo de los volumenes absolutos			
cemento=	0.1019	m3	3.599815478
Agua =	0.1885	m3	1500.873336
Aire atrapado=	0.0125	m3	
Agregado grueso =	0.3979	m3	
Suma total	0.7008	m3	
Volumen abs. Agregado fino =	0.2992	m3	1.0000
Peso del agregado fino =	691.0852	Kg	
8.- AJUSTE POR CONTENIDO DE HUMEDAD DE LOS AGREGADOS			
Agua efectiva (litros)	212.74		
Proporciones finales en obra en peso x m3			
cemento=	321.02		7.55
Agregado grueso =	951.00		bolsas
Peso del agregado fino =	691.09		
Agua efectiva (litros)	212.74		

Proporcion	Peso	Volumen
Cemento	1.0	1.0
A. Grueso.	3.0	3.9
A. Fino	2.2	2.9
Agua	0.7	2.1

DISEÑO DE MEZCLA DE CONCRETO f´c = 210 Kg/cm²

COMPONENTES:

CEMENTO : Pórtland Tipo I

AGREGADO FINO : Rio Vilcanota- Huambutio

AGREGADO GRUESO : Cantera Huambutio

1.- SELECCION DEL ASENTAMIENTO

ASENTAMIENTOS RECOMENDADOS PARA VARIOS TIPOS DE		
Tipo de Construcción	**SLUMP**	
	Máx.(pulg)	Mín.(pulg)
Zapatas y muros de ciment.reforzados	3	1
Cimentac.simples,muros de subestructura	3	1
Vigas y muros reforzados	4	1
Columnas de edificios	4	2
Pavimentos y losas	3	1
Concreto ciclópeo.	2	1

SLUMP	3
RESISTENCIA DEL CONCRETO	**210**
Factor de incremento (K)	1.4
Pe (del cemento)	3.15
f´cr=	294.00

2.- SELECCIÓN DEL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO

TAMAÑO MAXIMO = 1

DESCRIPCION	A. FINO	A. GRUESO
P.e.	2.63	2.61
P.U. compactado y seco (Kg/m3)	1768	1641
Contenido de humedad (%)	3.87	2.31
Porcentaje de absorcion (%)	3.33	1.99
Modulo de fineza	3.60	7.5

3.- ESTIMACION DEL AGUA DE MEZCLA

Concreto sin aire incorporado

Requerimiento de agua=	188.526648	

4.- SELECCIÓN DE LA RELACION AGUA CEMENTO

Relacion agua/cemento=	0.48629806	0.527150404
	0.549668653	
Cantidad aprox. de aire atrapado.	1.248552482 %	

5.- CANTIDAD DE CEMENTO REQUERIDO

C=	387.6771545	Kg

6.- ESTIMACION DEL CONTENIDO DE AGREGADO GRUESO

Tamaño maximo.(pug)	1	
Volumen del agregado/und.de Vol.de Cº	0.571522371	m3
Peso seco del agregado grueso =	937.8682114	Kg

7.- ESTIMACION DEL CONTENIDO DE AGREGADO FINO

Peso Unitario del concreto fresco			2375.131411	Kg/m3
Peso del Agregado fino/metro cubico de Cº =				
metodo de pesos =	861.0593974	Kg		
metodo de los volumenes absolutos				
cemento=	0.1231	m3		4.34730175
Agua =	0.1885	m3		1500.873336
Aire atrapado=	0.0125	m3		
Agregado grueso =	0.3593	m3		
Suma total	0.6834	m3		
Volumen abs. Agregado fino =	0.3166	m3		1.0000
Peso del agregado fino =	832.6034	Kg		

8.- AJUSTE POR CONTENIDO DE HUMEDAD DE LOS AGREGADOS

Agua efectiva (litros)	181.03	
Proporciones finales en obra en peso x m3		
cemento=	387.68	9.12
Agregado grueso =	937.87	bolsas
Peso del agregado fino =	832.60	
Agua efectiva (litros)	181.03	

Proporcion	Peso	Volumen
Cemento	1.0	1.0
A. Grueso.	2.4	2.9
A. Fino	2.1	2.6
Agua	0.5	1.5

CAPITULO VI

ESTUDIOS DE INGENIERIA - AGUA POTABLE

6.1 BASES Y CRITERIOS DE DISEÑO

6.1.1Generalidades

La pérdida de carga en una tubería o canal, es la pérdida de energía dinámica del fluido debido a la fricción de las partículas del fluido entre sí y contra las paredes de la tubería que las contiene. Pueden ser continuas, a lo largo de conductos regulares o accidental o localizada, debido a circunstancias particulares, como un estrechamiento, un cambio de dirección, la presencia de una válvula, etc. Las pérdidas de carga en las tuberías son de dos tipos: pérdidas longitudinales o primarias y pérdidas secundarias.

Constituye la fase más importante en todo proyecto de ingeniería que determina las dimensiones reales de las obras a diseñarse, para el efecto se debe establecer con exactitud los métodos de cálculo para determinar el diámetro de la tubería, presiones y pérdidas de energía en todos los sistemas que conforman. Un sistema de abastecimiento de agua está constituido por una serie de estructuras presentando características diferentes y que se diseñarán de acuerdo a la función que cumplen dentro del sistema. Para la elaboración del presente proyecto se utilizará el reglamento nacional de edificaciones, cuyo título II es "OBRAS DE SANEAMIENTO" Y "PARAMETROS DE DISEÑO DE INFRAESTRUCTURA DE AGUA Y SANEAMIENTOPARA CENTROS POBLADOS RURALES" para poblaciones con menos de 2 000 habitantes del año de 2004.

6.1.2 Pérdida de carga en tuberías (primaria y/o longitudinal)

Son aquellas pérdidas energéticas producidas en una tubería por el rozamiento y/o fricción de la masa de agua con las paredes de la tubería. Para expresar las pérdidas longitudinales existen multitud de formulaciones; todas ellas tienen en cuenta los siguientes conceptos:

• A mayor caudal circulante por la tubería, mayores son las pérdidas.

• A mayor rugosidad en la tubería (debido a los distintos materiales con los que se pueden construir), mayores son las pérdidas.

• A menor diámetro de la tubería, mayores son las pérdidas.

Puede verse cómo todos ellos son evidentes si se piensa que las pérdidas longitudinales son debidas al rozamiento.

Manning

$$h_c = \frac{10.3 \cdot n^2}{D^{5.33}} \cdot Q^2 \cdot L$$

Material	n
Plástico (PE)	0.006 – 0.007
Plástico (PVC)	0.007 – 0.009
Fibrocemento	0.011 – 0.012
Fundición	0.012 – 0.013
Hormigón	0.013 – 0.014
Acero comercial	0.015

Hazen-Williams

$$h_c = \frac{10.7}{c^{1.85} \cdot D^{4.87}} \cdot Q^{1.85} \cdot L$$

Material	c
plástico nuevas	150
fibrocemento	140
hierro nuevas y pulidas	130
hormigón armado	128
acero nuevas	120
acero usadas	110
fundición nuevas	100
fundición usadas	90-80

Unidades
h_c: pérdidas, mca
Q:caudal, m^3/s
L: longitud, m
D: diámetro, m

Algunas fórmulas para el cálculo de las pérdidas longitudinales en flujo a presión.

Para el cálculo de pérdida de carga se tomará la fórmula de **HAZEN-WILLIANS, la norma OS.010 RECOMIENDA PARA TUBERIAS QUE TRABAJAN CON FLUJO A PRESION.**

6.1.3 Formula de Darcy- Weisbach

La tercera ecuación que se puede utilizar para calcular las pérdidas por fricción es la de Darcy Weisbach (2.3)

$$Hf = f.\frac{L}{D}.\frac{V^2}{2.g}$$

Donde:
Hf = Pérdidas por fricción (m)
V = Velocidad promedio del fluido (m/s)
f = Factor de fricción (adimensional)
D = Diámetro (m)
L = Longitud (m)

g = Gravedad (9.81 m2/s)

La ecuación de Darcy es válida tanto para flujo laminar como turbulento de cualquier líquido en una tubería. Sin embargo, puede suceder que debido a velocidades extremas la presión corriente abajo disminuya de tal manera que llegue a igualar la presión de vapor del líquido, apareciendo el fenómeno conocido como cavitación y los caudales obtenidos por cálculo serán inexactos

Por razones explicadas en líneas arriba- por ello no se aplicará este método: Para cálculo de pérdidas de presión

6.1.4 Pérdidas singulares-puntuales y/o secundarios.

Son aquellas pérdidas energéticas producidas en una tubería por cambios bruscos en el flujo depende del tipo de accesorio (válvulas, codos, entradas a depósitos, etc.). Las pérdidas localizadas se expresan mediante un coeficiente que multiplica la aportación de la velocidad en el trinomio de Bernoulli. Así pues, su expresión más general es la siguiente: 6.1.3 ecuación

$$Hrs = K\frac{V^2}{2g}$$

Donde:

Hrs: Pérdidas de carga secundarias (m)

K: Coeficiente de pérdida de conexiones (adimensional)

V: Velocidad del fluido dentro del accesorio (m/s)

Utilizando la ecuación 6.1.3 y un coeficiente K adimensional de pérdidas secundarias (ver tabla 6.1.3.)

TABLA 6.1.3.1 COEFICIENTE (K=λ)

$$\Delta H_p = \Sigma\lambda\ v^2/2g$$

Caso	λ
Válvula de Globo, totalmente abierta	10.0
Válvula de Ángulo, totalmente abierta	5.0
Válvula de Retención de Clapeta, totalmente abierta	2.5
Válvula de Compuerta, totalmente abierta	0.2
Codo de Radio Pequeño	0.9
Codo de Radio Mediano	0.8
Codo de Radio Grande	0.6
Codo a 45º	0.4
Codo de Retorno (180º)	2.2
'T' estándar (flujo recto)	0.6
'T' estándar (flujo desviado)	1.8
Entrada brusca	0.5
Salida brusca	1.0

Los cálculos de pérdida de energía por accesorios como canastilla, válvulas

6.2 ESTRUCTURAS DE CAPTACIÓN

6.2.1 Generalidades

Se llama manantial a las aguas subterráneas corrientes que afloran en la superficie. Para la utilización de estas aguas se requiere la construcción de una estructura adecuada que permita centralizar el agua en un punto, normalmente proveen poco caudal. Las obras están construidas básicamente de una cámara, la misma que sirve para proteger los afloramientos contra problemas de contaminación y evitar que los mismos se obturen. Los afloramientos deberán. Descargar libremente, sin forzar ni alterar las condiciones hidráulicas naturales existentes. La cámara debe disponer de los accesorios básicos e indispensables para su correcto funcionamiento y control, tales como los siguientes: cernidera en el ingreso de la tubería de salida a la conducción, tubería de desborde al nivel de los afloramientos, sistema de desagüe, boca de visita con tapa sanitaria y válvula de control al inicio de la línea de conducción.

En el presente proyecto la captación se hará de los manantiales de ladera ubicado en la zona Antiguo CCOLLOTARO; Dalfeo, Pacco Kancha, kiswar Huancco, Jap´atuyoc, Miskiunujoc y para la comunidad de CCOYARAQUI; Ccotopucjo, Chiquiriyoj, Huallapampa, Quehuña Ccancha, Cchuyo huayco, Unowuisina, Umancocha. Ubicado en la antigua Ccoyaraqui

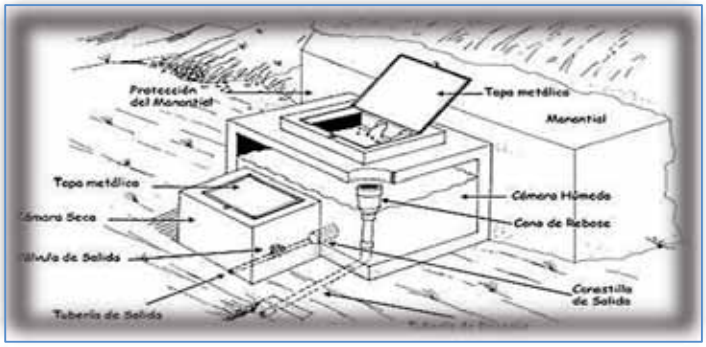
Manantial de ladera. - Estos manantiales se producen cuando la capa impermeable que sirve de cama a la Napa freática aflora en ladera, dentro de este tipo manantiales existen los de tipo ordinario, vertedero, enterrados.

- **Ordinarios. -** son aquellos que afloran en la misma cota de su capa impermeable (caso del presente proyecto).
- **Vertedero. -** cuando aflora en agua en cotas distintas al de su capa impermeable caso para la captación de (Huallapampa) sector Antigua Ccoyaraqui.
- **Enterrados. -** se llama así cuando el manantial aflora debajo del terreno.

El manantial de la Dalfeo, Pacco Kancha, kiswar Huancco, Jap´atuyoc y Miskiunujoc presentan las siguientes características:

- El manantial se encuentra ubicado en una zona de fácil accesibilidad.
- La calidad del agua es muy buena y según el análisis óptima para el consumo humano.
- Su afloramiento es concentrado, libre de agentes contaminadores.
- El terreno circundante es firme por lo que el encausamiento no requiere de obras especiales.

Figura 41: ***Esquema de la captación***



6.2.2 Cálculo y diseño de la captación

La captación tipo vertiente para afloramientos horizontales-ordinarios consiste en la construcción de una cámara, la misma que debe disponer de los siguientes accesorios básicos para su correcto funcionamiento y control:

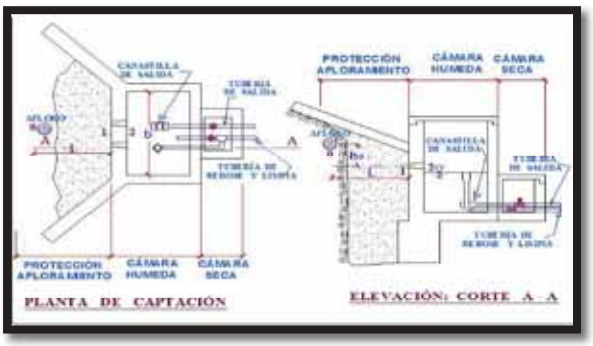
1. Una canastilla en el ingreso de la tubería de salida al desarenador.
2. Una tubería de desborde.
3. Un sistema de desagüe.
4. Válvula de control al inicio de la línea de conducción al desarenador.

En la imagen 41, se observa:

DIMENSIONES

La cámara de captación será de variable de acuerdo a los resultados obtenidos, dimensiones interiores adecuadas para captar caudal de rendimiento de la fuente, para decantar los sólidos, que pueden ingresar y finalmente para realizar los trabajos de limpieza. De altura, tamaño necesario para que persona pueda reparar o maniobrar las válvulas.

Figura 42: ***Captación de Manantial de ladera***



Diseño estandarizado tipo de los sistemas de abastecimiento de agua para consumo humano para los proyectos en el ámbito rural

6.2.3 Diseño hidráulico de la cámara de captación, Qp= 0.15 lps (dalfeo)

- Cálculos justificatorios Qp = 0.15 lps

- Cálculos justificatorios Qmax = 0.30 lps

Gasto Máximo de la Fuente: Qmax= 0.30 l/s
Gasto Mínimo de la Fuente: Qmin= 0.15 l/s
Gasto de la fuente (promedio) Qp1= 0.15 l/s

1) Determinación del ancho de la pantalla:

Sabemos que: $Q_{max} = v_2 \times Cd \times A$

Despejando: $A = \dfrac{Q_{max}}{v_2 \times Cd}$

Donde: Gasto máximo de la fuente: Qmax= 0.30 l/s

Coeficiente de descarga: Cd= 0.80 (valores entre 0.6 a 0.8)
Aceleración de la gravedad: g= 9.81 m/s2
Carga sobre el centro del orificio: H= 0.40 m (Valor entre 0.40m a 0.50m)

Velocidad de paso teórica: $v_{2t} = Cd \times \sqrt{2gH}$

v2t= 2.24 m/s (en la entrada a la tubería)

Velocidad de paso asumida: v2= **0.60** m/s (el valor máximo es 0.60m/s, en la entrada a la tubería)

Área requerida para descarga: A= 0.0006 m2 A= 6.25 cm2

Ademas sabemos que: $D = \sqrt{\dfrac{4A}{\pi}}$

Diámetro Tub. Ingreso (orificios): Dc= 0.028209 m

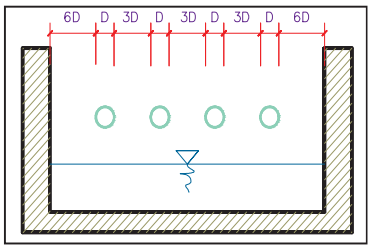
Dc= 1.110609 pulg

Asumimos un Diámetro comercial: **Da= 1.00 pulg** (se recomiendan diámetros < ó = 2")
0.0254 m

Determinamos el número de orificios en la pantalla:

$$Norif = \frac{\text{área del diámetro calculado}}{\text{área del diámetro asumido}} + 1$$

$$Norif = \left(\frac{Dc}{Da}\right)^2 + 1$$



Número de orificios: **Norif= 3 orificios**

Conocido el número de orificios y el diámetro de la tubería de entrada se calcula el ancho de la pantalla (b), mediante la siguiente ecuación:

$$b = 2(6D) + Norif \times D + 3D(Norif - 1)$$

Ancho de la pantalla: **b= 0.60 m** (Pero con 1.50 tambien es trabajable)

2) Cálculo de la distancia entre el punto de afloramiento y la cámara húmeda:

Sabemos que: $Hf = H - h_o$

Donde: Carga sobre el centro del orificio: H= 0.40 m

Además: $h_o = 1.56 \frac{v_2^2}{2g}$

Pérdida de carga en el orificio: ho= 0.028624 m

Hallamos: Pérdida de carga afloramiento - captacion: **Hf= 0.37 m**

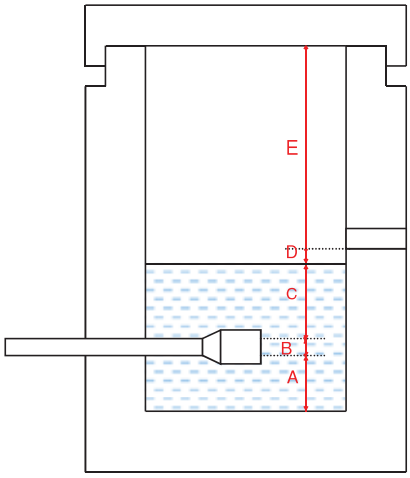
Determinamos la distancia entre el afloramiento y la captación:

$$L = \frac{Hf}{0.30}$$

Distancia afloramiento - Captacion: **L= 1.238 m** **1.25 m Se asume**

3) Altura de la cámara húmeda:

Determinamos la altura de la camara húmeda mediante la siguiente ecuación:



Donde:

A: Altura mínima para permitir la sedimentación de arenas. Se considera una altura mínima de 10cm

A= 10.0 cm

B: Se considera la mitad del diámetro de la canastilla de salida.

B= 0.025 cm <> 1 plg

D: Desnivel mínimo entre el nivel de ingreso del agua de afloramiento y el nivel de agua de la cámara húmeda (mínima 5cm).

D= 10.0 cm

E: Borde Libre (se recomienda minimo 30cm).

E= 40.00 cm

C: Altura de agua para que el gasto de salida de la captación pueda fluir por la tubería de conducción se recomienda una altura mínima de 30cm).

$$C = 1.56 \frac{v^2}{2g} = 1.56 \frac{Qmd^2}{2gA^2}$$

Q	m³/s
A	m²
g	m/s²

Donde: Caudal máximo diario: Qmd= 0.0002 m3/s

Área de la Tubería de salida: A= 0.0005 m2

Por tanto: Altura calculada: C= 0.006968 m

Resumen de Datos:

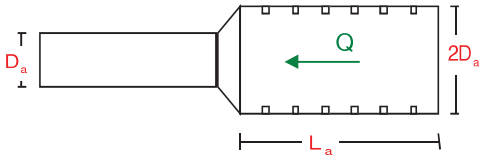
A= 10.00 cm
B= 2.50 cm
C= 30.00 cm
D= 10.00 cm
E= 40.00 cm

Hallamos la altura total: $Ht = A + B + H + D + E$

Ht= 0.93 m

Altura Asumida: **Ht= 1.00 m**

4) Dimensionamiento de la Canastilla:



Diámetro de la Canastilla

El diámetro de la canastilla debe ser dos veces el Diámetro de la línea de conducción:

$$Dcanastilla = 2 \times Da$$

Dcanastilla= 2 pulg

Longitud de la Canastilla

Se recomienda que la longitud de la canastilla sea mayor a 3Da y menor que 6Da:

L= 3 × 1.0 = 3 pulg = 7.62 cm
L= 6 × 1.0 = 6 pulg =15.24 cm

Lcanastilla= 15.0 cm **¡OK!**

Siendo las medidas de las ranuras: ancho de la ranura= 5 mm (medida recomendada)
largo de la ranura= 7 mm (medida recomendada)

Siendo el área de la ranura: Ar= 35 mm2 = 0.0000350 m2

Debemos determinar el área total de las ranuras (A_{TOTAL}):

$$A_{TOTAL} = 2A_{\bullet}$$

Siendo: Área sección Tubería de salida: $A_{\bullet}$ = 0.0005067 m2

A_{TOTAL} = 0.0010134 m2

El valor de Atotal debe ser menor que el 50% del área lateral de la granada (Ag)

$$Ag = 0.5 \times Dg \times L$$

Donde: Diámetro de la granada: Dg= 2 pulg == 5.08 cm
L= 15.0 cm

Ag= 0.0119695 m2

Por consiguiente: $A_{TOTAL} < Ag$ **OK!**

Determinar el número de ranuras:

$$Nº ranuras = \frac{\text{Area total de ranura}}{\text{Area de ranura}}$$

Número de ranuras : 28 ranuras

5) Cálculo de Rebose y Limpia:

En la tubería de rebose y de limpia se recomienda pendientes de 1 a 1,5%
La tubería de rebose y limpia tienen el mismo diámetro y se calculan mediante la siguiente ecuación:

$$Dr = \frac{0.71 \times Q^{0.38}}{hf^{0.21}}$$

Tubería de Rebose

Donde: Gasto máximo de la fuente: Qmax= 0.30 l/s
Perdida de carga unitaria en m/m: hf= 0.015 m/m (valor recomendado)

Diámetro de la tubería de rebose: D_R= 1.085389 pulg

Asumimos un diámetro comercial: **D_R= 1.5 pulg**

Tubería de Limpieza

Donde: Gasto máximo de la fuente: Qmax= 0.30 l/s
Perdida de carga unitaria en m/m: hf= 0.015 m/m (valor recomendado)

Diámetro de la tubería de limpia: D_L= 1.085389 pulg

Asumimos un diámetro comercial: **D_L= 1.5 pulg**

Resumen de Cálculos de Manantial de Ladera

Gasto Máximo de la Fuente: 0.30 l/s
Gasto Mínimo de la Fuente: 0.15 l/s
Gasto de la fuente (promedio) 0.15 l/s

1) Determinación del ancho de la pantalla:

Diámetro Tub. Ingreso (orificios): 1.0 pulg
Número de orificios: 3 orificios
Ancho de la pantalla: 0.60 m

2) Cálculo de la distancia entre el punto de afloramiento y la cámara húmeda:

L= 1.238 m

3) Altura de la cámara húmeda:

Ht= 1.00 m
Tuberia de salida= 1.00 plg

4) Dimensionamiento de la Canastilla:

Diámetro de la Canastilla 2 pulg
Longitud de la Canastilla 15.0 cm
Número de ranuras : 28 ranuras

5) Cálculo de Rebose y Limpia:

Tubería de Rebose 1.5 pulg
Tubería de Limpieza 1.5 pulg

DISEÑO HIDRAÚLICO DE CAPTACIÓN DE LADERA CCOYARAQUI (Diseño max.=0.46lps), (Huallapampa)

- **Cál**culos justificatorios Qp = 0.23 lps
- Cálculos justificatorios Qmax = 0.46 lps

Gasto Máximo de la Fuente: Qmax= 0.46 l/s
Gasto Mínimo de la Fuente: Qmin= 0.23 l/s
Gasto promedio de la fuente : Qmd1= 0.23 l/s

DENOMINACION	Huallapampa

1) Determinación del ancho de la pantalla:

Sabemos que: $Q_{max} = v_2 \times Cd \times A$

Despejando: $A = \dfrac{Q_{max}}{v_2 \times Cd}$

Donde: Gasto máximo de la fuente: Qmax= 0.46 l/s

Coeficiente de descarga: Cd= 0.80 (valores entre 0.6 a 0.8)
Aceleración de la gravedad: g= 9.81 m/s2
Carga sobre el centro del orificio: H= 0.40 m (Valor entre 0.40m a 0.50m)

Velocidad de paso teórica: $v_{2t} = Cd \times \sqrt{2gH}$

v2t= 2.24 m/s (en la entrada a la tubería)

Velocidad de paso asumida: v2= **0.60** m/s (el valor máximo es 0.60m/s, en la entrada a la tubería)

Área requerida para descarga: A= 0.0010 m2

Ademas sabemos que: $D = \sqrt{\dfrac{4A}{\pi}}$

Diámetro Tub. Ingreso (orificios): Dc= 0.0349 m

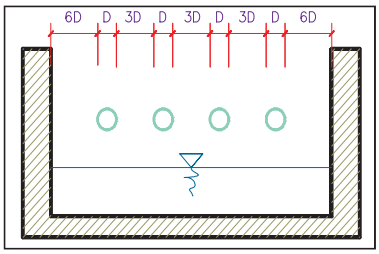
Dc= 1.3752 pulg

Asumimos un Diámetro comercial: **Da= 2.00 pulg** (se recomiendan diámetros < ó = 2")
0.0508 m

Determinamos el número de orificios en la pantalla:

$$Norif = \frac{\text{área del diámetro calculado}}{\text{área del diámetro asumido}} + 1$$

$$Norif = \left(\frac{Dc}{Da}\right)^2 + 1$$



Número de orificios: **Norif= 2 orificios**

Conocido el número de orificios y el diámetro de la tubería de entrada se calcula el ancho de la pantalla (b), mediante la siguiente ecuación:

$$b = 2(6D) + Norif \times D + 3D(Norif - 1)$$

Ancho de la pantalla: **b= 0.90 m** (Pero con 1.50 tambien es trabajable)

2) Cálculo de la distancia entre el punto de afloramiento y la cámara húmeda:

Sabemos que: $Hf = H - h_o$

Donde: Carga sobre el centro del orificio: H= 0.40 m

Además: $h_o = 1.56 \frac{v_2^2}{2g}$

Pérdida de carga en el orificio: ho= 0.0286 m

Hallamos: Pérdida de carga afloramiento - captacion: **Hf= 0.37 m**

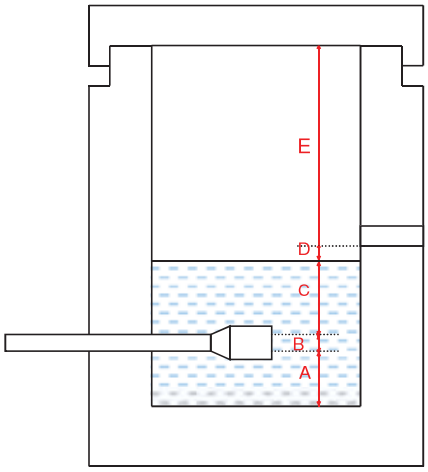
Determinamos la distancia entre el afloramiento y la captación:

$$L = \frac{Hf}{0.30}$$

Distancia afloramiento - Captacion: **L= 1.238 m** **1.25 m** **Se asume**

3) Altura de la cámara húmeda:

Determinamos la altura de la camara húmeda mediante la siguiente ecuación:



Donde:

A: Altura mínima para permitir la sedimentación de arenas. Se considera una altura mínima de 10cm

A= 10.0 cm

B: Se considera la mitad del diámetro de la canastilla de salida.

B= 0.025 cm <> 1 plg

D: Desnivel mínimo entre el nivel de ingreso del agua de afloramiento y el nivel de agua de la cámara húmeda (mínima 5cm).

D= 10.0 cm

E: Borde Libre (se recomienda minimo 30cm).

E= 40.00 cm

C: Altura de agua para que el gasto de salida de la captación pueda fluir por la tubería de conducción se recomienda una altura mínima de 30cm).

$$C = 1.56 \frac{v^2}{2g} = 1.56 \frac{Qmd^2}{2gA^2}$$

Q	m³/s
A	m²
g	m/s²

Donde: Caudal máximo diario: Qmd= 0.0002 m3/s

Área de la Tubería de salida: A= 0.002 m2

Por tanto: Altura calculada: C= 0.001 m

Resumen de Datos:

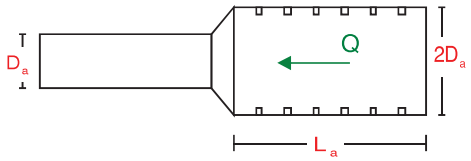
A= 10.00 cm
B= 2.50 cm
C= 30.00 cm
D= 10.00 cm
E= 40.00 cm

Hallamos la altura total: $Ht = A + B + H + D + E$

Ht= 0.93 m

Altura Asumida: **Ht= 1.00 m**

4) Dimensionamiento de la Canastilla:



Diámetro de la Canastilla

El diámetro de la canastilla debe ser dos veces el Diámetro de la línea de conducción:

$$Dcanastilla = 2 \times Da$$

Dcanastilla= 2 pulg

Longitud de la Canastilla

Se recomienda que la longitud de la canastilla sea mayor a 3Da y menor que 6Da:

L= 3 × 1.0 = 3 pulg = 7.62 cm
L= 6 × 1.0 = 6 pulg =15.24 cm

Lcanastilla= 20.0 cm **Verificar**

Siendo las medidas de las ranuras: ancho de la ranura= 5 mm (medida recomendada)
largo de la ranura= 7 mm (medida recomendada)

Siendo el área de la ranura: Ar= 35 mm2 = 0.0000350 m2

Debemos determinar el área total de las ranuras (A_{TOTAL}):

$$A_{TOTAL} = 2A_{\bullet}$$

Siendo: Área sección Tubería de salida: $A_{\bullet}$ = 0.0020268 m2

A_{TOTAL} = 0.0040537 m2

El valor de Atotal debe ser menor que el 50% del área lateral de la granada (Ag)

$$Ag = 0.5 \times Dg \times L$$

Donde: Diámetro de la granada: Dg= 2 pulg = 5.08 cm
L= 20.0 cm

Ag= 0.0159593 m2

Por consiguiente: A_{TOTAL} < Ag **OK!**

Determinar el número de ranuras:

$$N^{o}ranuras = \frac{\text{Area total de ranura}}{\text{Area de ranura}}$$

Número de ranuras : 115 ranuras

5) Cálculo de Rebose y Limpia:

En la tubería de rebose y de limpia se recomienda pendientes de 1 a 1,5%
La tubería de rebose y limpia tienen el mismo diámetro y se calculan mediante la siguiente ecuación:

$$Dr = \frac{0.71 \times Q^{0.38}}{hf^{0.21}}$$

Tubería de Rebose

Donde: Gasto máximo de la fuente: Qmax= 0.46 l/s
Perdida de carga unitaria en m/m: hf= 0.015 m/m (valor recomendado)

Diámetro de la tubería de rebose: D_R= 1.2768 pulg

Asumimos un diámetro comercial: **D_R= 1.5 pulg**

Tubería de Limpieza

Donde: Gasto máximo de la fuente: Qmax= 0.46 l/s
Perdida de carga unitaria en m/m: hf= 0.015 m/m (valor recomendado)

Diámetro de la tubería de limpia: D_L= 1.2768 pulg

Asumimos un diámetro comercial: **D_L= 1.5 pulg**

Resumen de Cálculos de Manantial de Ladera

Gasto Máximo de la Fuente: 0.46 l/s
Gasto Mínimo de la Fuente: 0.23 l/s
Gasto promedio de la fuente : 0.23 l/s

1) Determinación del ancho de la pantalla:

Diámetro Tub. Ingreso (orificios): 2.0 pulg
Número de orificios: 2 orificios
Ancho de la pantalla: 0.90 m

2) Cálculo de la distancia entre el punto de afloramiento y la cámara húmeda:

L= 1.238 m

3) Altura de la cámara húmeda:

Ht= 1.00 m
Tuberia de salida= 1.00 plg

4) Dimensionamiento de la Canastilla:

Diámetro de la Canastilla 2 pulg
Longitud de la Canastilla 20.0 cm
Número de ranuras : 115 ranuras

5) Cálculo de Rebose y Limpia:

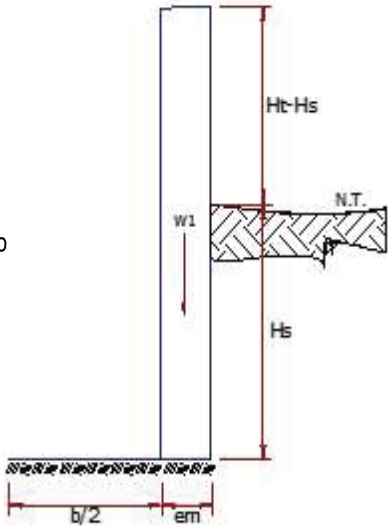
Tubería de Rebose 1.5 pulg
Tubería de Limpieza 1.5 pulg

6.2.4. Cálculo estructural de la cámara de captación, cámara humeda.

Memoria de cálculo estructural – captación, Manantial de ladera - cámara húmeda

Datos:

H_t =	1.00 m.	altura de la cája para camara humeda
H_S =	0.80 m.	altura del suelo
b=	1.30 m.	ancho de pantalla
e_m =	0.20 m.	espesor de muro
g_S=	1917 kg/m3	peso específico del suelo
f=	31 º	angulo de rozamiento interno del suelo
g_C=	2400 kg/m3	peso específico del concreto
s_t=	2.33 kg/cm2	capacidad de carga del suelo



Empuje del suelo sobre el muro (P):

coeficiente de empuje

C_{ah} = 0.31

$$C_{ah} = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}$$

P= 193.18 kg

Momento de vuelco (Mo):

$$P = \frac{C_{ah}.\gamma_S.(H_S+e_b)^2}{2}$$

Donde: $Y = (\frac{Hs}{3})$

Y= 0.27 m.

M_O = 51.52 kg-m

Momento de estabilización (Mr) y el peso W:

$$M_O = P.Y$$

Donde:

W= peso de la estructura

X= distancia al centro de gravedad

$$M_r = W.X$$

W1 = 480.00 kg

$W_1 = em.Ht.\gamma c$

X1 = 0.75 m.

$$X1 = (\frac{b}{2} + \frac{em}{2})$$

M_{r1} = 360.00 kg-m

$$Mr1 = W1.X1$$

M_r = 360.00 kg-m

Para verificar si el momento resultante pasa por el tercio central se aplica la siguiente fórmula:

$$Mr = Mr1$$

$$a = \frac{M_r + M_O}{W}$$

M_r = 360.00 kg-m M_O = 51.52 kg-m

W= 480.00 kg

a= 0.64 m.

Chequeo por volteo:

donde deberá ser mayor de **1.6**

C_{dv} = 6.98822 Cumple !

$$C_{dv} = \frac{M_r}{M_O}$$

Chequeo por deslizamiento:

F= 201.6

$$F = \mu.W$$

3 **0.202**

$$C_{dd} = \frac{F}{P}$$

C_{dd} = 1.04 Cumple !

Chequeo para la max. carga unitaria:

L= 0.85 m.

$$L = \frac{b}{2} + em$$

$$P_1 = (4L - 6a)\frac{W}{L^2}$$ **P_1 = -0.03 kg/cm2**

$$P_1 = (6a - 2L)\frac{W}{L^2}$$ **P_1 = 0.14 kg/cm2**

el mayor valor que resulte de los P1 debe ser menor o igual a la capacidad de carga del terreno

0.14 kg/cm2 £ 2.33 kg/cm2 Cumple !

$$P \leq \sigma_t$$

1.0.- ACERO HORIZONTAL EN MUROS

Datos de Entrada

Altura	Hp	1.00	(m)
P.E. Suelo	(W)	1.92	Ton/m3
F'c		210.00	(Kg/cm2)
Fy		4,200.00	(Kg/cm2)
Capacidad terr.	Qt	2.33	(Kg/cm2)
Ang. de fricción	Ø	31.40	grados
S/C		480.00	Kg/m2
Luz libre	LL	1.30	m

$$P_t = K_a * w * H_p \qquad K_a = Tan^2(45^0 - \emptyset/2)$$

Hp= 1.00 m

Entonces **Ka= 0.315**

Calculamos Pu para (7/8)H de la base

H=	**Pt=**	(7/8)*H*Ka*W	**0.53**	**Ton/m2**	Empuje del terreno
E=	**75.00 %Pt**		**0.40**	**Ton/m2**	Sismo
	Pu=	**1.0*E + 1.6*H**	**1.24**	**Ton/m2**	

Calculo de los Momentos

Asumimos espesor de muro	**E=**	**20.00**	**cm**
	d=	**14.37**	**cm**

$$M(+) = \frac{Pt * L^2}{16} \qquad M(-) = \frac{Pt * L^2}{12}$$

M(+) = 0.13 Ton-m

M(-) = 0.17 Ton-m

Calculo del Acero de Refuerzo As

$$A_s = \frac{M_u}{\phi F_y (d - a/2)} \qquad a = \frac{A_s * F_y}{0.85 f'_c b}$$

Mu=	0.17	Ton-m
b=	130.00	cm
F'c=	210.00	Kg/cm2
Fy=	4,200.00	Kg/cm2
d=	14.37	cm

Calculo del Acero de Refuerzo

Acero Minimo

$$A_{s\min} = 0.0018 * b * d$$

Asmin= 3.36 cm2

Nº	a (cm)	As(cm2)
1 iter.	1.44	0.34
2 Iter	0.06	0.32
3 Iter	0.06	0.32
4 Iter	0.06	0.32
5 Iter	0.06	0.32
6 Iter	0.06	0.32
7 Iter	0.06	0.32
8 Iter	0.06	0.32

As(cm2)	Distribución del Acero de Refuerzo				
	Ø3/8"	Ø1/2"	Ø5/8"	Ø3/4"	Ø1"
3.36	5.00	3.00	2.00	2.00	1.00

USAR Ø3/8" @0.25 m en ambas caras

2.0.- ACERO VERTICAL EN MUROS TIPO M4

Altura	Hp	1.00	(m)
P.E. Suelo	(W)	1.92	Ton/m3
F'c		210.00	(Kg/cm2)
Fy		4,200.00	(Kg/cm2)
Capacidad terr.	Qt	2.33	(Kg/cm2)
Ang. de fricción	Ø	31.40	grados
S/C		300.00	Kg/m2
Luz libre	LL	1.30	m

M(-) =	**=1.70*0.03*(Ka*w)*Hp*Hp*(LL)**	**M(-)=**	0.04	Ton-m
M(+)=	**=M(-)/4**	**M(+)=**	0.01	Ton-m

Incluyendo carga de sismo igual al 75.0% de la carga de empuje del terreno

M(-)=	0.07	Ton-m
M(+)=	0.02	Ton-m

Mu=	0.07	Ton-m
b=	130.00	cm
F'c=	210.00	Kg/cm2
Fy=	4,200.00	Kg/cm2
d=	14.37	cm

Calculo del Acero de Refuerzo

Acero Minimo

$$A_{s\min} = 0.0018 * b * d$$

Asmin=	**3.36**	**cm2**

Nº	a (cm)	As(cm2)
1 iter.	1.44	0.14
2 Iter	0.02	0.13
3 Iter	0.02	0.13
4 Iter	0.02	0.13
5 Iter	0.02	0.13

As(cm2)	Distribución del Acero de Refuerzo				
	Ø3/8"	Ø1/2"	Ø5/8"	Ø3/4"	Ø1"
3.36	5.00	3.00	2.00	2.00	1.00

USAR Ø3/8" @0.25m en ambas caras

3.0.- DISEÑO DE LOSA DE FONDO

Altura	H	0.20	(m)
Ancho	A	1.80	(m)
Largo	L	1.80	(m)
P.E. Concreto	(Wc)	2.40	Ton/m3
P.E. Agua	(Ww)	1.00	Ton/m3
Altura de agua	Ha	0.50	(m)
Capacidad terr.	Qt	2.33	(Kg/cm2)

Peso Estructura

Losa	1.5552	
Muros	1.144	
Peso Agua	0.605	Ton

Pt (peso total)	3.3042	Ton

Area de Losa	3.24	m2		
Reaccion neta del terreno	=1.2*Pt/Area		1.22	Ton/m2
		Qneto=	0.12	Kg/cm2
		Qt=	2.33	Kg/cm2

Qneto < Qt **CONFORME**

Altura de la losa	H=	0.20	m	As min=	3.474 cm2

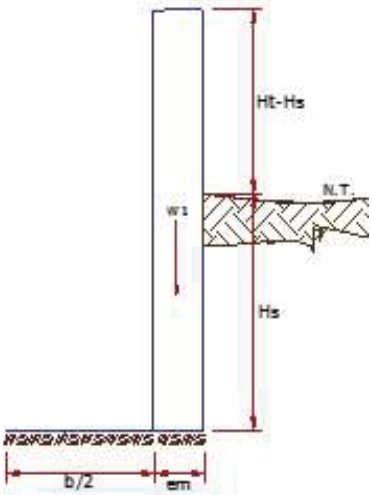
As(cm2)	Distribución del Acero de Refuerzo				
	Ø3/8"	Ø1/2"	Ø5/8"	Ø3/4"	Ø1"
3.47	5.00	3.00	2.00	2.00	1.00

USAR Ø3/8" @0.25ambos sentidos

6.2.5 Memoria de cálculo estructural – captación "manantial de ladera - cámara

Datos:

H_t =	0.60 m.	altura de la cája para camara seca
H_S =	0.40 m.	altura del suelo
b=	0.60 m.	ancho de pantalla
e_m =	0.15 m.	espesor de muro
γ_S=	1917 kg/m3	peso específico del suelo
f=	31 º	angulo de rozamiento interno del suelo
m=	0.42	Coefiente de friccion
g_C=	2400 kg/m3	peso específico del concreto
s_t=	2.33 kg/cm2	capacidad de carga del suelo



Empuje del suelo sobre el muro (P):

coeficiente de empuje

C_{ah} = 0.31

$$C_{ah} = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}$$

P= 48.30 kg

Momento de vuelco (Mo):

$$P = \frac{C_{ah}.\gamma_S.(H_S+e_b)^2}{2}$$

Donde: $Y = (\frac{Hs}{3})$

Y= 0.13 m.

M_O = 6.44 kg-m

Momento de estabilización (Mr) y el peso W:

$$M_O = P.Y$$

Donde:
W= peso de la estructura
X= distancia al centro de gravedad

$$M_r = W.X$$

W1 = 216.00 kg

$W_1 = em.Ht.\gamma c$

seca"

X1 = 0.38 m.

$$X1 = (\frac{b}{2} + \frac{em}{2})$$

M_{r1} = 81.00 kg-m

$$Mr1 = W_1.X_1$$

M_r = 81.00 kg-m

Para verificar si el momento resultante pasa por el tercio central se aplica la siguiente fórmula:

$$Mr = Mr1$$

$$a = \frac{M_r + M_O}{W}$$

M_r = 81.00 kg-m M_O = 6.44 kg-m
W= 216.00 kg

a= 0.35 m.

Chequeo por volteo:

donde deberá ser mayor de **1.6**

C_{dv} = 12.5788 **Cumple !**

$$C_{dv} = \frac{M_r}{M_O}$$

Chequeo por deslizamiento:

***F*= 90.72**

$$F = \mu.W$$

3 **0.091**

$$C_{dd} = \frac{F}{P}$$

C_{dd} = 1.88 **Cumple !**

Chequeo para la max. carga unitaria:

L= 0.45 m.

$$L = \frac{b}{2} + em$$

$$P_1 = (4L - 6a)\frac{W}{L^2}$$

P_1 = -0.03 kg/cm2

el mayor valor que resulte de los P1 debe ser menor o igual a la capacidad de carga del terreno

$$P_1 = (6a - 2L)\frac{W}{L^2}$$

P_1 = 0.12 kg/cm2

0.12 kg/cm2 £ 2.33 kg/cm2 **Cumple !**

$$P \leq \sigma_t$$

1.0.- ACERO HORIZONTAL EN MUROS

Datos de Entrada

Altura	Hp	0.60	(m)
P.E. Suelo	(W)	1.92	Ton/m3
F'c		210.00	(Kg/cm2)
Fy		4,200.00	(Kg/cm2)
Capacidad terr.	Qt	2.33	(Kg/cm2)
Ang. de fricción	Ø	31.40	grados
S/C		300.00	Kg/m2
Luz libre	LL	0.60	m

$$P_t = K_a * w * H_P$$

$$K_a = Tan^2(45^o - \emptyset/2)$$

Hp= 0.60 m

Entonces **Ka= 0.315**

Calculamos Pu para (7/8)H de la base

H=	**Pt=**	(7/8)*H*Ka*W	**0.32**	**Ton/m2**	Empuje del terreno
E=	**75.00 %Pt**		**0.24**	**Ton/m2**	Sismo

Pu= 1.0*E + 1.6*H 0.74 Ton/m2

Calculo de los Momentos

Asumimos espesor de muro	**E=**	**15.00**	**cm**
	d=	**9.37**	**cm**

$$M(+) = \frac{Pt * L^2}{16}$$

$$M(-) = \frac{Pt * L^2}{12}$$

M(+) =	0.02	Ton-m
M(-) =	0.02	Ton-m

Calculo del Acero de Refuerzo As

$$A_s = \frac{M_u}{\phi F_y (d - a/2)}$$

$$a = \frac{A_s * F_y}{0.85 f'_c b}$$

Mu=	0.02	Ton-m
b=	100.00	cm
F'c=	280.00	Kg/cm2
Fy=	4,200.00	Kg/cm2
d=	9.37	cm

Calculo del Acero de Refuerzo

Acero Minimo

$$A_{s\min} = 0.0018 * b * d$$

Asmin= 1.69 cm2

Nº	a (cm)	As(cm2)
1 iter.	0.94	0.07
2 Iter	0.01	0.06
3 Iter	0.01	0.06
4 Iter	0.01	0.06
5 Iter	0.01	0.06
6 Iter	0.01	0.06
7 Iter	0.01	0.06
8 Iter	0.01	0.06

As(cm2)	Distribución del Acero de Refuerzo				
	Ø3/8"	Ø1/2"	Ø5/8"	Ø3/4"	Ø1"
1.69	3.00	2.00	1.00	1.00	1.00

USAR Ø3/8" @0.25 m en ambas caras

2.0.- ACERO VERTICAL EN MUROS TIPO M4

Altura	Hp	0.60	(m)
P.E. Suelo	(W)	1.92	Ton/m3
F'c		210.00	(Kg/cm2)
Fy		4,200.00	(Kg/cm2)
Capacidad terr.	Qt	2.33	(Kg/cm2)
Ang. de fricción	Ø	31.40	grados
S/C		300.00	Kg/m2
Luz libre	LL	0.60	m

M(-) = **=1.70*0.03*(Ka*w)*Hp*Hp*(LL)** **M(-)=** 0.01 Ton-m

M(+)= **=M(-)/4** **M(+)=** 0.00 Ton-m

Incluyendo carga de sismo igual al 75.0% de la carga de empuje del terreno

M(-)= 0.01 Ton-m

M(+)= 0.00 Ton-m

Mu=	0.01	Ton-m
b=	100.00	cm
F'c=	210.00	Kg/cm2
Fy=	4,200.00	Kg/cm2
d=	9.37	cm

Calculo del Acero de Refuerzo

Acero Minimo

$$A_{s\min} = 0.0018 * b * d$$

Asmin= 1.69 cm2

Nº	a (cm)	As(cm2)
1 iter.	0.94	0.03
2 Iter	0.01	0.03
3 Iter	0.01	0.03
4 Iter	0.01	0.03
5 Iter	0.01	0.03

As(cm2)	Distribución del Acero de Refuerzo				
	Ø3/8"	Ø1/2"	Ø5/8"	Ø3/4"	Ø1"
1.69	3.00	2.00	1.00	1.00	1.00

USAR Ø3/8" @0.25m en ambas caras

3.0.- DISEÑO DE LOSA DE FONDO

Altura	H	0.15	(m)
Ancho	A	1.00	(m)
Largo	L	1.00	(m)
P.E. Concreto	(Wc)	2.40	Ton/m3
P.E. Agua	(Ww)	1.00	Ton/m3
Altura de agua	Ha	0.00	(m)
Capacidad terr.	Qt	2.33	(Kg/cm2)

Peso Estructura

Losa	0.36	
Muros	0.168	
Peso Agua	0	Ton

Pt (peso total)	0.528	Ton

Area de Losa	6.3	m2		
Reaccion neta del terreno	=1.2*Pt/Area		0.10	Ton/m2
		Qneto=	0.01	Kg/cm2
		Qt=	2.33	Kg/cm2

Qneto < Qt **CONFORME**

Altura de la losa H= 0.15 m As min= 2.574 cm2

As(cm2)	Distribución del Acero de Refuerzo				
	Ø3/8"	Ø1/2"	Ø5/8"	Ø3/4"	Ø1"
2.57	4.00	3.00	2.00	1.00	1.00

USAR Ø3/8" @0.25ambos sentidos

6.2.3 ESPECIFICACIONES TECNICAS

6.2.4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Las aguas del manantial por ser subterráneos están libres de contaminación por lo que reúnen óptimas condiciones para el consumo humano y no requiere tratamiento previo alguno.
- Para diseñar la cámara de captación se consideró diseño a: tanque lleno- (cámara húmeda), tanque vacío-(cámara seca), siendo las condiciones más críticas la de tanque vacío, los cálculos de armadura se realizaron para esta condición.
- Para garantizar la estabilidad del muro al volteo verificamos el coeficiente de seguridad, en el presente proyecto obtuvimos un valor de 1.8, que supera al valor mínimo recomendado.
- Por encontrarse las comunidades de Ccollotaro y Ccoyaraqui en la zona 2 (zona de moderado sismicidad), se considera en el diseño en el efecto sísmico.

6.3 LÍNEA DE CONDUCCIÓN

6.3.1 Generalidades

La línea de conducción es el conjunto de ductos, obras de arte y accesorios destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento, desde la captación hasta el reservorio, formando el enlace entre la obra de captación y la red de distribución. Su capacidad deberá ser suficiente para transportar el gasto de máximo día. Se le deberá proveer de los accesorios y obras de arte necesarios para su buen funcionamiento, conforme a las presiones de trabajo especificadas para las tuberías, tomándose en consideración la protección y mantenimiento de las mismas. Factores que intervienen en el trazo de la línea de conducción.

- Topografía, longitud y presión
- Cantidad de agua que necesita la población
- Pendientes
- Condiciones sanitarias
- Geología y calidad de suelos

Cuando la topografía del terreno así lo exija se deberán instalar válvulas de "aire y purga" en las cimas o puntos más elevados y válvulas de purga en los puntos bajos de la línea de conducción, y cuando la línea tenga longitudes largas con una pendiente mínima, la válvula de purga se instalará en el punto más bajo.

Se considerará la instalación de cámaras rompe presión para evitar que la presión estática en la línea supere la presión de trabajo de la tubería.

El factor fundamental de la línea de conducción de agua, el factor sanitario, pues la línea en su recorrido atraviesa diferentes tramos, en los que el agua es susceptible a contaminación. Por esta razón, la conducción se realizará por conducto cerrado, para evitar así mismo filtraciones y evaporaciones.

Línea de Conducción por Gravedad

Se diseñará para la condición del consumo de máximo diario y está comprendida entre la captación y el reservorio. La línea de conducción es a través de tuberías, se debe considerar lo siguiente:

a) La velocidad mínima no será menor a 0.60m/s

b) La velocidad máxima admisible para tubos de PVC y asbesto cemento será de 5.00m/s

c) La presión estática máxima estará en función de las especificaciones técnicas de la clase de tubería a utilizarse, sin embargo, se recomienda mantener una presión estática máxima de 0 mts, incorporando en la línea, cámara rompe presión donde sea necesario.

6.3.2 Tipos de tubería

La selección debe estar en función de:

a).- la capacidad inicial de transporte del líquido y su reducción con el tiempo, factor definido por el coeficiente "C" de Hazen Williams

b.- la resistencia del tubo para soportar la presión interna y externa.

Estructuralmente los conductos deben resistir fuerzas combinadas o separadas:

- **Presión del agua**

Presión que produce tensión en las paredes y un esfuerzo de resbalamiento en las uniones.

- **Golpe de ariete**

Es un fenómeno hidráulico que se produce cuando la velocidad una válvula, produciendo una transformación en la energía dinámica del agua, en energía de presión; lo que representa un choque en el tubo, produciéndose una serie de ondas positivas y negativas que suceden de ida y vuelta en la tubería, hasta que son amortiguadas por la fricción. La presión puede ser tan alta y hace que reviente la tubería.

- **Expansión o contracción por temperatura**

Los esfuerzos de temperatura son muy grandes en tuberías que ocupan una gran longitud. Una pequeña deformación unitaria produce grandes esfuerzos. Cuando estas tuberías están a la intemperie, estos esfuerzos son muy considerables; disminuyendo en cambio cundo la tubería está bajo relleno.

- **Presión Externa debido al relleno.**

La tubería soporta u a fuerte presión de arriba hacia abajo repartida en toda la longitud debido al relleno y a la sobrecarga, actuando esta presión en la parte superior del tubo.

c).- Durabilidad del tubo con respecto al periodo de diseño

d).- Facilidad de transporte, manejo y tendido

e).- Disponibilidad y costo en el mercado.

f).- Fácil mantenimiento y reparación.

Los tipos de tuberías existentes son:

- **De fierro fundido dúctil.**

- **De fierro galvanizado.**
- **De PVC.**
- **De asbesto- cemento.**
- **Tuberías De fierro fundido dúctil. -** Es fabricada por la fundición de hierro en presencia de coke y piedra caliza, pero mediante métodos especiales se le adiciona magnesio, con lo cual se logra mantener mayor continuidad y homogeneidad del metal.

Esta característica la hace menos frágil, permitiendo mayor versatilidad en su uso, al poder ser utilizado tanto enterrado como superficialmente, lo que permite utilizar una sola clase de tubería en el caso de diseño de líneas de conducción y aducción en terrenos rocosos y terrenos blandos.

Tuberías De fierro Galvanizado. - tubería de gran resistencia a los impactos y de gran ductilidad, así mismo su resistencia a la oxidación y a la corrosión es mayor.

Mediante el proceso de galvanizado se da un recubrimiento de zinc tanto interior como exteriormente, para darle protección contra la corrosión.

En base a sus características, esta tubería es recomendable para instalarse superficialmente, ya que presenta una resistencia a los impactos mucho mayor que cualquier otra, pero no resulta conveniente su instalación enterrada en zanja debido a la agresión de suelos ácidos.

Su utilización está indicada en líneas de aducción, con terrenos accidentados o rocosos donde los costos de excavación pueden hacer prevalecer la utilización de tubería colocada sobre la superficie (soportes).

Tuberías de Asbesto cemento. - estas tuberías se fabrican por enrollado a presión de una mescla de asbesto y cemento en capas múltiples, siendo sometidas a fraguado mediante procesos especiales. La tubería presenta interiormente una superficie muy lisa, lo cual permite coeficiente de rugosidad menores y consecuentemente mayor capacidad de transporte.

La tubería presenta interiormente una superficie muy lisa, lo cual permite coeficientes de rugosidad menores y consecuentemente mayor capacidad de transporte.

La tubería de asbesto cemento es más frágil que la de F.F., por lo cual, su uso está limitado exclusivamente cuando sea factible su colocación enterrada. Por otra parte, es un material inerte a la corrosión, lo cual resulta ventajoso respecto a la otra clase de tuberías mencionadas.

Por su fragilidad las pérdidas por rotura durante la carga, descarga, colocación y transporte son mayores.

Tuberías de PVC. - las tuberías de material plástico se fabrican mediante **la plastificación de polímeros,** siendo el Policloruro de vinilo en forma granular, la materia prima utilizada para la fabricación de la tubería conocida como PVC.

Las características más importantes de la tubería PVC es muy considerable menor peso respecto a cualquier otra tubería mencionado, lo cual reduce grandemente costos de transportes e instalación.

6.3.3 Elecciones de la tubería a utilizar

De acuerdo a las características mencionadas en los tipos de tuberías y del cuadro comparativo de tuberías que existen en mercado (ver cuadro 6.3.3.1) en el presente proyecto se utilizara tuberías PVC, por las múltiples ventajas que tiene sobre las demás, en especial por el menor costo, factor primordial que incidirá en el presupuesto total del proyecto.

En las líneas de conducción y aducción se utilizará tuberías P.V.C ϕ=11/2"- clase-5; teniendo en consideración las condiciones hidráulicas que reúnen las mismas.

En las obras de distribución se utilizará tuberías P.V.C ϕ=1/2" clase-7.5. Serán de esta clase por que las tuberías estarán sometidas a cargas externas producidas especialmente por los vehículos.

Cuadro 33: Comparativo de tuberías que existen en el mercado.

TIPOS DE TUBERIA CARASTERISTICAS	TUBERIA A DE ASBESTO CEMENTO	TUBERIA PVC
CARACT. MECANICAS		
Resistencia a la compresión.	450 kg/cm2	600 - 700 kg/cm2
Resistencia a la flexión.	250 kg/cm2	700 - 900 kg/cm2
Rugosidad.	Coeficiente de rugosidad menores y conservan la capacidad de transporte después de varios años de servicio	superficie interior muy lisa por consiguiente mayor capacidad de transporte
Peso.	Peso liviano. Tub Ø = 4 L= 4m peso = 32.9 kgr.	Considerable menor peso. Tub Ø = 4, L= 4m peso = 32.9 kgr.
Transporte.	El peso de los tubos es liviano pero mayor al peso de los tubos PVC requieren mayor cuidado en el Transporte y manipuleo.	El peso reducido de los tubos PVC tornan simple y fácil su transporte facilitando el descargue y el Acarreo de los tubos a la obra.
Instalación.	la instalación es fácil por el tipo de unión y de rápido montaje da flexibilidad al al conducto en caso de asentamientos Y movimientos sísmicos.	la instalación es sencilla y la unión Es tipo espiga.
Clases de tuberías.	clase A-5, clase A-7.5, clase A-10 clase A-15, longitud = 4.00m	clase -5, clase -7.5, clase -10 clase-15, longitud = 6.00m
Costos.	Tub Ø = 4 , L=4.00m, Clase A-5 Costo metro lineal = S/. 16.75	Tub Ø = 4 , L=6.00m, Clase -5 Costo metro lineal = S/. 7.70

6.3.4 Trazo y nivelación de la línea de conducción

Adoptado el tipo de tubería y determinado. El punto de ubicación del reservorio; se hizo un estudio de reconocimiento de la franja de conducción y su respectivo estudio definitivo; para lo cual se han tenido las siguientes consideraciones

- la pendiente de la línea de conducción deberá estar por debajo de la línea de gradiente hidráulica y lo más próxima a ella para evitar presiones excesivas.
- la línea evitara las zonas que pueden ser de características difíciles para su construcción y reparación en caso de deterioro.
- evitar que los puntos altos de la línea, queden por encima de la línea piezométrica puesto que en ellos se producen sifonaminetos.
- en lo posible evitar los contrapendientes, ello favorece a la acumulación y retención de aire disuelto en el agua, en cuyos casos se tendrá que requerir válvulas.
- el de la tubería no debe estar a más de 1 m. de profundidad, de este modo se facilitará las posibles reparaciones que pueden realizarse a lo largo de su vida útil.

Tomando estas consideraciones, se ha trazado la línea de conducción, con apoyo de una poligonal abierta partiendo del punto de captación al lugar donde se proyecta el reservorio apoyándose a esta poligonal se efectuó el levantamiento topográfico a lo largo de la misma, con curvas a nivel a cada 2 m

El perfil de la línea de conducción, está acotado cada 20 m; lo que nos permitirá determinar la presión hidrostática, ubicación de válvulas, y el diámetro de la tubería.

6.3.5 Calculo hidráulico

El diámetro de la tubería de conducción, se ha diseñado para conductos cerrados a presión, a través de la fórmula de Hazen- Williams para un coeficiente C=150.

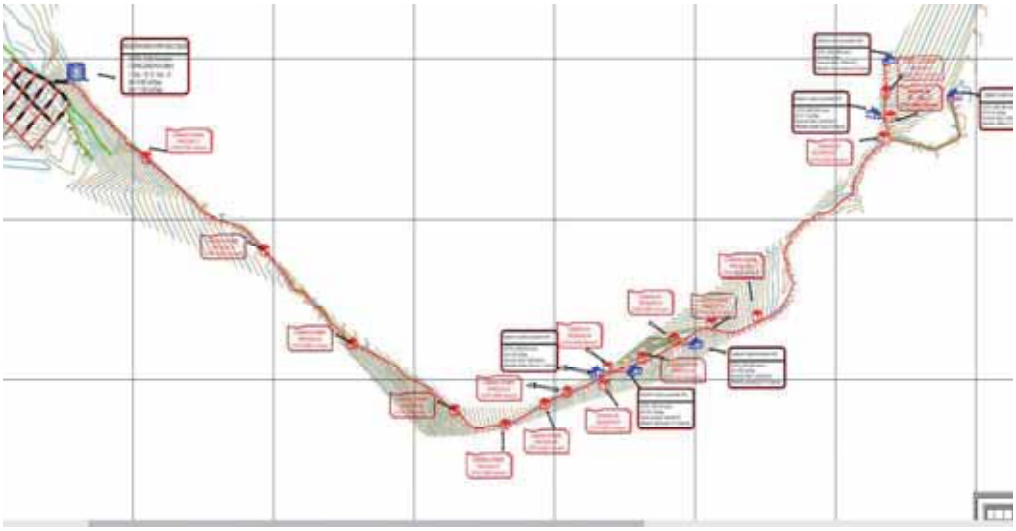
Para el cálculo de presiones, se ha considerado la pérdida por unidad de longitud y accesorios.

CALCULO DEL DIAMETRO DE LINEA DE CONDUCCION. CCOLLOTARO

Figura 43: ***Línea de conduccion de la comunidad de ccollotaro. vista satelital.***

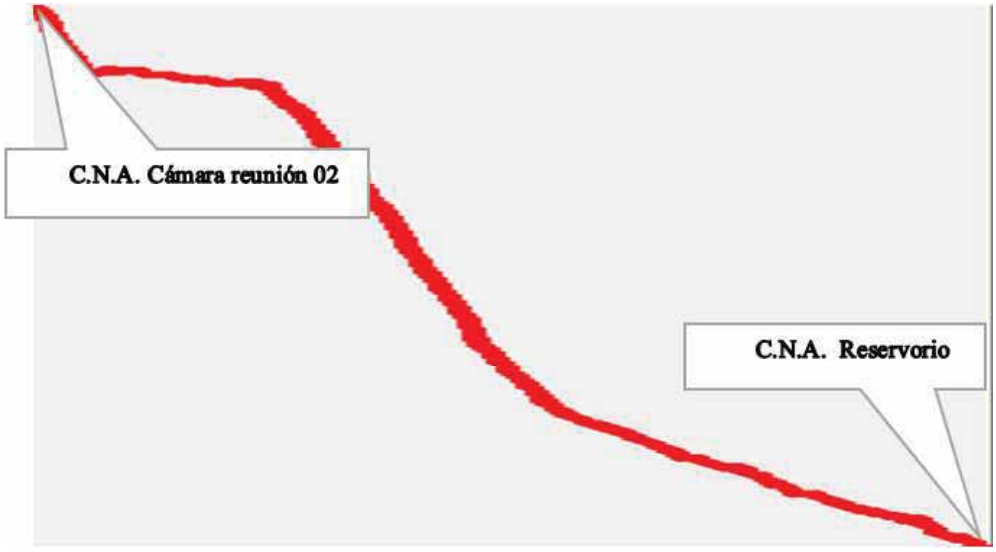
Fuente: Google Earth.

Figura 44: Línea de conduccion de la comunidad de Ccollotaro, detalle de Obras de Arte.



Fuente: AutoCAD

Figura 45 : ***Perfil de línea de conduccion de Ccollotaro.***



Fuente: perfil de AutoCAD civil 3d.

Para la comunidad de Ccollotaro

Ilustración de cálculo de cámara de reunión 02-al reservorio

Q = 0.0004264 x C x $\boldsymbol{D^{2.63} x S^{0.54}}$

Q= Gasto de diseño (lps); Q= VxA

D: diámetro (pulgadas)

S: pendiente del gradiente hidráulico (‰)

C: coeficiente de rugosidad

C=150 (PVC)

S= H/L

H= cota mayor-cota menor

H= C.N.A Cámara reunión 02 – C.N.A Reservorio

H=3826.09-3145.34=680.75m

L= longitud de tramo (km).

L= 3.755 km.

S= 680.75/3.755= 181.29‰ =18.13%

Q= 1.09 lts/seg.

Reemplazando valores se tiene:

1.09=0.0004264x **150 x** $\boldsymbol{D^{2.63} x (181.29)^{0.54}}$

D=1.01"

Adoptamos D=1 1/2"

Q= VxA **;** **V=** Q/A

A = π $\boldsymbol{D^2/4}$; **A=1.14 x$10^{-3}m^2$**

$$\mathbf{V}=\frac{1.09x10^{-3}m^3}{seg}/\ 1.14x10^{-3}m^2$$

V= 0.956m/s

Cuadro Cálculo del diámetro línea de conducción

TRAMO	Q (lps)	S(‰)	D(pulg)	D (adoptado)	V(m/s)
CR-RES	1.09	181.29	1.01"	1 1/2"	0.956

CALCULO DE PRESIONES

Tramo (cámara de reunión 02-reservorio)

Para el cálculo de presiones se consideran las pérdidas por unidad de longitud y pérdidas por accesorios.

$$P = Pi + H - Hf - Ha$$

$$Hf = SxL$$

$$Ha = kx\frac{v^2}{2g}$$

$$Hf = Hf + Ha$$

Donde:

P, Pi = presión final e inicial respectivamente en metros de columna de agua.

H = presión estática (m.c.a)

Hf = perdida de carga por unidad de longitud en (m.c.a)

Ha = perdida de carga por accesorios en (m.c.a)

Ht = perdida de carga total en (m.c.a)

L = longitud de tramo (km)

V = velocidad del tramo (m/s) = 0.956 m/seg

K = Coeficiente de perdida por accesorios

g = Aceleración de la gravedad (g=9.81m/s^2)

Perdidas por fricción:

Q = 0.0004264 x C x $D^{2.63}xS^{0.54}$

1.09=0.0004264x **150 x $D^{2.63}x(s)^{0.54}$**

1.09=0.0004264x **150 x 1.$5^{2.63}x(s)^{0.54}$**

S=26.48 ‰

Hf = S x L = 26.48x3.755 **= 99.43m**

$$Pf = Pi + H - Hf - Ha$$

$$Pf = 680.75\text{m} - 99.42\ m$$

$$Pf = 581.33m$$

TRAMO	Cota (m.s.n.m) (inicio-final)	H (m)	L(km)	s (0/00)	Hf (m)	Pf (m)
CR-RES01	**3826.09-3145.34**	**680.75**	**3.755**	**26.48**	**99.42**	**581.33**

Se presión final de 581.33 metros para lo cual se ubicarán cámaras de rompe – presión. En la línea de conducción, en el presente proyecto tesis se realizará el diseño hidráulico atravez del programa de Excel.

DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCION

NOMBRE DEL PROYECTO		:	"AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE COLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY, PORVINCIA DE PAUCARTAMBO, REGION CUSCO"
UBICACIÓN	LOCALIDAD	:	COLLOTARO Y CCOYARAQUI
	DISTRITO	:	CAICAY
	PROVINCIA	:	PAUCARTAMBO
	DEPARTAM.	:	CUSCO
INSTITUCION FINANCIERA		:	MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE PAUCARTAMBO

CUADRO DE DISEÑO LINEA DE CONDUCION Y ADUCCION (CCOLLOTARO)

TRAMOS	COTA TUB. m.s.n.m.	LONGITUD PARCIAL (Km)	CAUDAL (lt/seg)	Tub. PVC C	PENDIENTE (m/km)	DIÁMETRO (Pulg)	DIÁMETRO ASUMIDO (Pulg)	PENDIENTE (m/km)	VELOC. (m/seg)	CARGA ESTÁT. (m)	PERDIDA ACUM. (m)	PRESIÓN (m)
Tramo : CAPTACION 01 - CAMARA ROMPE PRESION 01												
CAP 01	3853.388											
CR1	3826.090	0.3740	0.15	150	72.99	0.573	0.75	22.36	0.56	27.30	8.36	18.93
Tramo : CAPTACION 02 - CAMARA ROMPE PRESION 01												
CAP 02	3920.996											
CRP 01	3890.260	0.0940	0.08	150	326.98	0.332	0.75	6.98	0.30	30.74	0.66	30.08
CRP 01	3890.260											
CR1	3852.750	0.0700	0.08	150	535.86	0.300	0.75	6.98	0.30	37.51	0.49	37.02
Tramo : CAPTACION 03 - CAMARA DE REUNION 01												
CAP 03	3856.300											
CR1	3852.750	0.0130	0.11	150	273.08	0.388	0.75	12.59	0.41	3.55	0.16	3.39
Tramo : CAMARA DE REUNION 01 - CAMARA DE REUNION 02												
CR1	3852.750											
CR2	3826.090	0.0620	0.34	150	430.00	0.543	0.75	101.77	1.28	26.66	6.31	20.35
Tramo : CAMARA DE REUNION 02 - CAMARA DE REUNION 03												
CR2	3826.090											
CRP2	3782.140	0.8365	0.34	150	52.54	0.837	1	25.07	0.72	43.95	20.97	22.98
CRP2	3782.140											
CRP3	3725.140	0.1725	0.34	150	330.43	0.574	1	25.07	0.72	57.00	4.32	52.68
CRP3	3725.140											
CR3	3669.160	0.1455	0.34	150	384.74	0.556	1	25.07	0.72	55.98	3.65	52.33

DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCION

NOMBRE DEL PROYECTO		:	"AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE COLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY, PORVINCIA DE PAUCARTAMBO, REGION CUSCO"
UBICACIÓN	LOCALIDAD	:	COLLOTARO Y CCOYARAQUI
	DISTRITO	:	CAICAY
	PROVINCIA	:	PAUCARTAMBO
	DEPARTAM.	:	CUSCO
INSTITUCION FINANCIERA		:	MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE PAUCARTAMBO

CUADRO DE DISEÑO LINEA DE CONDUCION Y ADUCCION (CCOLLOTARO)

TRAMOS	COTA TUB. m.s.n.m.	LONGITUD PARCIAL (Km)	CAUDAL (lt/seg)	Tub. PVC C	PENDIENTE (m/km)	DIÁMETRO (Pulg)	DIÁMETRO ASUMIDO (Pulg)	PENDIENTE (m/km)	VELOC. (m/seg)	CARGA ESTÁT. (m)	PERDIDA ACUM. (m)	PRESIÓN (m)
Tramo : CAPTACION 04 - CAMARA DE REUNION 03												
CAP 04	3674.902											
CR3	3669.160	0.0330	0.09	150	174.00	0.395	0.75	8.68	0.34	5.74	0.29	5.46
Tramo : CAMARA DE REUNION 03 - CAMARA DE REUNION 04												
CR3	3669.160											
CRP4	3611.840	0.1070	0.43	150	535.70	0.568	1	38.73	0.91	57.32	4.14	53.18
CRP4	3611.840											
CR4	3554.590	0.1390	0.43	150	411.87	0.600	1	38.73	0.91	57.25	5.38	51.87
Tramo : CAPTACION 05 - CAMARA DE REUNION 04												
CAP 05	3579.300											
CR4	3554.590	0.0560	0.03	150	441.25	0.215	0.75	1.14	0.11	24.71	0.06	24.65
Tramo : CAMARA DE REUNION 04 - CAMARA DE REUNION 05												
CR4	3554.590											
CR5	3536.140	0.0430	0.46	150	429.07	0.610	0.75	178.13	1.73	18.45	7.66	10.79
Tramo : CAPTACION 06 - CAMARA DE REUNION 05												
CAP 06	3540.030											
CR5	3536.140	0.0100	0.08	150	389.00	0.320	0.75	6.98	0.30	3.89	0.07	3.82
Tramo : CAMARA REUNION 05 - RESERVORIO												
CR5	3536.140											
CRP 05	3486.140	0.1273	0.54	150	392.77	0.660	1	59.05	1.14	50.00	7.52	42.48
CRP 05	3486.140											
CRP 06	3436.140	0.0889	0.54	150	562.43	0.613	1	59.05	1.14	50.00	5.25	44.75

DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCION

NOMBRE DEL PROYECTO		:	"AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE COLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY, PORVINCIA DE PAUCARTAMBO, REGION CUSCO"
UBICACIÓN	LOCALIDAD	:	COLLOTARO Y CCOYARAQUI
	DISTRITO	:	CAICAY
	PROVINCIA	:	PAUCARTAMBO
	DEPARTAM.	:	CUSCO
INSTITUCION FINANCIERA		:	MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE PAUCARTAMBO

CUADRO DE DISEÑO LINEA DE CONDUCION Y ADUCCION (CCOLLOTARO)

TRAMOS	COTA TUB. m.s.n.m.	LONGITUD PARCIAL (Km)	CAUDAL (lt/seg)	Tub. PVC C	PENDIENTE (m/km)	DIÁMETRO (Pulg)	DIÁMETRO ASUMIDO (Pulg)	PENDIENTE (m/km)	VELOC. (m/seg)	CARGA ESTÁT. (m)	PERDIDA ACUM. (m)	PRESIÓN (m)
CRP 06	3436.140											
CRP 07	3386.140	0.1571	0.54	150	318.27	0.689	1.5	8.20	0.51	50.00	1.29	48.71
CRP 07	3386.140											
CRP 08	3336.140	0.2018	0.54	150	247.77	0.726	1.5	8.20	0.51	50.00	1.65	48.35
CRP 08	3336.140											
CRP 09	3286.140	0.4245	0.54	150	117.79	0.845	1.5	8.20	0.51	50.00	3.48	46.52
CRP 09	3286.140											
CRP 10	3236.140	0.4355	0.54	150	114.81	0.850	1.5	8.20	0.51	50.00	3.57	46.43
CRP 10	3236.140											
CRP 11	3186.140	0.5185	0.54	150	96.43	0.881	1.5	8.20	0.51	50.00	4.25	45.75
CRP 11	3186.140											
RESERVORIO	3145.340	0.3545	0.54	150	115.09	0.849	1.5	8.20	0.51	40.80	2.91	37.89
Tramo : RESERVORIO - FINAL DE LINEA ADUCCION												
RESERVORIO	3145.340											
CMD 01	3123.520	0.0857	1.55	150	254.61	1.077	1.5	57.76	1.46	21.82	4.95	16.87

CONCLUSIONES

1. ASUMIMOS TUBERIAS DE 1.5" PVC SAP C-7.5, EN LA LINEA DE CONDUCCION PARA GARANTIZAR EL FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DEL SISTEMA EN TEMPORADA DE LLUVIAS; CUYO CAUDAL SE INCREMENTA CONSIDERABLEMENTE

2.ASUMIMOS TUBERIAS DE 1.5" PVC SAP C-7.5, EN LA LINEA DE ADUCCION PARA GARANTIZAR EL FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DEL SISTEMA EN TEMPORADA DE LLUVIAS; CUYO CAUDAL SE INCREMETA CONSIDERABLEMENTE.

Ilustración de cálculo de cámara reunión 03 – cámara rompe presión 04

Q = 0.0004264 x C x $D^{2.63} x S^{0.54}$

Q= Gasto de diseño (lps); Q= VxA

D: diámetro (pulgadas)

S: pendiente del gradiente hidráulico (‰)

C: coeficiente de rugosidad

C=150 (PVC)

S= H/L

H= cota mayor-cota menor

H= C.N.A Cámara reunión 03 – C.N.A cámara rompe presión 04

H=3669.160-3611.84 = 57.32m

L= longitud de tramo (km).

L= 0.107 km.

S= 57.32/0.107 = 53.57% = 537.70‰(m/Km)

Q= 0.43 lts/seg.

Reemplazando valores se tiene:

0.43 = 0.0004264x **150 x** $D^{2.63} x (537.70)^{0.54}$

D=0.568"

Adoptamos D=1"

Q= VxA ; **V=** Q/A

A = π D^2**/4; A=0.506 x**$10^{-3} m^2$

$$V = \frac{0.43 x 10^{-3} m^3}{seg} / 0.506 x 10^{-3} m^2$$

V= 0.90 m/s

Cuadro Cálculo del diámetro línea de conducción

TRAMO	Q (lps)	S(‰)	D(pulg)	D (adoptado)	V(m/s)
CRP11-RES01	0.43	535.70	0.568"	1 "	0.90

CALCULO DE PRESIONES

Tramo (cámara reunión 03 – cámara rompe presión 04)

Para el cálculo de presiones se consideran las pérdidas por unidad de longitud y pérdidas por accesorios.

$$P = Pi + H - Hf - Ha$$

$$Hf = SxL$$

$$Ha = kx\frac{v^2}{2g}$$

$$Hf = Hf + Ha$$

Donde:

P, Pi = presión final e inicial respectivamente en metros de columna de agua.

H = presión estática (m.c.a)

Hf = perdida de carga por unidad de longitud en (m.c.a)

Ha = perdida de carga por accesorios en (m.c.a)

L = longitud de tramo (km)

V = velocidad del tramo (m/s) = 0.90 m/seg

K = Coeficiente de perdida por accesorios

g = Aceleración de la gravedad (g=9.81m/s^2)

Perdidas por fricción:

Q = 0.0004264 x C x $D^{2.63}xS^{0.54}$

0.43=0.0004264x **150 x $D^{2.63}x(s)^{0.54}$**

0.43=0.0004264x **150 x $1^{2.63}x(s)^{0.54}$**

S=38.73 ‰.

Hf = S x L = 38.73x0.107 **= 4.14m**

a.- Cálculo de Pérdidas por accesorio:

K_1 = 0.50 (entrada brusca)

K_2 = 1.00 (salida brusca)

K_3 = 0.40 (codo a 45°)

K_4 = 0.40 (codo a 22.5°)

K = K_1 +K_2 + K_3+ K_4= 2.3

$$Ha = kx\frac{v^2}{2g} = \sum(k)\frac{v^2}{2g} = 0.14 \text{ m}$$

Ha= 0.14 m.

$$\boxed{Pf = Pi + H - Hf - Ha}$$

$$Pf = 0.00m + 57.32\text{m} - 4.14m - 0.14m$$

$$Pf = 53.04 \text{ m}$$

- La tubería será de PVC, clase A-7.5

Para la comunidad de Ccollotaro

Ilustración de cálculo de cámara rompe presión 11- reservorio r-01

Q = 0.0004264 x C x $D^{2.63} x S^{0.54}$

Q= Gasto de diseño (lps); Q= VxA

D: diámetro (pulgadas)

S: pendiente del gradiente hidráulico (‰)

C: coeficiente de rugosidad

C=150 (PVC)

S= H/L

H= cota mayor-cota menor

H= C.N.A Cámara rompe presión 11– C.N.A Reservorio

H=3186.140-3145.34=40.80m

L= longitud de tramo (km).

L= 0.3545 km.

S= 40.80/354.4= 11.509% = 115.09‰(m/Km)

Q= 0.54 lts/seg.

Reemplazando valores se tiene:

0.54=0.0004264x **150 x** $D^{2.63} x (115.09)^{0.54}$

D=0.8495"

Adoptamos D=1"

Q= VxA ; **V=** Q/A

A = π D^2**/4; A=0.506 x**$10^{-3} m^2$

V= $\frac{0.54 x 10^{-3} m^3}{seg}$ **/ 0.506x**$10^{-3} m^2$

V= 1.07m/s

Cuadro Cálculo del diámetro línea de conducción

TRAMO	Q (lps)	S(‰)	D(pulg)	D (adoptado)	V(m/s)
CRP11-RES01	0.54	115.09	0.8495"	1 "	1.07

CALCULO DE PRESIONES

Tramo (cámara rompe presión 11-reservorio 01)

Para el cálculo de presiones se consideran las pérdidas por unidad de longitud y pérdidas por accesorios.

$$P = Pi + H - Hf - Ha$$

$$Hf = SxL$$

$$Ha = kx\frac{v^2}{2g}$$

$$Hf = Hf + Ha$$

Donde:

P, Pi = presión final e inicial respectivamente en metros de columna de agua.

H = presión estática (m.c.a)

Hf = perdida de carga por unidad de longitud en (m.c.a)

Ha = perdida de carga por accesorios en (m.c.a)

L = longitud de tramo (km)

V = velocidad del tramo (m/s) = 1.075 m/seg

K = Coeficiente de perdida por accesorios

g = Aceleración de la gravedad (g=9.81m/s^2)

Perdidas por fricción:

Q = 0.0004264 x C x $D^{2.63}xS^{0.54}$

0.54=0.0004264x **150 x $D^{2.63}x(s)^{0.54}$**

0.54=0.0004264x **150 x $1^{2.63}x(s)^{0.54}$**

S=59.05 ‰.

Hf = S x L = 59.05x0.3545 **= 20.93m**

a.- Cálculo de Pérdidas por accesorio:

K_1 = 0.50 (entrada brusca)

K_2 = 1.00 (salida brusca)

K_3 = 0.40 (codo a 45°)

K_4 = 0.40 (codo a 22.5°)

K = K_1 +K_2 + K_3+ K_4= 2.30

$$Ha = kx\frac{v^2}{2g} = \sum(k)\frac{v^2}{2g} = 0.14 \text{ m}$$

Ha= 0.14 m.

$$\boxed{Pf = Pi + H - Hf - Ha}$$

$$Pf = 0.00m + 40.80\text{m} - 20.93m - 0.14m$$

$$Pf = 19.73 \text{ m}$$

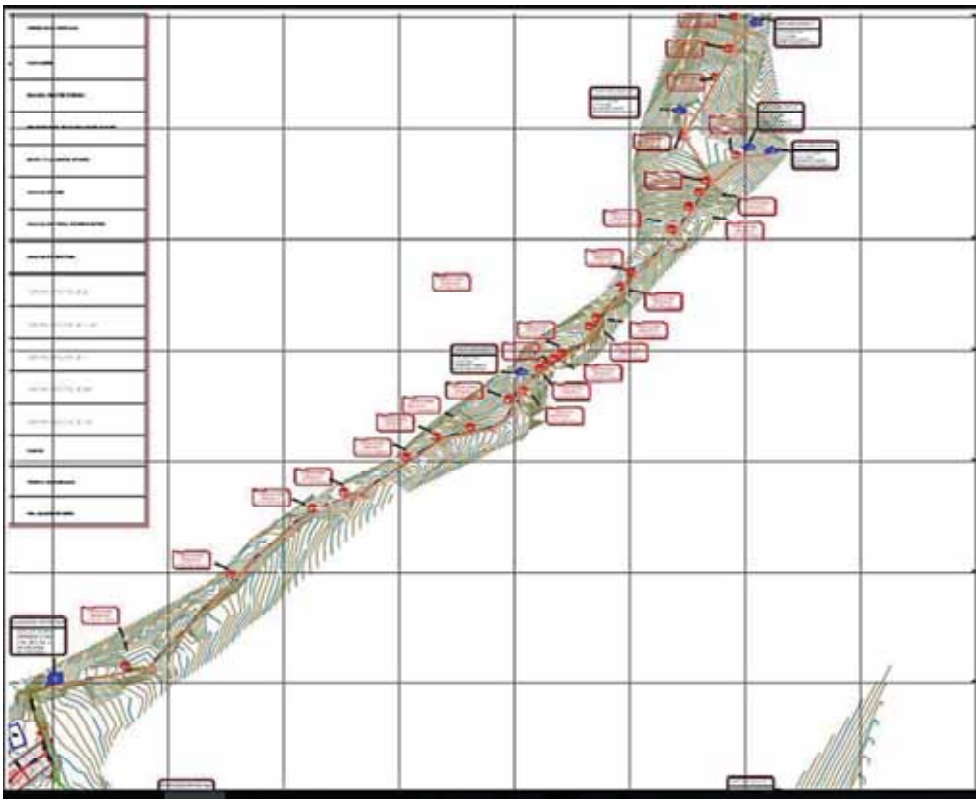
- La tubería será de PVC, clase A-7.5

CALCULO DEL DIAMETRO DE LINEA DE CONDUCCION. CCOYARAQUI

Figura 46: ***Línea de conducción de la comunidad de Ccoyaraqui. Vista satelital.***

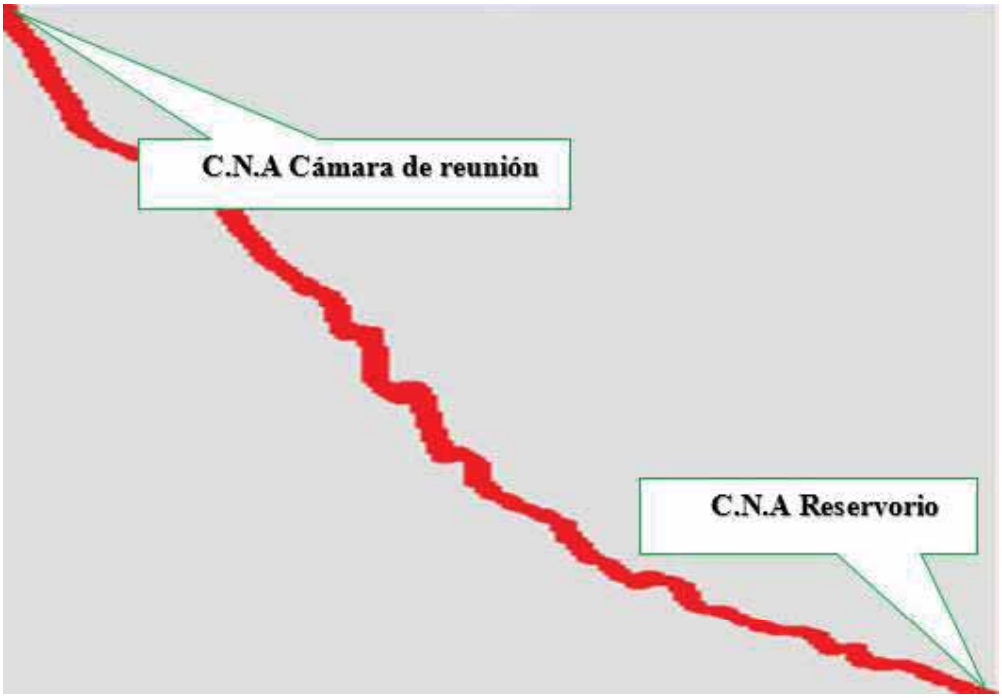
Fuente: google Earth.

Figura 47:Línea de conduccion de la comunidad de Ccoyaraqui, detalle de Obras de Arte.



Fuente: AutoCAD civil 3D

Figura 48: ***Perfil de línea de conduccion de Ccoyaraqui.***



Fuente: AutoCAD civil 3D

Para la comunidad de Ccoyaraqui

Ilustración de cálculo de cámara de reunión 05- al reservorio

Q = 0.0004264 x C x $D^{2.63} x S^{0.54}$

Q= Gasto de diseño (lps); Q= VxA

D: diámetro (pulgadas)

S: pendiente del gradiente hidráulico (‰)

C: coeficiente de rugosidad

C=150 (PVC)

S= H/L

H= cota mayor-cota menor

H= C.N.A Cámara de reunión 05 – C.N.A Reservorio

H=4204.00-3191.00=1013.00m

L= longitud de tramo (km).

L= 4.465 km.

S= 1013/4.465= 226.87‰ = 22.69 %

Q= 0.47 lts/seg.

Reemplazando valores se tiene:

0.47lts/seg=0.0004264x **150 x** $D^{2.63} x 226.87^{0.54}$

D=0.70"

Adoptamos D=1"

Q= VxA ; **V**= Q/A

A = π D^2/4; **A=0.506x$10^{-3}m^2$**

V= $\frac{0.47x10^{-3}m^3}{seg}$ / **0.506x$10^{-3}m^2$**

V= 0.93m/s

Cuadro Cálculo del diámetro línea de conducción

TRAMO	Q (lps)	S(‰)	D(pulg)	D (adoptado)	V(m/s)
CC-RES	0.47	226.87	0.70"	1"	0.93

CALCULO DE PRESIONES

Tramo (cámara de reunión 05-reservorio 02)

Para el cálculo de presiones se consideran las pérdidas por unidad de longitud y pérdidas por accesorios.

$$P = Pi + H - Hf - Ha$$

$$Hf = SxL$$

$$Ha = kx\frac{v^2}{2g}$$

$$Hf = Hf + Ha$$

Donde:

P, Pi = presión final e inicial respectivamente en metros de columna de agua.

H = presión estática (m.c.a)

Hf = perdida de carga por unidad de longitud en (m.c.a)

Ha = perdida de carga por accesorios en (m.c.a)

Ht = perdida de carga total en (m.c.a)

L = longitud de tramo (km)

V = velocidad del tramo (m/s) = 0.93 m/seg

K = Coeficiente de perdida por accesorios

g = Aceleración de la gravedad (g=9.81m/s^2)

Perdidas por fricción:

Q = 0.0004264 x C x $D^{2.63}xS^{0.54}$

0.47=0.0004264x **150 x $D^{2.63}x(s)^{0.54}$**

0.47=0.0004264x **150 x 1**$^{2.63}x(s)^{0.54}$

S= 40.18 ‰

Hf = S x L = 40.18x4.465 **= 179.42m**

$$Pf = Pi + H - Hf - Ha$$

$$Pf = 1013 - 179.42m$$

$$Pf = 833.58\ m$$

TRAMO	Cota (m.s.n.m) (inicio-final)	H (m)	L(km)	s (‰)	Hf (m)	Pf (m)
CR-RES01	**4204-3191.00**	**1013**	**4.465**	**40.18**	**179.42**	**833.58**

Se presión final de 833.58 metros para lo cual se ubicarán cámaras de rompe – presión. En la línea de conducción, en el presente proyecto tesis se realizará el diseño hidráulico atravez del programa de Excel.

DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCION

NOMBRE DEL PROYECTO		:	"AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE COLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY, PORVINCIA DE PAUCARTAMBO, REGION CUSCO"
UBICACIÓN	LOCALIDAD	:	COLLOTARO Y CCOYARAQUI
	DISTRITO	:	CAICAY
	PROVINCIA	:	PAUCARTAMBO
	DEPARTAM.	:	CUSCO
INSTITUCION FINANCIERA		:	MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE PAUCARTAMBO

CUADRO DE DISEÑO LINEA DE CONDUCION Y ADUCCION (CCOYARAQUI)

TRAMOS	COTA TUB. m.s.n.m.	LONGITUD PARCIAL (Km)	CAUDAL (lt/seg)	Tub. PVC C	PENDIENTE (m/km)	DIÁMETRO (Pulg)	DIÁMETRO ASUMIDO (Pulg)	PENDIENTE (m/km)	VELOC. (m/seg)	CARGA ESTÁT. (m)	PERDIDA ACUM. (m)	PRESIÓN (m)
Tramo : CAPTACION 01 - CAMARA DE REUNION 01												
CAP 01	4376.530											
CR1	4345.000	0.0645	0.02	150	488.69	0.180	0.5	3.86	0.17	31.53	0.25	31.28
Tramo : CAPTACION 02 - CAMARA DE REUNION 01												
CAP 02	4377.280											
CR1	4345.000	0.0665	0.02	150	485.41	0.181	0.5	3.86	0.17	32.28	0.26	32.02
Tramo : CAMARA REUNION 01 - CAMARA DE REUNION 02												
CR1	4345.000											
CRP 01-a	4274.500	0.1300	0.04	150	542.31	0.230	0.5	13.94	0.34	70.50	1.81	68.69
CRP 01-a	4274.500											
CR2	4204.000	0.1300	0.04	150	542.31	0.230	0.5	13.94	0.34	70.50	1.81	68.69
Tramo : CAPTACION 03 - CAMARA DE REUNION 02												
CAP 03	4278.000											
CR2	4204.000	0.1370	0.23	150	540.15	0.447	0.5	355.56	1.94	74.00	48.71	25.29
Tramo : CAMARA DE REUNION 02 - CAMARA DE REUNION 03												
CR2	4204.000											
CRP 01-b	4155.960	0.2150	0.27	150	223.44	0.569	0.75	66.41	1.01	48.04	14.28	33.76
CRP 01-b	4155.960											
CR3	4107.910	0.2150	0.27	150	223.49	0.569	0.75	66.41	1.01	48.05	14.28	33.77
Tramo : CAPTACION 04 - CAMARA DE REUNION 03												
CAP 04	4111.520											
CR3	4107.910	0.0980	0.12	150	36.84	0.606	0.75	14.79	0.45	3.61	1.45	2.16
Tramo : CAMARA DE REUNION 03 - CAMARA DE REUNION 05												
CR3	4109.910											
CR5	4073.200	0.2410	0.39	150	152.32	0.709	0.75	131.21	1.47	36.71	31.62	5.09
Tramo : CAPTACION 05 - CAMARA DE REUNION 04												
CAP 05	4090.150											
CR4	4081.240	0.0280	0.02	150	318.21	0.197	0.5	3.86	0.17	8.91	0.11	8.80

DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCION

NOMBRE DEL PROYECTO		:	"AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE COLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY, PORVINCIA DE PAUCARTAMBO, REGION CUSCO"
UBICACIÓN	LOCALIDAD	:	COLLOTARO Y CCOYARAQUI
	DISTRITO	:	CAICAY
	PROVINCIA	:	PAUCARTAMBO
	DEPARTAM.	:	CUSCO
INSTITUCION FINANCIERA		:	MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE PAUCARTAMBO

CUADRO DE DISEÑO LINEA DE CONDUCION Y ADUCCION (CCOYARAQUI)

TRAMOS	COTA TUB. m.s.n.m.	LONGITUD PARCIAL (Km)	CAUDAL (lt/seg)	Tub. PVC C	PENDIENTE (m/km)	DIÁMETRO (Pulg)	DIÁMETRO ASUMIDO (Pulg)	PENDIENTE (m/km)	VELOC. (m/seg)	CARGA ESTÁT. (m)	PERDIDA ACUM. (m)	PRESIÓN (m)
Tramo : CAPTACION 06 - CAMARA DE REUNION 04												
CAP 06	4109.250											
CR4	4081.240	0.1810	0.01	150	154.75	0.175	0.5	1.07	0.08	28.01	0.19	27.82
Tramo : CAMARA DE REUNION 04 - CAMARA DE REUNION 05												
CR4	4081.240											
CR5	4073.200	0.2750	0.03	150	29.24	0.375	0.75	1.14	0.11	8.04	0.31	7.73
Tramo : CAMARA DE REUNION 05 - CAMARA ROMPE PRESION 01												
CR5	4073.200											
CRP 01	4029.570	0.0770	0.42	150	566.62	0.556	1	37.08	0.89	43.63	2.85	40.78
Tramo : CAMARA ROMPE PRESION 01 - CAMARA ROMPE PRESION 02												
CRP 01	4029.570											
CRP 02	3991.800	0.0770	0.42	150	490.52	0.573	1	37.08	0.89	37.77	2.85	34.92
CRP 02	3991.800											
CRP 03	3940.820	0.0770	0.42	150	662.08	0.539	1	37.08	0.89	50.98	2.85	48.13
CRP 03	3940.820											
CRP 04	3881.990	0.2560	0.42	150	229.80	0.670	1	37.08	0.89	58.83	9.49	49.34
CRP 04	3881.990											
CRP 05	3846.340	0.0790	0.42	150	451.27	0.583	1	37.08	0.89	35.65	2.93	32.72
CRP 05	3846.340											
CRP 06	3814.840	0.1160	0.42	150	271.55	0.647	1	37.08	0.89	31.50	4.30	27.20
CRP 06	3814.840											
CRP 07	3771.760	0.0580	0.42	150	742.76	0.526	1	37.08	0.89	43.08	2.15	40.93
CRP 07	3771.760											
CRP 08	3720.700	0.0420	0.42	150	1215.71	0.476	1	37.08	0.89	51.06	1.56	49.50
CRP 08	3720.700											
CRP 09	3691.070	0.2010	0.42	150	147.41	0.734	1	37.08	0.89	29.63	7.45	22.18
CRP 09	3691.070											
CRP 10	3643.550	0.0280	0.42	150	1697.14	0.444	1	37.08	0.89	47.52	1.04	46.48
CRP 10	3643.550											
CRP 11	3627.840	0.0280	0.42	150	561.07	0.558	1	37.08	0.89	15.71	1.04	14.67
CRP 11	3627.840											
CR 06	3594.750	0.1650	0.42	150	200.55	0.689	1	37.08	0.89	33.09	6.12	26.97

DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCION

NOMBRE DEL PROYECTO		:	"AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE COLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY, PORVINCIA DE PAUCARTAMBO, REGION CUSCO"
UBICACIÓN	LOCALIDAD	:	COLLOTARO Y CCOYARAQUI
	DISTRITO	:	CAICAY
	PROVINCIA	:	PAUCARTAMBO
	DEPARTAM.	:	CUSCO
INSTITUCION FINANCIERA		:	MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE PAUCARTAMBO

CUADRO DE DISEÑO LINEA DE CONDUCION Y ADUCCION (CCOYARAQUI)

TRAMOS	COTA TUB. m.s.n.m.	LONGITUD PARCIAL (Km)	CAUDAL (lt/seg)	Tub. PVC C	PENDIENTE (m/km)	DIÁMETRO (Pulg)	DIÁMETRO ASUMIDO (Pulg)	PENDIENTE (m/km)	VELOC. (m/seg)	CARGA ESTÁT. (m)	PERDIDA ACUM. (m)	PRESIÓN (m)
Tramo : CAPTACION 07 - CAMARA REUNION 06												
CRP 07	3599.170											
CR 06	3594.750	0.0430	0.09	150	102.79	0.440	0.75	8.68	0.34	4.42	0.37	4.05
Tramo : CAMARA REUNION 06 - CAMARA ROMPE PRESION 19												
CR 6	3594.750											
CRP 12	3545.320	0.0740	0.51	150	667.97	0.579	1	53.12	1.08	49.43	3.93	45.50
CRP 12	3545.320											
CRP 13	3506.030	0.2400	0.51	150	163.71	0.773	1	53.12	1.08	39.29	12.75	26.54
CRP 13	3506.030											
CRP 14	3466.300	0.1570	0.51	150	253.06	0.707	1	53.12	1.08	39.73	8.34	31.39
CRP 14	3466.300											
CRP 15	3421.280	0.1560	0.51	150	288.59	0.688	1	53.12	1.08	45.02	8.29	36.73
CRP 15	3421.280											
CRP 16	3387.930	0.3140	0.51	150	106.21	0.845	1	53.12	1.08	33.35	16.68	16.67
CRP 16	3387.930											
CRP 17	3339.920	0.1570	0.51	150	305.80	0.680	1	53.12	1.08	48.01	8.34	39.67
CRP 17	3339.920											
CRP 18	3302.010	0.4710	0.51	150	80.49	0.894	1	53.12	1.08	37.91	25.02	12.89
CRP 18	3302.010											
CRP 19	3227.140	0.6280	0.51	150	119.22	0.825	1	53.12	1.08	74.87	33.36	41.51
Tramo : CAMARA ROMPE PRESION 19- RESERVORIO												
CRP 19	3227.140											
RESERVORIO	3191.000	0.3140	0.51	150	115.10	0.831	1	53.12	1.08	36.14	16.68	19.46
Tramo : RESERVORIO - INGRESO RED DE DISTRIBUCION (LINEA DE ADUCCION)												
RESERVORIO	3191.000											
CMD1	3158.43	0.3450	0.66	150	94.41	0.955	1.5	11.88	0.62	32.57	4.10	28.47

CONCLUSIONES

1. ASUMIMOS TUBERIAS DE 1" PVC SAP C-7.5, EN LA LINEA DE CONDUCCION PARA GARANTIZAR EL FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DEL SISTEMA EN TEMPORADA DE LLUVIAS; CUYO CAUDAL SE INCREMENTA CONSIDERABLEMENTE.

2.ASUMIMOS TUBERIAS DE 1.5" PVC SAP C-7.5, EN LA LINEA DE ADUCCION PARA GARANTIZAR EL FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DEL SISTEMA EN TEMPORADA DE LLUVIAS; CUYO CAUDAL SE INCREMETA CONSIDERABLEMENTE.

Para la comunidad de Ccoyaraqui

Ilustración de cálculo de cámara rompe presión 03 – cámara rompe presión 04

Q = 0.0004264 x C x $D^{2.63} x S^{0.54}$

Q= Gasto de diseño (lps); Q= VxA

D: diámetro (pulgadas)
S: pendiente del gradiente hidráulico (‰)
C: coeficiente de rugosidad
C=150 (PVC)
S= H/L
H= cota mayor-cota menor
H= C.N.A Cámara rompe presión 03 – C.N.A Cámara rompe presión 04
H=3940.82-3881.990=58.83 m
L= longitud de tramo (km).
L= 0.256 km.
S= 58.83/0.256= 229.80‰ = 22.98%
Q= 0.42 lts/seg.
Reemplazando valores se tiene:
0.42 lts/seg=0.0004264x **150 x** $D^{2.63} x (229.80)^{0.54}$
D=0.670"

Adoptamos D=1"

Q= VxA ; **V=** Q/A

A = π $D^2/4$; **A=0.506x10^{-3}** m^2

V= $\frac{0.42x10^{-3}m^3}{seg}$ / **0.506x10^{-3}** m^2

V= 0.89 m/s

Cuadro Cálculo del diámetro línea de conducción

TRAMO	Q (lps)	S(‰)	D(pulg)	D (adoptado)	V(m/s)
CC-RES	0.42	229.80	0.670"	1"	0.89

CALCULO DE PRESIONES

Tramo (cámara rompe presión 03 – cámara rompe presión 04)

Para el cálculo de presiones se consideran las pérdidas por unidad de longitud y pérdidas por accesorios.

$$P = Pi + H - Hf - Ha$$

$$Hf = SxL$$

$$Ha = kx\frac{v^2}{2g}$$

$$Hf = Hf + Ha$$

Donde:

P, Pi = presión final e inicial respectivamente en metros de columna de agua.

H = presión estática (m.c.a)

Hf = perdida de carga por unidad de longitud en (m.c.a)

Ha = perdida de carga por accesorios en (m.c.a)

Ht = perdida de carga total en (m.c.a)

L = longitud de tramo (km)

V = velocidad del tramo (m/s) = 0.89 m/seg

K = Coeficiente de perdida por accesorios

g = Aceleración de la gravedad (g=9.81m/s^2)

Perdidas por fricción:

Q = 0.0004264 x C x $D^{2.63}xS^{0.54}$

0.51=0.0004264x **150 x $D^{2.63}x(s)^{0.54}$**
0.51=0.0004264x **150 x $1^{2.63}x(s)^{0.54}$**
S=37.08 ‰

Hf = S x L = 37.08x0.256 **= 9.49 m**

a.- Cálculo de Pérdidas por accesorio:

K_1 = 0.50 (entrada brusca)

K_2 = 1.00 (salida brusca)

K_3 = 0.40 (codo a 45°)

K_4 = 0.40 (codo a 22.5°)

K = K_1 +K_2 + K_3+ K_4= 2.30

$$Ha = kx\frac{v^2}{2g} = \sum(k)\frac{v^2}{2g} = 0.14 \text{ m}$$

Ha= 0.14 m.

$$\boxed{Pf = Pi + H - Hf - Ha}$$

$$Pf = 0.80m + 58.83 \text{ m} - 9.49\ m - 0.14m$$

$$Pf = 49.20\ m$$

- La tubería será de PVC, clase A-7.5

Para la comunidad de Ccoyaraqui

Ilustración de cálculo de cámara rompe presión 19- al reservorio 02

Q = 0.0004264 x C x $\boldsymbol{D^{2.63} x S^{0.54}}$

Q= Gasto de diseño (lps); Q= VxA

D: diámetro (pulgadas)

S: pendiente del gradiente hidráulico (‰)

C: coeficiente de rugosidad

C=150 (PVC)

S= H/L

H= cota mayor-cota menor

H= C.R.P Cámara rompe presión 19 – C.N.A Reservorio

H=3227.14-3191.00=36.14 m

L= longitud de tramo (km).

L= 0.314 km.

S= 36.14/0.314= 115.10‰ = 11.51%

Q= 0.51 lts/seg.

Reemplazando valores se tiene:

0.51 lts/seg=0.0004264x **150 x** $\boldsymbol{D^{2.63} x (115.10)^{0.54}}$

D=0.831"

Adoptamos D=1"

Q= VxA **; V=** Q/A

A = π $\boldsymbol{D^2}$**/4; A=0.506x**$\boldsymbol{10^{-3} m^2}$

V= $\frac{0.51x10^{-3}m^3}{seg}$ **/ 0.506x**$\boldsymbol{10^{-3} m^2}$

V= 1.01 m/s

Cuadro Cálculo del diámetro línea de conducción

TRAMO	Q (lps)	S(‰)	D(pulg)	D (adoptado)	V(m/s)
CC-RES	0.51	115.10	0.831"	1"	1.01

CALCULO DE PRESIONES

Tramo (cámara rompe presión 19- al reservorio 02)

Para el cálculo de presiones se consideran las pérdidas por unidad de longitud y pérdidas por accesorios.

$$P = Pi + H - Hf - Ha$$

$$Hf = SxL$$

$$Ha = kx\frac{v^2}{2g}$$

$$Hf = Hf + Ha$$

Donde:

P, Pi = presión final e inicial respectivamente en metros de columna de agua.

H = presión estática (m.c.a)

Hf = perdida de carga por unidad de longitud en (m.c.a)

Ha = perdida de carga por accesorios en (m.c.a)

Ht = perdida de carga total en (m.c.a)

L = longitud de tramo (km)

V = velocidad del tramo (m/s) = 1.01 m/seg

K = Coeficiente de perdida por accesorios

g = Aceleración de la gravedad (g=9.81m/s^2)

Perdidas por fricción:

Q = 0.0004264 x C x $D^{2.63}xS^{0.54}$

0.51=0.0004264x **150 x $D^{2.63}x(s)^{0.54}$**

0.51=0.0004264x **150 x $1^{2.63}x(s)^{0.54}$**

S=53.12 ‰

Hf = S x L = 53.12x0.314 **= 16.68m**

a.- Cálculo de Pérdidas por accesorio:

K_1 = 0.50 (entrada brusca)

K_2 = 1.00 (salida brusca)

K_3 = 0.40 (codo a 45°)

K_4 = 0.40 (codo a 22.5°)

K = K_1 +K_2 + K_3+ K_4= 4.10

$$Ha = kx\frac{v^2}{2g} = \sum(k)\frac{v^2}{2g} = 0.14 \text{ m}$$

Ha= 0.14 m.

$$\boxed{Pf = Pi + H - Hf - Ha}$$

$$Pf = 0.80m + 36.14 \text{ m} - 16.68\ m - 0.14m$$

$$Pf = 19.32m$$

- La tubería será de PVC, clase A-7.5

6.4 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE

6.4.1 Generalidades

El presente diseño del componente ha sido desarrollado teniendo en cuenta las normas vigentes, consideraciones y criterios para el ámbito rural, desde el punto de vista económico.

6.4.1.1 normas vigentes:

- DS N° 011-2006-VIVIENDA, "Reglamento Nacional de Edificaciones" y sus modificatorias.
- RM N° 173-2016-VIVIENDA, "Guía de opciones tecnológicas para sistemas de abastecimiento de agua para consumo humano y saneamiento en el ámbito rural".

6.4.1.2 instalaciones hidráulicas y arquitectura:

Para definir los parámetros básicos usados en el dimensionamiento del dosificador de goteo de carga constante de un recipiente se usado la "Guía de opciones para sistemas de abastecimiento de agua para consumo humano y saneamiento en el ámbito rural". Su instalación debe estar lo más cerca de la línea de entrada de agua al reservorio y ubicando donde la iluminación natural no la afecte a la solución de cloro contenido en el recipiente.

El cloro residual activo se recomienda que se encuentre como mínimo en 0.3 mg/l y máximo a 0.8 mg/l en las condiciones normales de abastecimiento, superior a este último son detectables por el olor y sabor, lo que hace que sea rechazada por el usuario consumidor.

El sistema planteado puede ser usado para los reservorios de hasta 40 m3, como se puede observar en los cálculos con la fórmula de caudal de goteo constante se tiene una descarga de hasta 99 gotas por segundo o su equivalente en ml/s para carga de h= 0.20 m con lo que para una dosis de 2 mg/l en condiciones normales de cloración no supera 59 gotas por segundo o su equivalente en ml/s en el reservorio de 40 m3.

Para su construcción se puede usar diferentes materiales que puedan controlar el goteo por segundo o su equivalente en ml/s. Considerando el no uso de metales que pueden ser fácilmente corroídos por el cloro. Fuente: **(GUIA DE OPCIONES TECNOLOGICAS PARA SISTEMAS DE ABASTECIMIENO DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO Y SANEAMIENTO EN EL AMBITO RURAL)**

6.4.2 Desinfección de agua potable

CRITERIOS DE DISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO SISTEMA DE CLORACION

1) **Peso de hipoclorito de calcio o sodio necesario**

P= Q*d

Donde:

P = Peso de cloro en gr/h

Q = Caudal de agua a clorar en m3/h

d= Dosificacion adoptada en gr/m3

2) **Peso de l producto comercial en base al porcentaje de cloro**

Pc= P*100/r

Donde:

Pc= Peso producto comercial gr/h

r= Porcentaje del cloro activo que contiene el producto comercial (%)

3) **Caudal horario de solucion de hipoclorito (qs) en funcion de la concentracion de la solucion preparada**

El valor de "qs" permite seleccionar el equipo dosificador requerido

qs= Pc*100/c

Donde:

Pc= Peso producto comercial kg/h

qs= Demanda horaria de la solucion en l/h, asumiendo que la densidad de 1 litro de solucion pesa 1 kg.

c= Concentracion solucion (%)

4) **Calculo del volumen de la solucion, en funcion del tiempo de**

Consumo del recipiente en el que se almacena dicha solucion

Vs= qs * t

Donde:

Vs= Volumen de la solucion en lt (correspondiente al volumen util de los recipientes de preparacion)

t= Tiempo de uso de los recipientes de solucion en horas h

t se ajusta a ciclos de preparacion de: 6 horas (4 ciclos), 8 horas (3 ciclos) y 12 horas (2 ciclos) correspondientes al vaciado de los recipientes y carga de nuevo volumen de solucion

CALCULO DEL SISTEMA DE CLORACION POR GOTEO

Dosis adoptada: 2 mg/lt de hipoclorito de calcio
Porcentaje de cloro activo: 65%
Concentracion de la solucion= 0.25%
Equivalencia 1 g 0.00005 lt

V reservorio (m3)	Qmd Caudal maximo diario (lps)	Qmd Caudal maximo diario (m3/h)	Dosis (gr/m3)	P peso de cloro (gr/h)	r Porcentaje de cloro activo (%)	Pc Peso producto comercial (gr/h)	Pc Peso producto comercial (Kgr/h)	C concentracion de la solucion(%)	qs Demanda de la solucion (l/h)	Tiempo de uso del recipiente (h)	Vs volumen solucion (Lt.)	Volumen Bidon adoptado Lt.	qs Demanda de la solucion (gotas/s)
5	0.30	1.08	2.00	2.17	65.00	3.33	0.00	0.25	1.33	12	16.00	60	7
10	0.60	2.17	2.00	4.33	65.00	6.67	0.01	0.25	2.67	12	32.00	60	15
15	0.90	3.25	2.00	6.50	65.00	10.00	0.01	0.25	4.00	12	48.00	60	22
20	1.20	4.33	2.00	8.67	65.00	13.33	0.01	0.25	5.33	12	64.00	120	30
40	2.41	8.67	2.00	17.33	65.00	26.67	0.03	0.25	10.67	12	128.00	150	59
60	3.70	13.33	2.00	26.67	65.00	41.03	0.04	0.25	16.41	13	213.33	180	91
80	4.95	17.82	2.00	35.64	65.00	54.83	0.05	0.25	21.93	14	307.05	200	122
100	6.23	22.43	2.00	44.86	65.00	69.01	0.07	0.25	27.60	15	414.06	220	153

CALCULO DEL CAUDAL DE GOTEO CONSTANTE

Qgoteo= $C_d * A * (2*g*h)^{0.5}$
Donde:
Qgoteo= Caudal que ingresa por el orificio
C_d= Coeficiente de descarga (0.6) = 0.8 unidimensional
A= Area del orificio (ø 2.0 mm)= 3.1416E-06 m^2
g= Aceleracion de la gravedad= 9.81 m/s^2
h= Profundidad del orificio 0.2 m

Qgoteo = 4.97858E-06 m^3/s
Qgoteo= 0.0050 lt/s
una gota= 0.00005 lt
Qgoteo= 99.57157351 gotas/s

CALCULO DEL SISTEMA DE CLORACION POR GOTEO

Dosis adoptada: 5 mg/lt de hipoclorito de calcio
Porcentaje de cloro activo: 65%
Concentracion de la solucion= 0.25%

V reservorio (m3)	Qmd Caudal maximo diario (lps)	Qmd Caudal maximo diario (m3/h)	Dosis (gr/m3)	P peso de cloro (gr/h)	r Porcentaje de cloro activo (%)	Pc Peso producto comercial (gr/h)	Pc Peso producto comercial (Kgr/h)	C concentracion de la solucion(%)	qs Demanda de la solucion (l/h)	Tiempo de uso del recipiente (h)	Vs volumen solucion (l)	Volumen Bidon adoptado Lt.	qs Demanda de la solucion (gotas/s)
5	0.30	1.08	4.00	4.33	65.00	6.67	0.01	0.25	2.67	12	32.00	60	15
10	0.60	2.17	4.00	8.67	65.00	13.33	0.01	0.25	5.33	6	32.00	60	30
15	0.90	3.25	4.00	13.00	65.00	20.00	0.02	0.25	8.00	6	48.00	60	44
20	1.20	4.33	4.00	17.33	65.00	26.67	0.03	0.25	10.67	6	64.00	120	59
40	2.41	8.67	4.00	34.67	65.00	53.33	0.05	0.25	21.33	6	128.00	150	119
60	3.70	13.32	5.00	66.60	66.00	100.91	0.10	0.25	40.36	7	282.55	180	224
80	4.95	17.82	6.00	106.92	67.00	159.58	0.16	0.25	63.83	8	510.66	200	355
100	6.23	22.43	7.00	157.00	68.00	230.88	0.23	0.25	92.35	9	831.16	220	513

FUENTE: GUIA DE OPCIONES TECNOLÓGICAS PARA SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO Y SANEAMIENTO EN EL AMBITO RURAL

6.5 RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO

6.5.1 Generalidades

El reservorio de almacenamiento es una estructura que tiene un papel básico en el diseño del sistema de distribución de agua de una población tanto en su funcionamiento hidráulico como en el mantenimiento de un servicio eficiente, pues tiene la finalidad de dotar de agua a la población durante todas las horas del dia en forma continua para lo que será necesario almacenar el caudal de agua sobrante de las horas de poco consumo, y el caso de comunidad de Ccollotaro, teniendo que caudal de Fuente es 0.54lits/seg que ingresa, promedio total de 3 estaciones de estiaje de los años 2016, 2017 y 2018 y que caudal máximo diario de salida es 1.05litros/seg. Para el diseño de un reservorio se tomó un factor de seguridad 12.5% de volumen total y se tienen en cuenta los siguientes aspectos.

- compensación de las variaciones horarias. - el reservorio debe permitir que las demandas máximas que se producen en los consumos serán satisfechas durante las 24 horas, de tal manera que exista equilibrio entre los caudales de llegada y salida, y que garanticen un reservorio continuo y eficiente.

- previsión de reserva. - para cubrir interrupciones por daños en la conducción, para lo que se considerara un volumen adicional que de oportunidad a restablecer la conducción de agua al reservorio. R.N.C recomienda 20%Volumen de regulación.

. - El diseño de un reservorio permitirá la utilización de menores tamaños de tuberías, filtros, asimismo permitirá regular las presiones en las redes de distribución.

El reservorio del presente proyecto estará ubicado en la parte alta de las poblaciones, para caso de la comunidad de Ccoyaraqui la cota 3191.0000, para caso de la comunidad de Ccollotaro la cota 3145.34 para dicha elección se tomó en cuenta la topografía y accesibilidad de la zona, consecuencia cumplirá con las presiones máximas y mínimas por R.N.C.

BALANCE HÍDRICO

Para determinar el caudal deficitario que debe ser cubierto por la nueva captación, es necesario cuantificar la producción de las fuentes existentes para compararla con la demanda de la población de diseño:

6.5.2 Estudio comparativo de los diferentes tipos de reservorio

Los reservorios se clasificarán de acuerdo a su posición y forma, pueden ser apoyados directamente sobre el terreno el terreno o elevados y apoyados por intermedio de soporte.

a.- por su posición:

- Reservorio apoyado directamente sobre el terreno
- reservorio semi-enterrado
- reservorio enterrado
- reservorio de tanque elevado

b.- por su forma:

- circulares
- esféricos
- rectangular

- En los reservorios circulares, las paredes son sometidas a esfuerzos de tensión simple. Representan ventajas estructurales, pero también con desventaja del encofrado. El caso de reservorios de concreto armado, las losas de fondo y tapa pueden ser planas o en forma de cúpula articuladas en las paredes.

- Los reservorios esféricos presentan la menor cantidad de área de paredes para un volumen determinado y tienen la ventaja de estar sometidos a esfuerzos de compresión, lo cual se refleja en menores espesores. Su mayor desventaja radica en aspectos constructivos; para el caso de reservorio de concreto armado obliga a encofrados de costos elevados y mano de obra altamente calificada.

- El reservorio rectangular debido a sus formas rectas produce momentos que obligan a espesores y refuerzos mayores sin embargo incrementan en forma considerable las áreas de encofrados. La forma rectangular requiere construcciones de muros de sostenimiento con zapatas extendidas de alto costo. Las presiones se concentran en las esquinas y requieren una

mayor cantidad de acero para evitar grietas, en cambio los encofrados son sencillos y de menor costo

6.5.3 Aspectos comparativos

Estos aspectos comparativos están en función a lo técnico-estructural, rapidez de construcción y económico.

Reservorio circular:

Ventajas:

- Soporta las presiones internas, ya que estas son reducidas en una pared cilíndrica.
- No existe problemas de juntas de construcción de esquinas, por carecer de estas.
- Tiene un menor perímetro y menor superficie para un mismo volumen.

Desventajas

- sufren mayores esfuerzos longitudinales
- el proceso constructivo del encofrado, requiere de material adecuado que se adapte fácilmente a la forma circular.
- requiere de mano de obra calificado
- el tiempo de construcción es mayor al de un reservorio rectangular

Reservorio rectangular

Ventajas:

- La construcción es más sencilla que al de un reservorio circular
- El material se encuentra más disponible en el mercado o puede ser corriente
- Es más económico debido al fácil proceso constructivo que demanda un menor tiempo.
- La mano de obra calificada no es tan exigida como en reservorio circular.

Desventajas

- Las presiones hidrostáticas internas que se dan en las paredes del reservorio son mayores que las de un reservorio circular.
- El refuerzo en las esquinas tiene que ser mayor, generando un incremento en el costo
- Ocupan una mayor superficie y tienen un mayor perímetro que el de un reservorio circular de dimensiones similares.

El reservorio proyectado:

En el presente proyecto se adoptará un reservorio rectangular debido a las razones expuestas líneas arriba.

Analizando que el reservorio rectangular garantice mejor por razones técnicos-rapidez de ejecución y un menor costo.

6.5.4 Cálculo y diseño del reservorio

- **Análisis comparativo de volúmenes actual y proyectado: comunidad de Ccollotaro**

volumen comparativo	m3
volumen demandado (m3)	70
volumen reservorio existente (m3)	15
Balance (m3)	+ 55

Nota: En el análisis comparativo el volumen actual y volumen proyectado de la comunidad de Ccollotaro se tiene: se proyectará un reservorio de 70 m3

Diámetro del reservorio.

Para una forma cilíndrica del tanque de reserva, la ecuación del volumen será:

$$D=\sqrt{(4xV/\pi xh)}$$

Donde:

D = Diámetro del tanque de reserva, en m.

V = Volumen del tanque de reserva, en m^3.

h = Altura del tanque de reserva, en m.

Volumen = 70.00 m3
Altura útil = 2.65 m
$D=\sqrt{(4x70/\pi x2.65)}$
D=5.80
D= 6.00 (adoptado)
DIMENSIONAMIENTO: para la comunidad de Ccollotaro

Volumen = 70.00 m3
Altura útil = 2.65 m
Diámetro interior = 6.00 m
Radio útil = 3.00 m

- **Análisis comparativo de volúmenes actual y proyectado: comunidad de Ccoyaraqui.**

volumen comparativo	m3
volumen demandado (m3)	60
volumen reservorio existente (m3)	16
Balance (m3)	+ 44

Nota: En el análisis comparativo el volumen actual y volumen proyectado de la comunidad de Ccoyaraqui se tiene: se proyectará un reservorio de 60 m3

Volumen = 60.00 m3
Altura útil =2.00m
$D=\sqrt{(4x14/\pi x2)}$
D=2.97
D= 3 (adoptado)

DIMENSIONAMIENTO: para la comunidad de Ccoyaraqui

Volumen = 12m3
Altura útil =2.00m
Diámetro interior =3.00m
Radio útil =1.50m

PROYECTO : **"AMPLIACION Y MEJORAMIENTO INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY, PROVINCIA DE PAUCARTAMBO, REGION CUSCO''**

COMUNIDAD DE CCOLLOTARO

DISEÑO DE RESERVORIO **(VOL. = 70.0 m³)**

6.5.4.1 Criterios de diseño.

* El tipo de reservorio a diseñar será superficialmente apoyado.
* Las paredes del reservorio estarán sometidas al esfuerzo originado por la presión del agua.
* El techo será una losa de concreto armado, su forma será de bóveda, la misma que se apoyará sobre una viga perimetral , esta viga trabajará como zuncho y estará apoyada directamente sobre las paredes del reservorio.
* Losa de fondo, se apoyará sobre una capa de relleno de concreto simple, en los planos se indica.
* Se diseñará una zapata corrida que soportará el peso de los muros e indirectamente el peso del techo y la viga perimetral.
* A su lado de este reservorio, se construirá una caja de control, en su interior se ubicarán los accesorios de control de entrada, salida y limpieza del reservorio.
* Se usará los siguientes datos para el diseño:

f'c	=	210	Kg/cm²		
f'y	=	4200	Kg/cm²		
q_{adm}	=	2.33	Kg/cm²	=	23.30 Ton/m²

PREDIMENSIONAMIENTO

V :	Volumen del reservorio	70.00 m³	
d_i :	Diametro interior del Reservorio	et :	Espesor de la losa del techo.
d_e :	Diametro exterior del Reservorio	H :	Altura del muro.
ep :	Espesor de la Pared	h :	Altura del agua.
f :	Flecha de la Tapa (forma de bóveda)	a :	Brecha de Aire.

6.5.4.2 Calculo de altura (H)

Considerando las recomendaciones practicas, tenemos que para:

VOLUMEN (m³)	ALTURA (m)	ALTURA DE AIRE (m)
10 -60	2.20	0.60
60 -150	2.50	0.80
150 -500	2.50 -3.50	0.80
600 -1000	6.50 como máx	0.80
más 1000	10.00 como máx	1.00

Asumiremos : h = 2.50 m. Altura de salida de agua hs = 0.15 m.

a = 0.30 m. H = h + a + hs= 2.95 m.

HT = H + Es.losa.Fo = 3.15

Calculo de d_i : ok

Remplazando los valores :

$$V = \frac{p * di^2 * h}{4}$$

d_i = 5.80 m.

optamos por : d_i = 6.00 m.

Calculo de f : Se considera f = 1/6 * di = 1.00 m.

6.5.4.3 Calculo de espesor de pared (ep)

Se calcula considerando dos formas :

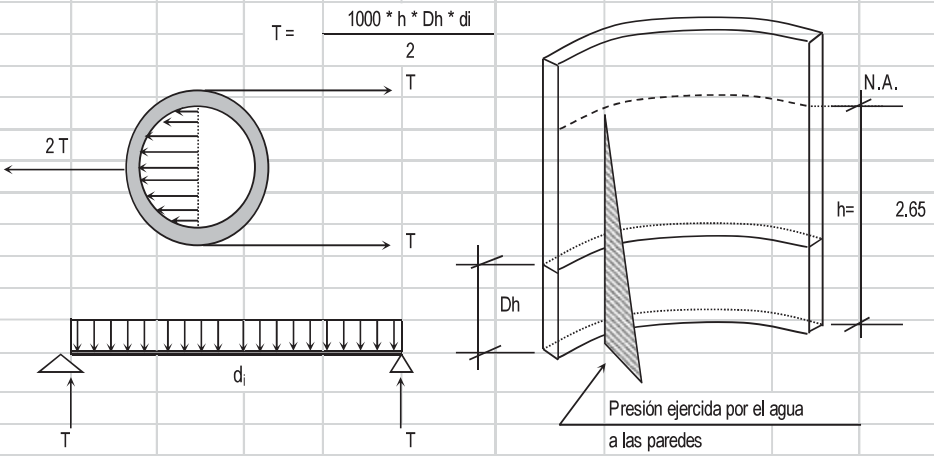
1.- Según company: ep = (7 + 2h/100) cm.

h = altura de agua en metros = 2.65 m.

Remplazando, se tiene: ep = 12.30 cm.

2.- Considerando una junta libre de movimiento entre la pared y el fondo, se tiene que sólo en la pared se producen esfuerzos de tracción. La presión sobre un elemento de pared situado a "h" metros por debajo del nivel de agua es de $g_{agua} * h$ (Kg/cm²), y el esfuerzo de tracción de las paredes de un anillo de altura elemental "h" a la profundidad "h" tal como se muestra en el gráfico es:

$$T = \frac{1000 * h * Dh * di}{2}$$



Analizando para un Dh = 1.00 m

Remplazando en la formula, tenemos : T = 7950 Kg.

La Tracción será máxima cuando el agua llega H = 2.95 m.

Remplazando en la formula, tenemos : T max = 8850 Kg.

Sabemos que la fuerza de Tracción admisible del concreto se estima de 10% a 15% de su resistencia a la compresión, es decir :

Tc = f'c * 10% * 1.00m * ep , igualando a "T" (obtenido)

8850 = 210.00 * 10.00% * 100.00*e

Despejando, obtenemos : ep = 4.21 cm. es < e1, no se tendrá en cuenta

Por facilidad de construcción y practica es recomendable usar como espesor de pared :

ep = **15 cm.**

Calculo de d_e : $d_e = d_i + 2*e_p$ = 6.30 m.

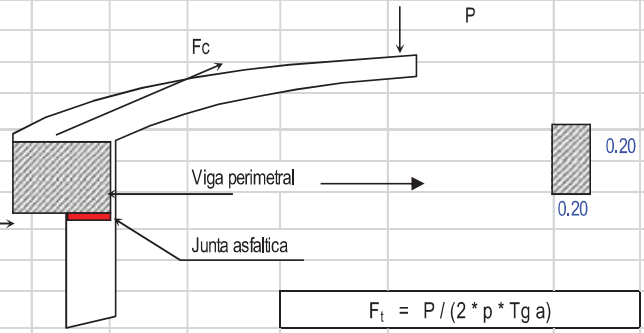
6.5.4.4 Cálculo del espesor de la losa de techo (et).

Como se indicaba anteriormente esta cubierta tendrá forma de bóveda, y se asentará sobre las paredes por intermedio de una junta de cartón asfaltico, evitandose asi empotramientos que originarían grietas en las paredes por flexión.

Asimismo, la viga perimetral se comportará como zuncho y será la que contrareste al empuje debido a su forma de la cubierta. El empuje horizontal total en una cúpula de revolucion es :

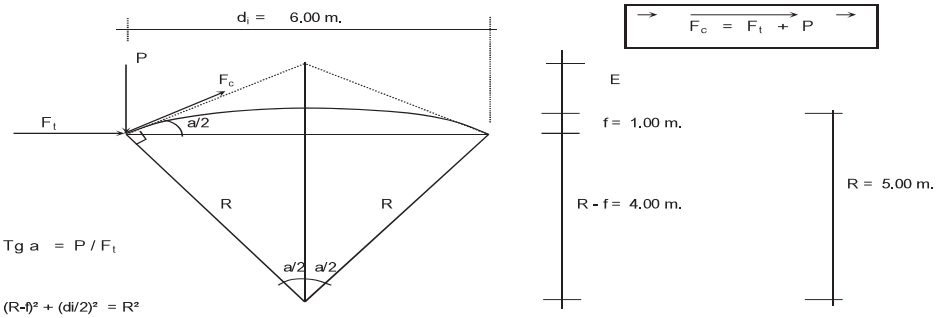
Fc = Compresión

F_t = Tracción



$F_t = P / (2 * p * Tg\ a)$

Se calcularán 2 valores del espesor, teniendo en cuenta el esfuerzo a la compresión y el esfuerzo cortante del concreto. Para ello primero será necesario calcular los esfuerzos de Compresión y Tracción originados por el peso y su forma de la cúpula (Fc y Ft).



$Tg\ a = P / F_t$

$(R-f)^2 + (di/2)^2 = R^2$

Remplazando los valores, tenemos el valor de R : R= 5.00 m.

$Tg\ a/2 = [d_i / 2] / (R-f)$ = 0.7500 ======> a = 73.740 ° a/2 = 36.87 °

Del Grafico : $F_c = P / Seno\ a$

Metrado de Cargas :

Peso propio	=	150	Kg/m²
Sobre carga	=	150	Kg/m²
Acabados	=	100	Kg/m²
Otros	=	50	Kg/m²
TOTAL	=	450	Kg/m²

Area de la cúpula = $p * d_i^2 / 4$ = 28.27 m²

Peso = P= 450 Kg/m² * 28.27 m² → P = 12723.45 Kg.

Remplazando en las formulas, tenemos :

F_t = 2700.00 Kg.

F_C = 21205.75 Kg.

Desarrollo de la Linea de Arranque (Longitud de la circunferencia descrita) - Lc:

Lc = pi * d_i = 6.00 * pi = 18.85 m.

Presión por metro lineal de circunferencia de arranque es - P / ml:

P /ml = Fc / Lc = 21205.75 / 18.85 = 1125.00 Kg/ml

Esfuerzo a la compresión del concreto Pc :

Por seguridad :

Pc = 0.45 * f'c * b * e_t para un ancho de b= 100.00 cm

e_t = espesor de la losa del techo

Igualamos esta ecuación al valor de la Presión por metro lineal : P /ml

0.45 * 210.00 * e_t = 1125.00

Primer espesor : e_t = 0.12 cm

Este espesor es totalmente insuficiente para su construcción más aún para soportar las cargas antes mencionadas.

Esfuerzo cortante por metro lineal en el zuncho (viga perimetral) - V /ml :

V / ml = P / Lc = 12723.45 / 18.85 = 675.00 Kg/ml

Esfuerzo permisible al corte por el concreto - Vu :

Vu = 0.5 * (f 'c ^ (½))* b * e_t para un ancho de b= 100.00 cm

Igualamos esta ecuación al valor del cortante por metro lineal : V /ml

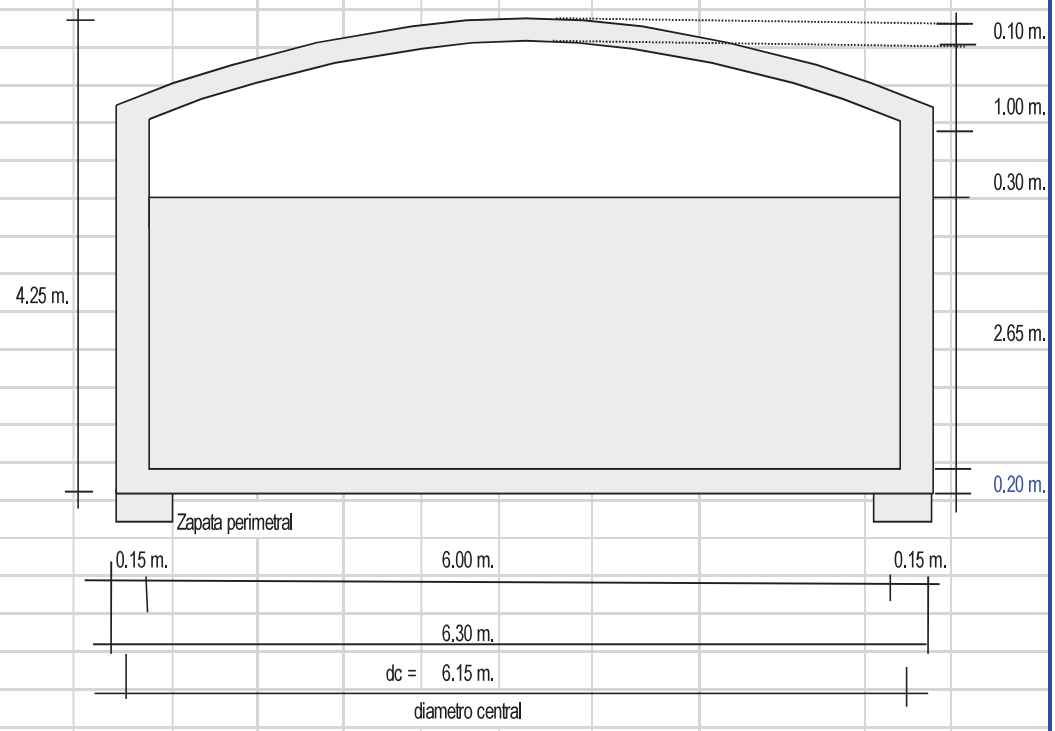
0.5 *210^½ * e_t = 675.00

Segundo espesor : e_t = 0.93 cm

De igual manera este espesor es totalmente insuficiente. De acuerdo al R.N.C., especifica un espesor mínimo de 5 cm. para losas, por lo que adoptamos un espesor de losa de techo:

e_t = 10.00 cm

Valores del predimensionado :



Peso especifico del concreto ɣc = 2.40 Tn/m³

Peso especifico del agua ɣa = 1.00 Tn/m³

Zapata perimetral :

b = 0.60 m.

h = 0.50 m.

6.5.4.4 Metrado de reservorio

Losa de techo : e =	10.00 cm	π x di² * e *ɣc / 4 =	7.48	Ton.
Viga perimetral		π x dc * b *d * ɣc =	1.85	Ton.
Muros o pedestales laterales		π x dc * e *h * ɣc =	20.52	Ton.
Peso de zapata corrida		π x dc * b *h * ɣc =	13.91	Ton.
Peso de Losa de fondo		π x di² * e * ɣc /4 =	13.57	Ton.
Peso del agua		π x di² * h * ɣa /4 =	74.93	Ton.
Peso Total a considerar :			132.26	Ton.

6.5.5 Diseños y cálculos

Considerando lo siguiente :

a.- Cuando el reservorio esta Vacio, la estructura se encuentra sometida a la acción del suelo, produciendo un empuje lateral; como un anillo sometido a una carga uniforme, repartida en su perimetro.

b.- Cuando el reservorio esta Lleno, la estructura se encuentra sometida a la acción del agua, comportandose como un portico invertido siendo la junta de fondo empotrada.

6.5.5.1 Diseño del reservorio (Vacío).

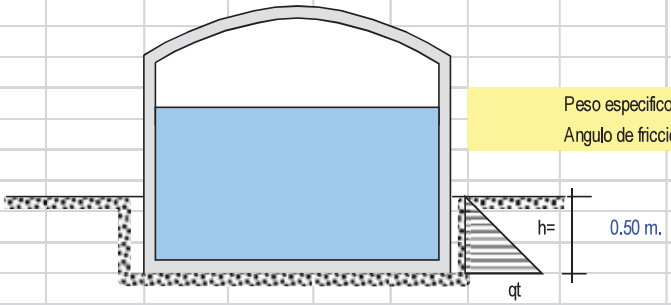
Momentos flectores:

M = Mo . M1 . X1 = qt . r²/2 (1 - cosØ) - qt . r²/6

6.5.5.1.1 Cálculo del Valor de qt :

Según datos del Estudio de Suelos, tenemos que :

Peso especifico del suelo δs = 1.92 Tn/m³
Angulo de fricción interna Ø = 31.40 º



Vamos a considerar una presión del terreno sobre las paredes del reservorio de una altura de h = 0.50 m.
es decir la estructura está enterrado a ésta profundidad.

Por mecánica de suelos sabemos que el coeficiente de empuje activo Ka = Tang² (45 + Ø/2)

Además cuando la carga es uniforme se tiene que Ws/c =====> Ps/c = Ka * Ws/c, siendo :

Ws/c = qt
Ps/c = Presión de la sobrecarga = δs . h = Ka . qt

qt = δs . h / Ka

Remplazando tenemos:
Ka = 3.175
Asi tenemos que : qt = 0.30Tn/m²

Aplicando el factor de carga util : qt u = 1.55 . qt = **0.47T n/m²**

6.5.5.1.2 **Cálculo de los Momentos flectores :**

Datos necesarios : r = radio = 3.15 m.

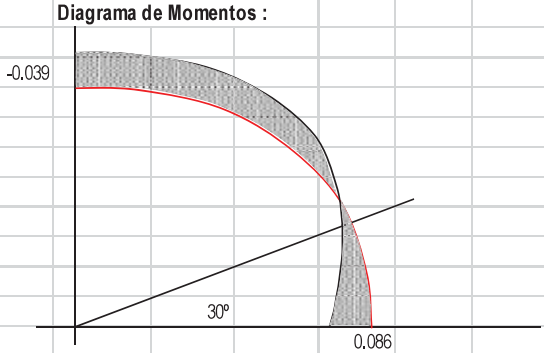
qt u = 0.47Tn/m²

L anillo = 19.79 m.

Cuando $0 \le \theta \le \pi/3$	Cuando $0 \le \theta \le \pi/6$
$Mu = qt \cdot r^2/2\ (1 - \cos Ø) - qt \cdot r^2/6$	$Mu = qt \cdot r^2 / 2\ (1 - \text{sen}Ø) - qt \cdot r^2\ [1 - \cos(30 - Ø)]$

Ø	Mu (T-m / anillo)	Mu (T-m / m-anillo)	Ø	Mu (T-m / anillo)	Mu (T-m / m-anillo)
0.00º	-0.774	-0.039	0.00º	1.699	0.086
10.00º	-0.738	-0.037	5.00º	1.684	0.085
20.00º	-0.634	-0.032	10.00º	1.638	0.083
30.00º	-0.463	-0.023	15.00º	1.562	0.079
40.00º	-0.231	-0.012	20.00º	1.457	0.074
48.15º	-0.001	0.000	25.00º	1.323	0.067
60.00º	0.387	0.020	30.00º	1.161	0.059

Diagrama de Momentos :



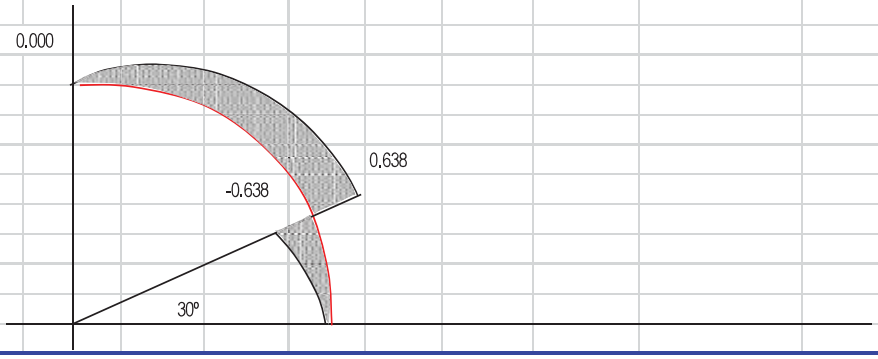
Calculo de Esfuerzos cortantes.

Cuando $0 \le \theta \le \pi/3$	Cuando $0 \le \theta \le \pi/6$
$Q = (1/r) * dM/dØ = qtu \cdot r\ \text{sen}Ø\ /2$	$Mu = qtu \cdot r\ [-\cos Ø/2 + \text{sen}(30 - Ø)]$

Ø	Mu (T-m / anillo)
0.00º	0.000
10.00º	0.128
20.00º	0.252
30.00º	0.368
40.00º	0.474
50.00º	0.564
60.00º	0.638

Ø	Mu (T-m / anillo)
0.00º	0.000
5.00º	-0.111
10.00º	-0.222
15.00º	-0.330
20.00º	-0.437
25.00º	-0.539
30.00º	-0.638

Diagrama de Cortantes :



6.5.5.1.3 Cálculo de acero en las paredes del Reservorio debido a los esfuerzos calculados:

Acero Horizontal

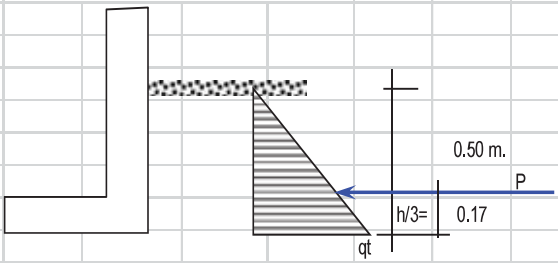
ep = 15 cm. recubrim.= 2.5 cm f ' c = 210 kg/cm² β = 0.85

p min = 0.0020 f y = 4200 kg/cm² Ø = 0.90

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm²)	As min	As diseño	3/8	Total	Disposición
0.086	100.00	12.02	0.045	0.19	2.40	2.40	4	2.85	Ø 3/8 @ 0.25

Acero Vertical

Se hallará con el momento de volteo (Mv)



P = qt . h / 2 = 0.737 Ton.

Mv = P. h /3 = 0.123 Ton-m

Mvu = 1.6 * Mv = 0.197 Ton-m

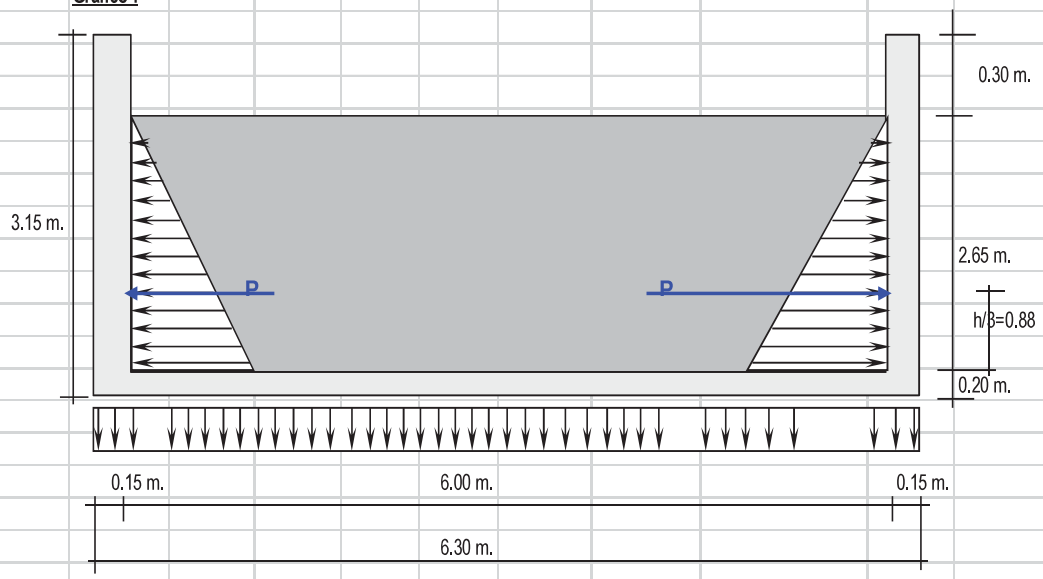
M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm²)	As min	p=As/bd	3/8	Total	Disposición
0.197	100.00	12.02	0.102	0.43	2.40	0.0020	4	2.85	Ø 3/8 @ 0.25

6.5.5.2 Diseño del reservorio (lleno).

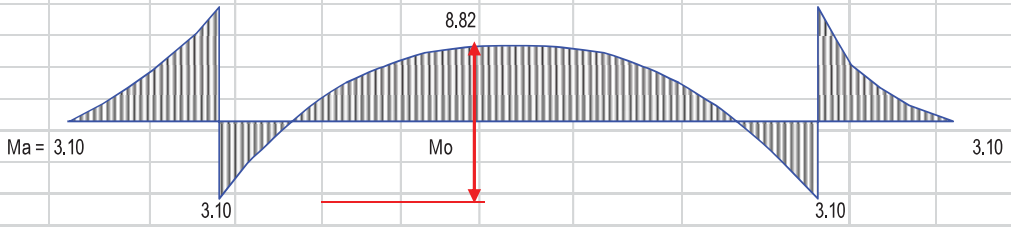
Si se considera el fondo y las paredes empotradas, se estaría originando momentos de flexión en las paredes y en el fondo de la losa, ambas deberán compartir una armadura para evitar el agrietamiento. Para ello se a creido combeniente dejar de lado la presión del suelo (si fuera semi enterrado), ademas se considera el reservorio lleno, para una mayor seguridad en el diseño. Tanto las paredes y el fondo de la losa se considerarán dos estructuras resistentes a la presión del agua. para ello se considera lo siguiente:

* .- Los anillos horizontales que están resistiendo los esfuerzos de tracción.
* .- Los marcos en "U", que serían las franjas verticales, denominados porticos invertidos que están sometidos a flexión y además resistirían esfuerzos de tracción en el umbral o pieza de fondo; es decir la presión se supondrá repartida en los anillos (directrices) y en los marcos (generatrices).

Gráfico :



Analizando una franja de un metro de ancho, de los marcos en "U", tenemos el siguiente diagrama de momentos :



Calculando : P = (δa . H² / 2) * 1.00 m. = 3.51 Ton.

Ma = P . H / 3 = 3.10 Ton-m

Mu = Ma * 1.55 = 4.81 Ton-m

Para el momento en el fondo de la losa se despreciará por completo la resistencia del suelo.

Presión en el fondo W= δa . H = 2.65 Ton/m = Carga repartida

Mo = W . D² / 8 = 11.93 Ton-m.

La tracción en el fondo será : T = W . D / 2 = 7.95 Ton.

6.5.5.2.1 Cálculo de acero en las paredes del Reservorio debido a los esfuerzos calculados:

6.5.5.2.1.1 Acero Vertical

Mau = 4.81 Ton-m

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm²)	As min	p=As/bd	3/8	Total	Disposición
4.81	100.00	12.02	2.82	11.98	2.40	0.0100	4	2.85	Ø 3/8 @ 0.25

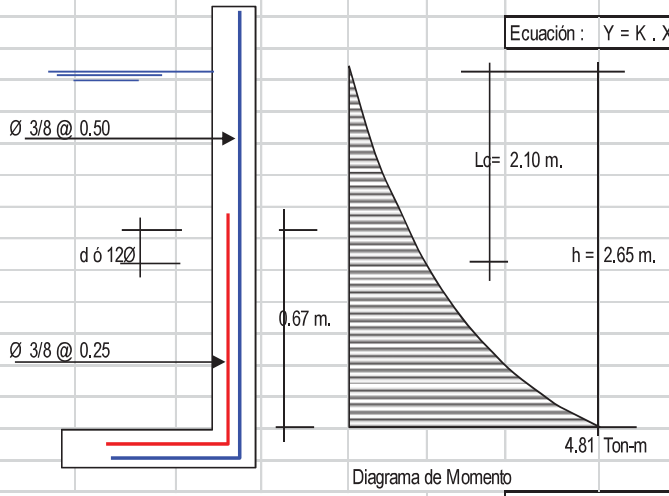


Diagrama de Momento

Ecuación : Y = K . X³

cuando X= 2.65

Y = Mau = 4.81

Entonces : K = 0.258

Mau / 2 = K . Lc³ = 2.404

Entonces : Lc = 2.10 m.

d= 12.02

12Ø = 11.43

Cortante asumido por el concreto en una franja de 1.00 m.: Vc = Ø 0.5 √210 * b * d , siendo b = 100cm.

Ø = 0.85 d = 0.12 m.

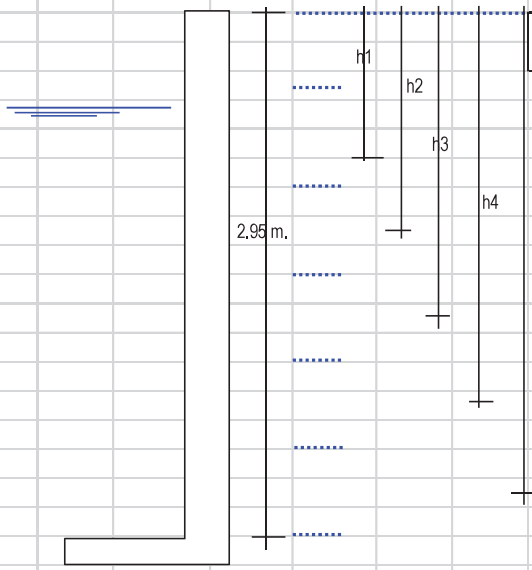
Vc = 7.41 Ton.

La tracción en el fondo de la losa Vu = T = 7.95 Ton. T>Vc, reintentar de nuevo

6.5.5.2.1.2 Acero Horizontal :

Tal como se calculó para el predimensionamiento del espesor de la pared, Las tracciones en un anillo, se encontrará considerando en las presiones máximas en cada anillo. Ya que los esfuerzos son variables de acuerdo a la profundidad, el anillo total lo dividimos en :

6 anillos de 0.49 m. de altura



T =	1000 * h * hi * di / 2	h =	0.49 m.
		di =	6.00 m.

Los 2 primeros anillos conformarán uno sólo

h i	Long. (m)
h1 =	0.74
h2 =	1.23
h3 =	1.72
h4 =	2.21
h5 =	2.70

Remplazando en la ecuación :

Anillo	T (Ton)
1	1.088
2	1.813
3	2.538
4	3.263
5	3.989

T = Fs . As Fs = 0.5 Fy = 2100

As min = 0.002 * 0.49 m * 0.12 m = 1.18cm²

Separación S max = 1.5 . e = 0.225 m.

Por esfuerzo de tracción, tenemos que :

Anillo	T(Kg)	As (cm²)	As (usar)	3/8"	Total cm²	Disposición	
1	1087.81	0.52	1.18	2	1.43	Ø 3/8@	0.225
2	1813.02	0.86	1.18	2	1.43	Ø 3/8@	0.225
3	2538.23	1.21	1.21	2	1.43	Ø 3/8@	0.225
4	3263.44	1.55	1.55	2	1.43	Ø 3/8@	0.225
5	3988.65	1.90	1.90	2	1.43	Ø 3/8@	0.225

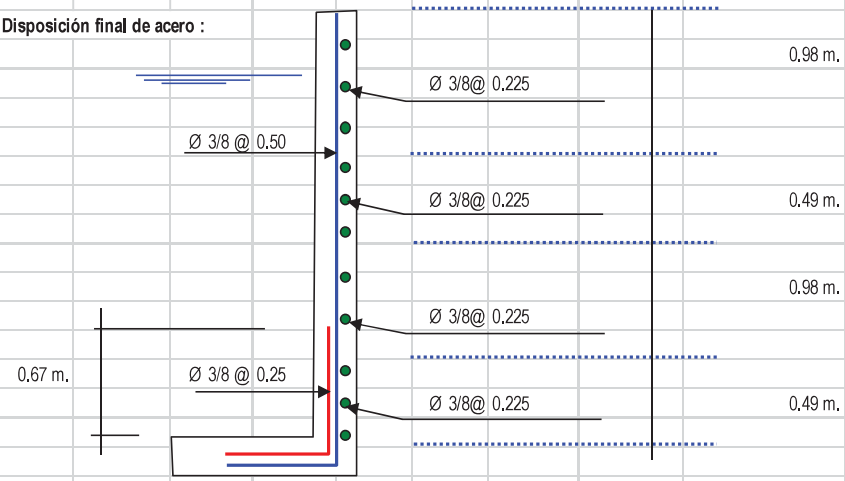
Asimismo consideramos acero mínimo en la otra cara del muro

Acero Longitudinal : lo consideramos como acero de montaje : Ø 3/8@ 0.25

Acero Horizontal : consideramos (2/3) del Acero mínimo 2/3 * 1.18cm² = 0.79cm²

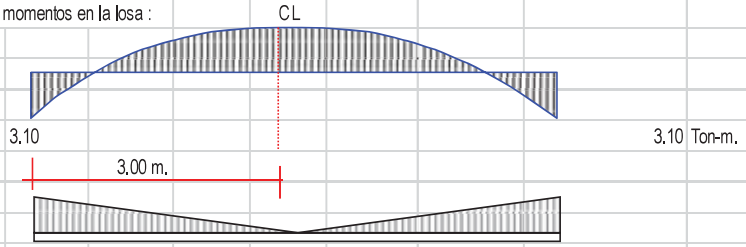
Ø 3/8 @ 0.50 m.

6.5.5.2.1.3 Disposición final de acero :



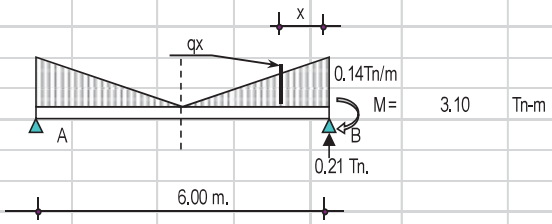
6.5.5.2.2 Diseño y Cálculo de acero en la losa de fondo del Reservorio :

Diagráma de momentos en la losa :



Peso Total = δa * H * π * R² = 74.93 Ton.

Carga unitaria por unidad de longitud = q = H * δa / Longitud del circulo= 0.14Tn/m



Cálculo del cortante a una distancia "X" :

Se hallará el valor de "q_x" en función de "x", q_x = 0.047 * (3.000 - X)

Cortante "V_x" :

$Vx = R - P - 0.5 * (q' + q_x) * X$ = 0.211 -0.141 X + 0.023 X²

Momento "Mx" : $Mx = -M + (R - P) * X - qx * X^2 / 2 - (q' - qx) * X^2 / 3$ =

Mx = -3.10 + 0.211 x -0.070 X² + 0.008 X³

Valores :

X (m) =	0.00	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
V (Ton) =	0.21	0.29	0.37	0.47	0.59	0.71	0.84
M (Tn-m) =	-3.10	-3.01	-2.95	-2.92	-2.90	-2.89	-2.89

Chequeo por cortante :

Cortante asumido por el concreto en una franja de 1.00 m.: $Vc = Ø\ 0.5 \sqrt{210} * b * d$, siendo b = 100cm.

d = 0.20 m.

Ø = 0.85

Vc = 12.32 Ton.

La tracción maxima en la losa es Vu = T = 0.84 Ton T<Vc, Ok!

Mau = 1.55 * 2.89 = 4.48 Tn - m

recubrim= 2.50 cm

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm²)	As min	p=As/bd	As usar	Ø	Disposición
4.48	100.00	16.87	1.74	7.41	3.37	0.0044	7.41	1/2	Ø 1/2 @ 0.17 m

Acero de repartición, Usaremos el As min = 3.37

As usar	Ø	Disposición
3.37	3/8	Ø 3/8 @ 0.21 m

6.5.5.2.3 Diseño y Cálculo de acero en la cimentación :

Acero Negativo : Mau = 4.81 Ton-m Longitud = Lc= (12Ø ó d) = 0.17 m.

d= 16.87 cm

12Ø = 15.24 cm

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm²)	As min	p=As/bd	As usar	Ø	Disposición
4.81	100.00	16.87	1.88	7.99	3.37	0.0047	7.99	1/2	Ø 1/2 @ 0.16 m

6.5.5.2.4 c.- Diseño de la zapata corrida :

La zapata corrida soportará una carga lineal uniforme de :

Losa de techo	:	7.48	Ton.
Viga perimetral	:	1.85	Ton.
Muro de reservorio	:	20.52	Ton.
Peso de zapata	:	13.91	Ton.
		43.77	Ton.

L = 18.85 m.

Peso por metro lineal = 2.32 Ton/ml

Según el estudio de Suelos indica que : qu = 2.330 Kg/cm²

Ancho de zapata corrida (b) b = Peso por metro lineal / qu = 2.32 / 23.30 = 0.10 m.

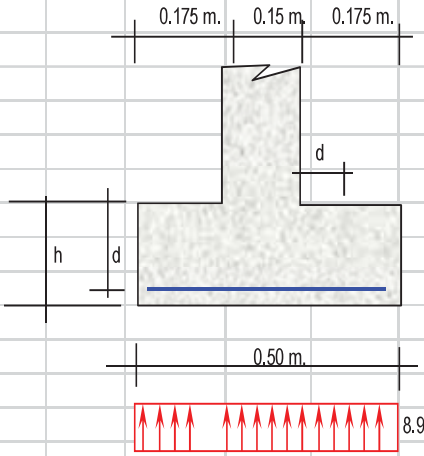
Para efectos de construcción asumiremos un b = 0.50 m. , permitiendonos una reacción neta de :

σ_n = Peso por metro lineal / b = 2.32 / 0.50 = 0.464 Kg/cm²

se puede apreciar que la reacción neta < qu, Ok!

La presión neta de diseño o rotura: σ_{nd} = δs * Peso por metro lineal / Azap. = δs * σ_n = 1.92Tn/m³ *0.464 = 8.9Ton/m²

El peralte efectivo de la zapata se calculará tomando 1.00 metro lineal de zapata :



Bien se sabe que el cortante crítico o actuante está a una distancia "d" del muro, del gráfico podemos decir :

Vu = 8.90 * (18 - d) / b * d b = 100cm.

Cortante asumido por el concreto :

Vc = Ø 0.5 √210 , siendo f'c = 210Kg/cm²

Ø = 0.85

Remplazando, tenemos Vc = 61.59Tn/m²

Igualando a la primera ecuación : d = 0.03 m.

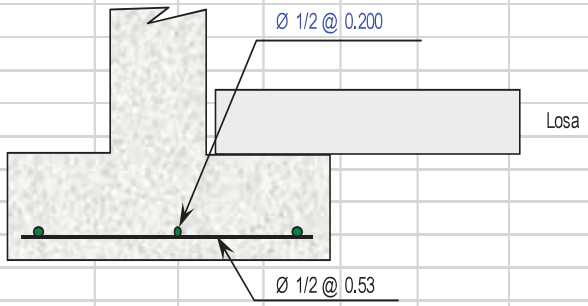
recubrimiento : r = 7.5cm. h = d + r + Ø/2

h = 10.66cm.

adoptamos un h = 0.20 m.

Momento actuante en la sección critica (cara del muro) : M = 8.9Ton/m² *0.175² /2 = 0.136 Tn-m

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm²)	As min	p=As/bd	As usar	Ø	Disposición
0.136	100.00	11.87	0.072	0.30	2.37	0.0020	2.37	1/2	Ø 1/2 @ 0.53 m



6.5.5.2.5 d.- Diseño de la viga perimetral o de arranque.

6.5.5.2.5.1 Diseño por tracción :

Se considera que la viga perimetral está sometida a tracción :

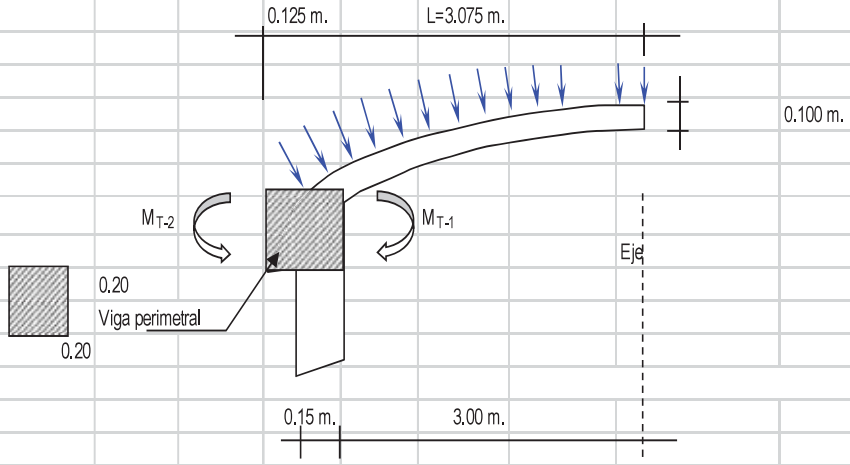
$F_t = P / (2 * p * Tg\ a)$ P = 12723.45 Kg.

α = 73.74 °

Remplazando : F f = 590.63 Kg

As = F t / f s = F t / (0.5 * Fy) = 0.28cm²

6.5.5.2.5.2 Diseño por torsión :



Para el presente diseño aplicaremos un factor de carga para peso propio = 1.40

factor por sobrecarga = 1.70

Metrado de Cargas :

Peso propio de viga	1.40 x	0.20 x	0.20 x	2.40 =	0.134	Ton/m
Peso propio de losa	1.40 x	0.100 x	2.40	=	0.336	Ton/m²
Sobre carga	1.70 x	0.150 =			0.255	Ton/m²
Carga Total por m² de losa				=	0.591	Ton/m²
Carga Total por ml de viga	[0.591 x	(3.00 m.+	0.20 /2)]	+ 0.134 =	1.967	Ton/ml

Cálculo de acciones internas :

Momento torsionante :

M_{T-1} =			0.591 x	3.00² /2 =	2.660	Tn-m
M_{T-2} =			0.134 x	0.13² /2 =	0.001	Tn-m
M_T =	M_{T-1} / 2 -	M_{T-2} =	2.660 / 2	- 0.001 =	1.329	Tn-m

Momento flexionante :

M_F =	W * L² / 2 =		1.967 x	1.00² /2 =	0.983	Tn-m

Fuerza Cortante :

Q =	W * L /2 =		1.967 x	1.00 /2 =	0.983	Tn/m

Vu = Vc / (Ø x b x h) = 28.919 Tn/m²

Ø = 0.85

6.5.5.2.6 Cálculo de acero :

6.5.5.2.6.1 Refuerzo transversal :

Por Fuerza Cortante : Cortante asumido por el concreto : 0.5 * (F'c)½

Vu = 28.919 Tn/m² Vc = 72.457 Tn/m²

Vc > Vu No necesita acero por cortante

Por Torsión :

M_T = 1.329 Tn-m

Momento resistente por el concreto :

Mc = Σ [b² h (f'c)½ / b½] (viga + losa)

$$Mc = \frac{0.20^2 \times 0.20 \times 210^{1/2}}{0.2^{1/2}} + \frac{3.00^2 \times 10.00 \times 210^{1/2}}{3.00^{1/2}}$$

Mc = 25922.96 + 752.99 = 26675.95682 Kg-cm

Mc = 0.267 Ton-m

Se sabe que : Ts = M_T - Mc = 1.329 + 0.267 = 1.062 Ton-m

As / S = Ts / [Øc * Fy * b1 * d] Siendo : Øc = 0.66 + 0.33*(b1/d) < 1.50

b1= b - r - Ø/2 d = h - r - Ø/2

Øc = 0.9900 Øc < 1.5 Ok! r = recubrimiento = 2.50 cm

S = Espaciamiento del acero b1= 16.87 cm

As= Area de acero por torsión. d = 16.87 cm

Remplazando :

As / S = 0.0898cm² / cm S = $A_{varilla}$ / 0.0898

Usando Ø= 3/8 $A_{varilla}$ = 0.71 cm² S = 0.08 m.

Usaremos Ø 3/8 @ 0.08m Se colocará @ 0.15m

6.5.5.2.6.2 Refuerzo Longitudinal :

Por Flexión : As = MF / Fy * Z — Siendo Z= 0.90*d = 15,18 cm

MF = W * L² / 8 = 1,967 x 1,00² /8 = 0,246 Tn-m

Remplazando :

As = 24581,25 / 4200 * 15,18 cm = 0,386 cm²

As min = 0.002 * b * d = 0,675 cm²

Por Torsión : Empleando la fórmula : A1 = 2 * (As / S) * (b1 + d) = 6,06 cm²

Ahora por reglamento se tiene que la resistencia de la viga reforzada debe ser mucho mayor que la resistencia de la viga sin refuerzo, aplicaremos la siguiente formula :

Trs = 0.6 * b² * h * f'c½ = 0,696 Tn-m/m — M_T = 1,329 Tn-m.

Se tiene que Trs > M_T , Por lo tanto el porcentaje total de refuerzo por torsión debe ser menor que el siguiente valor:

P it ≤ 6.40 * (F'c / Fy)½ = 1,431

P it = A1 * (1 + 1/Øc) / (b * h) — Siendo = A1 = 6,06 cm²

Øc = 0,9900

Remplazando, tenemos que : P it = 0,0304

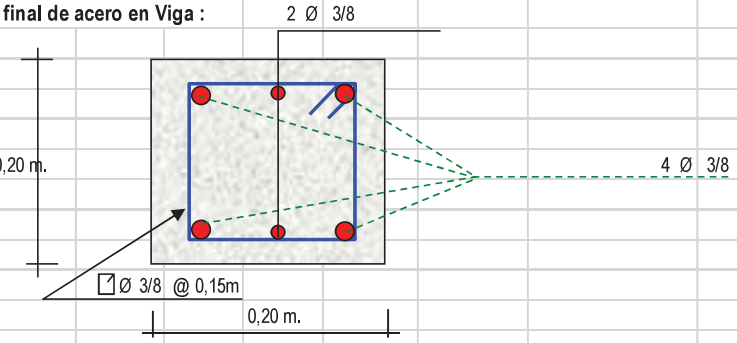
Como se puede apreciar : 0,0304 < 1,431 Ok!

Solo se considera acero por Tracci{on y Flexión :

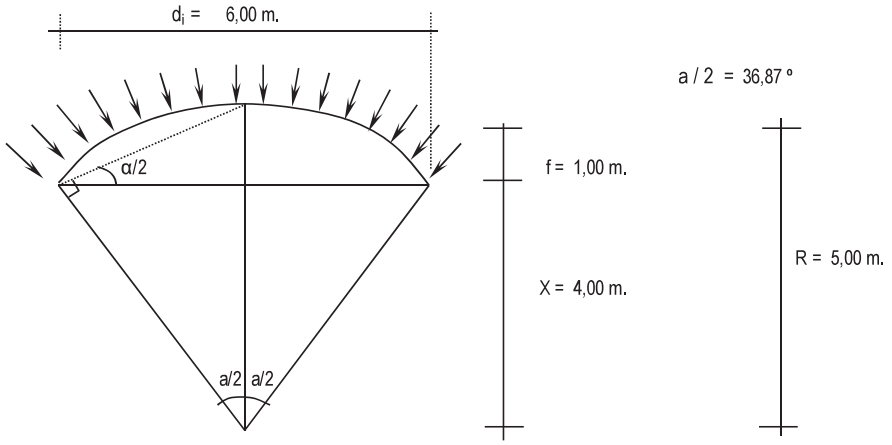
As total = As flexión + As tracción = 0,675 + 0,28cm² = 0,96 cm²

Usando : 1 Ø 3/8 + 2 Ø 3/8 — A_{total} = 2,14 cm²

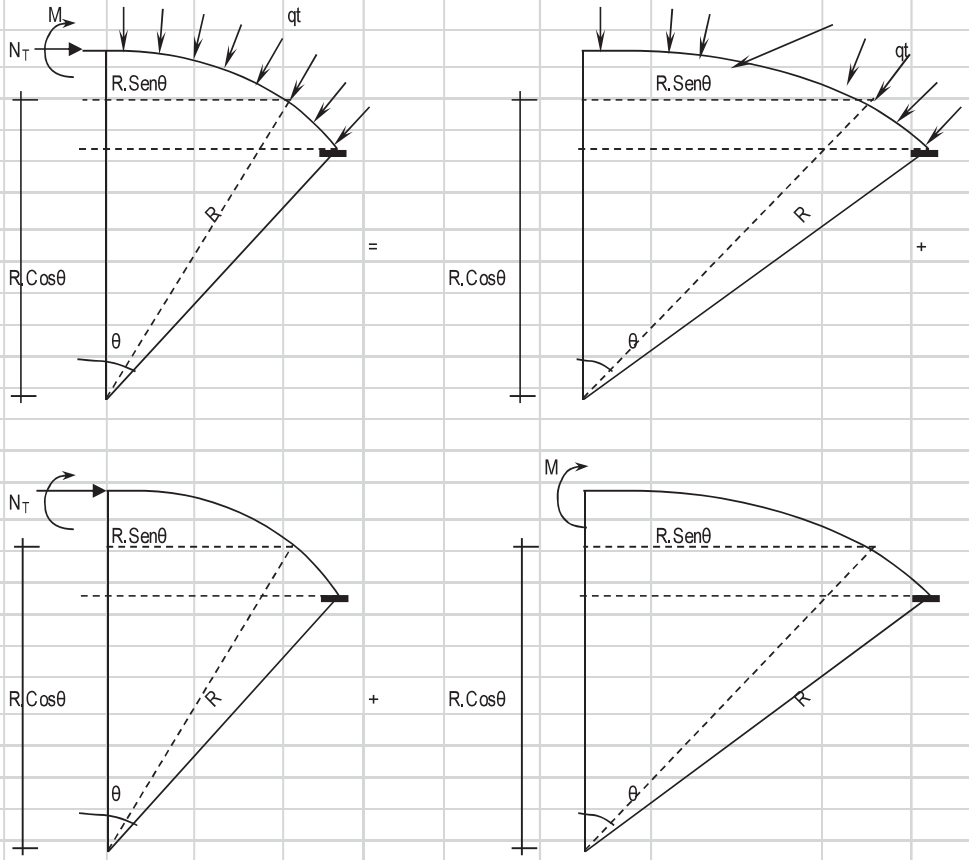
Disposición final de acero en Viga :



6.5.5.2.7 e.- Diseño de la cúpula :



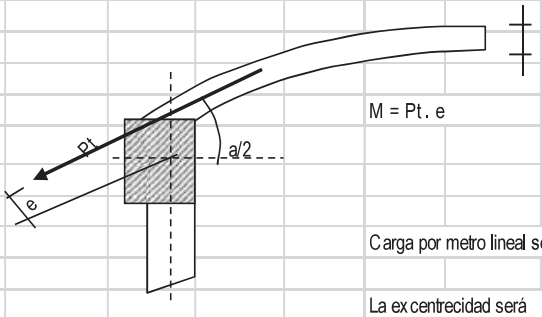
Se cortará por el centro, debido a que es simetrico, lo analizaremos por el método de las fuerzas :



Analizando la estructura se tiene que :

M = 0 ; N_T = W . r , Como se puede apreciar sólo existe esfuerzo normal en la estructura.

El encuentro entre la cúpula y la viga producen un efecto de excentrecidad, devido a la resultante de la cúpula y la fuerza transmitido por las paredes. Como podemos apreciar en la gráfica :



0.100 m. = t

M = Pt . e

Pt = Peso Total de la cupula / sen(a / 2)

Pt = 12723.45 / sen 36.870º

Pt = 21205.75 Kg.

Carga por metro lineal será = Pt / Longitud 1125.00 Kg/ml

La excentrecidad será e = d * Cos a/2 = 10.00 x Cos 36.870º

e = 0.080 m.

Por lo tanto : M = 1.13Tn x 0.080 m= 0.090 Tn-m / m

El esfuerzo actuante será $N_T = q_t$ x r = 450.00 x 5.00 m = 2.25 Tn.

6.5.5.2.7.1 Cálculo de acero :

* En muro o pared delgada, el acero por metro lineal no debe exceder a :

As = 30 * t * f'c / fy , siendo : t = espesor de la losa = 0,100 m.

Remplazando, tenemos : As= 15 cm²

* Acero por efectos de tensión (At) :

At = T / Fs = T / (0.5 * Fy) = 2,25 / (0.5*4200) = 1,07 cm²

* Acero por efectos deFlexión (Af) :

Para este caso se colocará el acero minimo: A f min = 0.002 x 100 x 7,02 = 1,40 cm²

* Acero a tenerse en cuenta : At + Af < 15,00 cm² At + Af = 2,48 cm²

Como podemos apreciar : At + Af < As max. Ok!

6 Ø 3/8 A_{total} = 4,28 cm² Si cumple con el acero requerido

Ø 3/8 @ @ 0,17m

* Acero por efectos de la excentrecidad :

M = 0,090 Tn-m

recubrim= 2,5 cm

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm²)	As min	As usar	Ø	Disposición
0,090	100,00	7,02	0,080	0,34	1,40	1,40	3/8	Ø 3/8 @ 0,51 m

* Acero de reparticón :

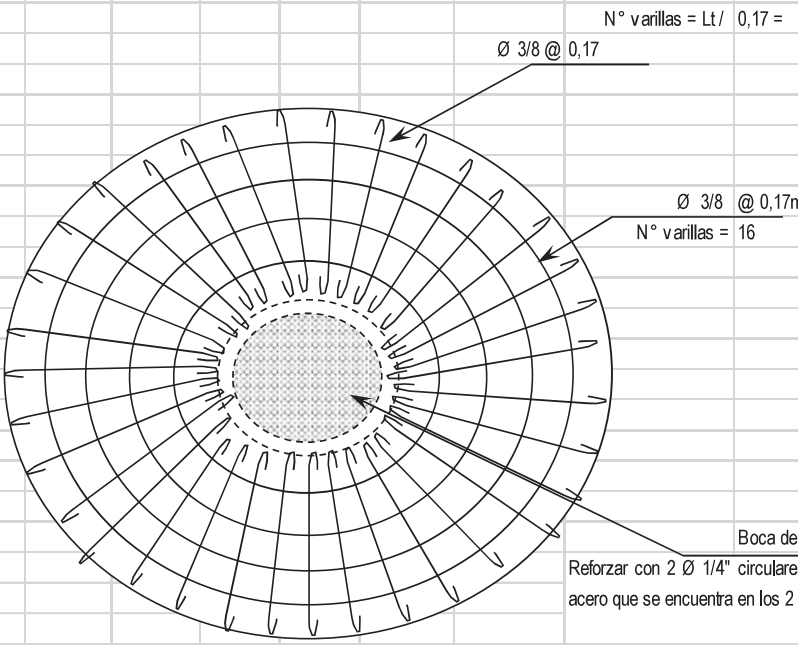
Asr = 0,002 x 100 x 7,02 = 1,40 cm²

6 Ø 3/8 A_{total} = 4,28 cm² Si cumple con el acero requerido

Ø 3/8 @ 0,17m

6.5.5.2.7.2 Disposición final de acero : En el acero principal se usará el mayor acero entre el At +Af y Acero por excentrecidad.

N° varillas = Lt / 0,17 = 111



Reforzar con 2 Ø 1/4" circulares, amarrando el acero que se encuentra en los 2 sentidos

Diámetro interior de boca = 0,70 m

6.5.6 Análisis sísmico del reservorio.

Para el presente diseño se tendrá en cuenta las "Normas de Diseño sismo - resistente".

$$H = \frac{Z.U.S.C.P}{R}$$

R = 7,5 Corresponde a la ductibilidad global de la estructura, involucrando además consideraciones sobre amortiguamiento y comportamiento en niveles proximos a la fluencia.

Remplazando todos estos valores en la Formula general de " H ", tenemos lo siguiente :

Factor de amplificacion sismica "C":

hn	2,95 m.	T=hn/Cr=	T =	0,066
Cr	45	C=2.5(Tp/T)^1.25		66,07
Tp	0,9		C =	2,5
Determinacion de la Fuerza Fa como T es:			T<0.7	
			Fa=0	

DATOS:	
Factor de suelo	1,20
factor de uso	1,50
factor de zona	0,25
factor de reduccion de la fuerza sismica	7,50
numero de niveles	1,00

Peso Total de la Estructura : P =

P = Peso de la edificación, para determinar el valor de H, se tendrá en cuenta 2 estados, Uno será cuando el reservorio se encuentra lleno y el otro cuando el reservorio se encuentra vacio.

RESERVORIO LLENO : P = Pm + Ps/c

Para el peso de la sobre carga Ps/c, se considerá el 80% del peso del agua.

Pm =	132,26 Tn.	P agua =	74,93 Tn.
Ps/c =	59,94 Tn.	P =	192,21 Tn.

Remplazando H = 0,150 x 192,21 = 28,83 Tn. Para un metro lineal de muro, Lm = 19,00 m.

H = 1,517

RESERVORIO VACIO : P = Pm + Ps/c

Para el peso de la sobre carga Ps/c, se considerá el 50% de la estructura.

Pm =	132,26	- 74,93 Tn.	= 57,34
Ps/c =	28,67 Tn.	P =	86,01 Tn.

Remplazando H = 0,150 x 86,01 = 12,90 Tn.

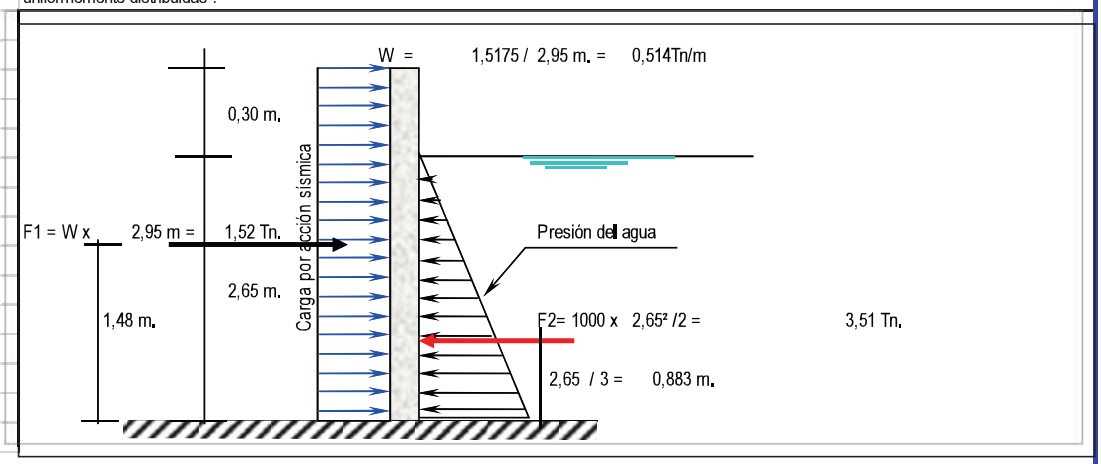
H = 0,679

6.5.6.1 Diseño sísmico de muros.

Como se mencionaba anteriormente, se tendrán 2 casos, Cuando el reservorio se encuentra Lleno y Cuando está vacio.

Reservorio Lleno

El Ing° Oshira Higa en su Libro de Antisismica (Tomo I), indica que para el diseño sismico de muros las fuerzas sismicas sean consideradas uniformemente distribuidas :



M1= F1 x	1,48 m =	2,238	Tn-m.	Momento Resultante = M1 - M2 =		2,238	- 3,102 =	-0,863
M2= F2 x	0,88 m =	3,102	Tn-m.	Mr = -0,863				
				Este momento es el que absorve la parte traccionada por efecto del sismo.				

Importante : Chequeo de "d" con la cuantia máxima : d_{max} =[0.53x10^5 / (0.236 x F'c x b)]^{½} = 3,27 cm.

El valor de "d" con el que se está trabajando es mayor que el "d" máximo, Ok!.

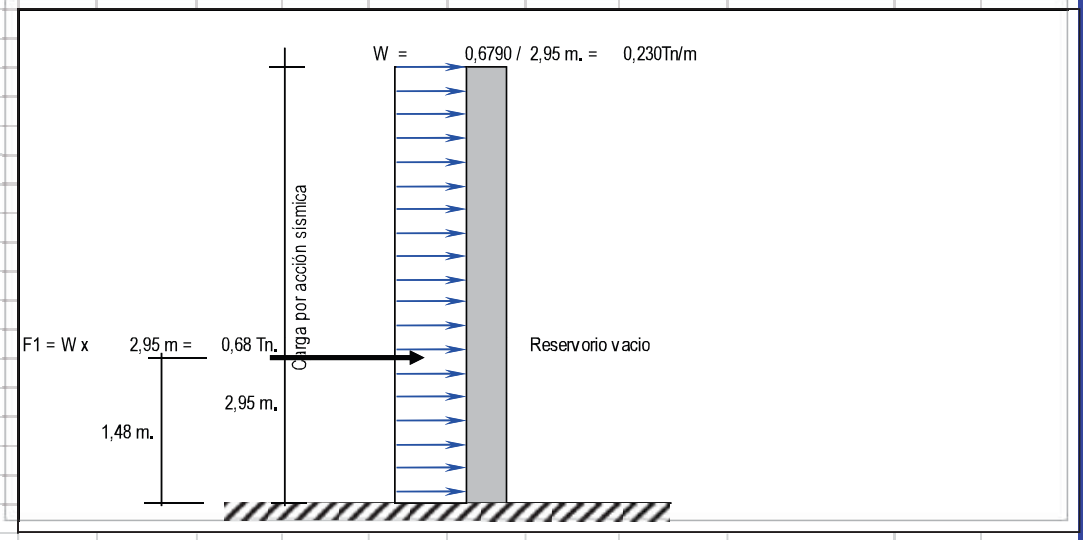
Cálculo del acero Vertical

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm²)	As min	p=As/bd	3/8	Total	Disposición
0,863	100,00	12,02	0,456	1,94	2,40	0,0020	4	2,85	Ø 3/8 @ 0,25

Cálculo del acero Horizontal :		3/8	Total	Disposición
Se considera el acero mínimo que es As =	2,40 cm²	4	2,85	Ø 3/8 @ 0,25

Reservorio Vacio

La idealización es de la siguiente manera (ver gráfico) :



M1= F1 x 1,48 m = 1,002 Tn-m = Mr Este momento es el que absorve la parte traccionada por efecto del sismo.

Importante : Chequeo de "d" con la cuantia máxima : d_{max} =[0.53x10^5 / (0.236 x F'c x b)]^{½} = 3,27 cm.

El valor de "d" con el que se está trabajando es mayor que el "d" máximo, Ok!.

Cálculo del acero Vertical

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm²)	As min	p=As/bd	3/8	Total	Disposición
1,002	100,00	12,02	0,530	2,25	2,40	0,0020	4	2,85	Ø 3/8 @ 0,25

Cálculo del acero Horizontal :		3/8	Total	Disposición
Se considera como acero a As min =	2,40 cm²	4	2,85	Ø 3/8 @ 0,25

6.5.6.2 Disposición final de acero en los muros.

El diseño definitivo de la pared del reservorio verticalmente, se dá de la combinación desfaborable; la cual es combinando el diseño estructural en forma de portico invertido; donde Mu = 4,807Tn-m y un As = 11,98 cm² Mientras que en la condición más desfavorable del diseño sísmico presenta un Mu = 1,002Tn-m y un As = 2,40 cm² correspondiendole la condición cuando el reservorio esta vacio finalmente se considera el momento máximo:

M_M = Momento Máximo = 4.807 Tn - m

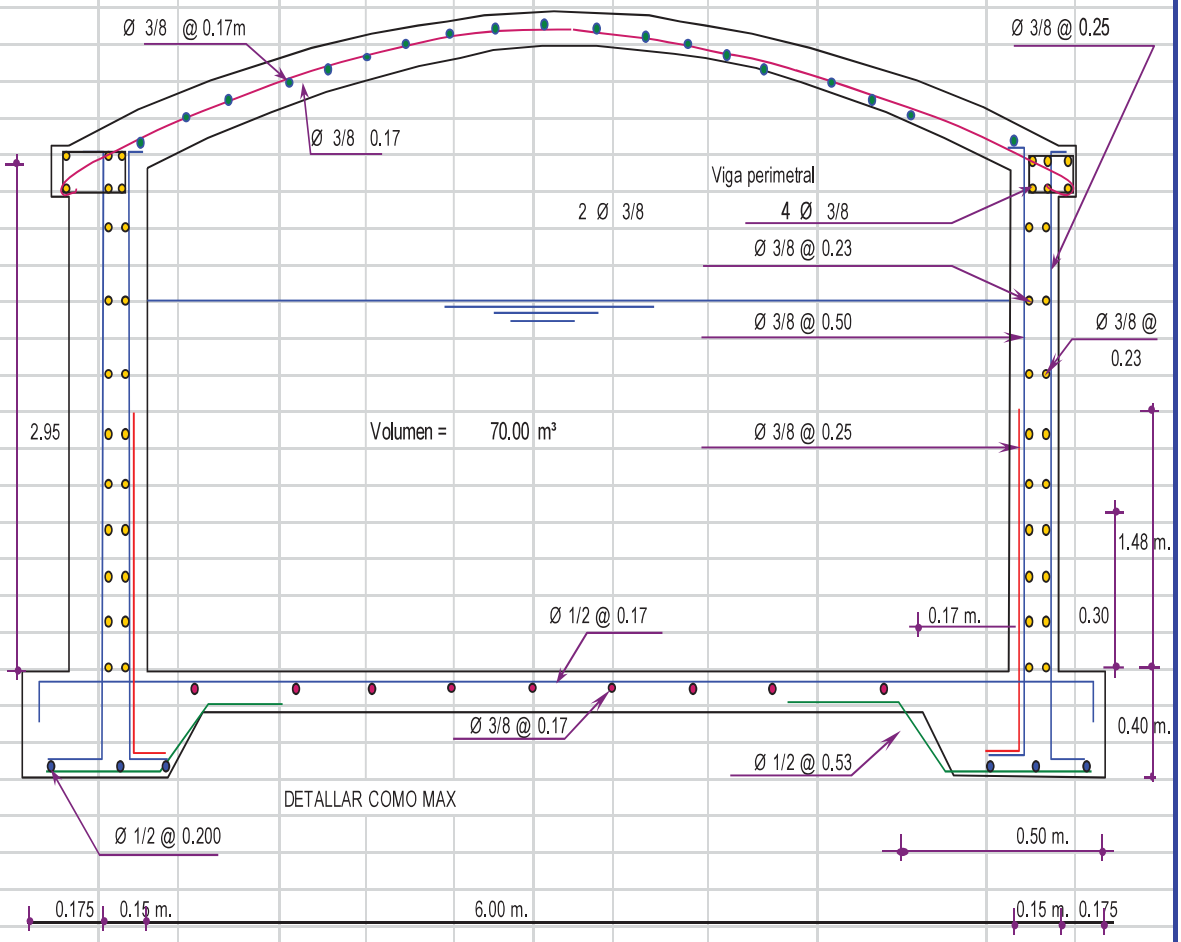
Con este Momento Total se calcula el acero que irá en la cara interior del muro.

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm²)	As min	p=As/bd	3/8	Total	Disposición
4.807	100.00	12.02	2.819	11.98	2.40	0.0100	4	2.85	Ø 3/8 @ 0.25

El acero Horizontal será el mismo que se calculó, quedando de esta manera la siguiente disposición de acero.

Así mismo el acero que se calculó con el M= 1.002Tn-m se colocará en la cara exterior de los muros.

DISPOSICION FINAL DE ACERO EN TODO EL RESERVORIO :



PROYECTO : **"AMPLIACION Y MEJORAMIENTO INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY, PROVINCIA DE PAUCARTAMBO, REGION CUSCO''**

COMUNIDAD DE CCOYARAQUI

DISEÑO DE RESERVORIO (VOL. = 60.0 m³)

6.5.4.1 CRITERIOS DE DISEÑO

* El tipo de reservorio a diseñar será superficialmente apoyado.
* Las paredes del reservorio estarán sometidas al esfuerzo originado por la presión del agua.
* El techo será una losa de concreto armado, su forma será de bóveda, la misma que se apoyará sobre una viga perimetral , esta viga trabajará como zuncho y estará apoyada directamente sobre las paredes del reservorio.
* Losa de fondo, se apoyará sobre una capa de relleno de concreto simple, en los planos se indica.
* Se diseñará una zapata corrida que soportará el peso de los muros e indirectamente el peso del techo y la viga perimetral.
* A su lado de este reservorio, se construirá una caja de control, en su interior se ubicarán los accesorios de control de entrada, salida y limpieza del reservorio.
* Se usará los siguientes datos para el diseño:

f 'c =	210	Kg/cm²			
f 'y =	4200	Kg/cm²			
q_{adm} =	2.33	Kg/cm²	=	23.30	Ton/m²

PREDIMENSIONAMIENTO

V :	Volumen del reservorio	60.00	m³
d_i :	Diametro interior del Reservorio	et :	Espesor de la losa del techo.
d_e :	Diametro exterior del Reservorio	H :	Altura del muro.
ep :	Espesor de la Pared	h :	Altura del agua.
f :	Flecha de la Tapa (forma de bóveda)	a :	Brecha de Aire.

6.5.4.2 Calculo de altura (H) :

Considerando las recomendaciones practicas, tenemos que para:

VOLUMEN (m³)	ALTURA (m)	ALTURA DE AIRE (m)
10 -60	2.20	0.60
60 -150	2.50	0.80
150 -500	2.50 -3.50	0.80
600 -1000	6.50 como máx	0.80
más 1000	10.00 como máx	1.00

Asumiremos : h = 2.10 m. Altura de salida de agua hs = 0.15 m.

a = 0.30 m. H = h + a + hs= 2.55 m.

HT = H + Es.losa.Fo = 2.75

Calculo de d_i : ok

Remplazando los valores :

$$V = \frac{p * di^2 * h}{4}$$

d_i = 5.83 m.

optamos por : d_i = 6.00 m.

Calculo de f : Se considera f = 1/6 * di = 1.00 m.

6.5.4.3 Calculo de espesor de pared ep :

Se calcula considerando dos formas :

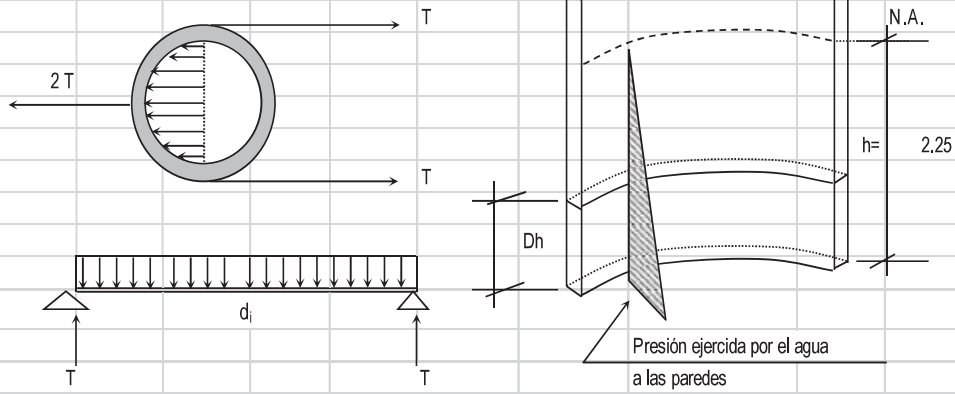
1.- Según company : ep = (7 + 2h/100) cm.

h = altura de agua en metros = 2.25 m.

Remplazando, se tiene: ep = 11.50 cm.

2.- Considerando una junta libre de movimiento entre la pared y el fondo, se tiene que sólo en la pared se producen esfuerzos de tracción. La presión sobre un elemento de pared situado a "h" metros por debajo del nivel de agua es de g_{agua} * h (Kg/cm²), y el esfuerzo de tracción de las paredes de un anillo de altura elemental "h" a la profundidad "h" tal como se muestra en el gráfico es:

$$T = \frac{1000 * h * Dh * di}{2}$$



Analizando para un Dh = 1.00 m

Remplazando en la formula, tenemos : T = 6750 Kg.

La Tracción será máxima cuando el agua llega H = 2.55 m.

Remplazando en la formula, tenemos : T max = 7650 Kg.

Sabemos que la fuerza de Tracción admisible del concreto se estima de 10% a 15% de su resistencia a la compresión, es decir :

Tc = f'c * 10% * 1.00m * ep , igualando a "T" (obtenido)

7650 = 210.00 * 10.00% * 100.00*e

Despejando, obtenemos : ep = 3.64 cm. es < e1, no se tendrá en cuenta

Por facilidad de construcción y practica es recomendable usar como espesor de pared :

ep = **15 cm.**

Calculo de d_e : $d_e = d_i + 2*e_p$ = 6.30 m.

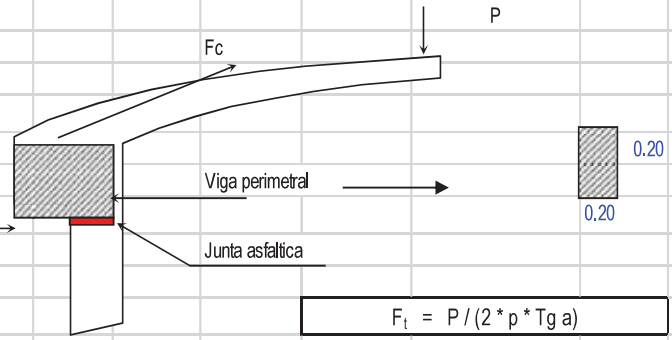
6.5.4.4 **Calculo del espesor de la losa del techo e_t :**

Como se indicaba anteriormente esta cubierta tendrá forma de bóveda, y se asentará sobre las paredes por intermedio de una junta de cartón asfaltico, evitandose asi empotramientos que originarían grietas en las paredes por flexión.

Asimismo, la viga perimetral se comportará como zuncho y será la que contrareste al empuje debido a su forma de la cubierta. El empuje horizontal total en una cúpula de revolucion es :

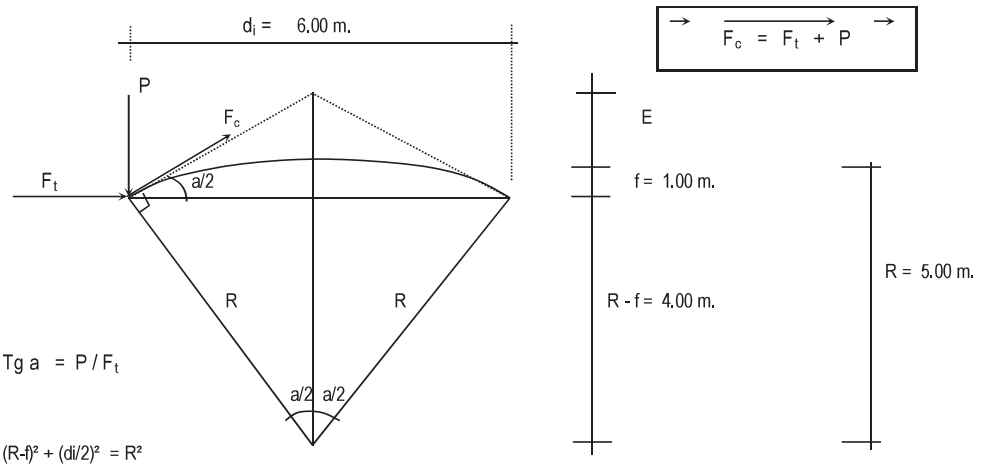
Fc = Compresión

F_t = Tracción



$$F_t = P / (2 * p * Tg\ a)$$

Se calcularán 2 valores del espesor, teniendo en cuenta el esfuerzo a la compresión y el esfuerzo cortante del concreto. Para ello primero será necesario calcular los esfuerzos de Compresión y Tracción originados por el peso y su forma de la cúpula (Fc y Ft).



$Tg\ a = P / F_t$

$(R-f)^2 + (di/2)^2 = R^2$

Remplazando los valores, tenemos el valor de R : R= 5.00 m.

$Tg\ a/2 = [d_i / 2] / (R-f)$ = 0.7500 ======> a = 73.740 º a/2 = 36.87 º

Del Grafico : $F_c = P / Seno\ a$

Metrado de Cargas :

Peso propio	=	150	Kg/m²
Sobre carga	=	150	Kg/m²
Acabados	=	100	Kg/m²
Otros	=	50	Kg/m²
TOTAL	=	450	Kg/m²

Area de la cúpula = $p * d_i^2 / 4$ = 28.27 m²

Peso = P= 450 Kg/m² * 28.27 m² → P = 12723.45 Kg.

Remplazando en las formulas, tenemos :

F_t = 2700.00 Kg.

F_C = 21205.75 Kg.

Desarrollo de la Linea de Arranque (Longitud de la circunferencia descrita) - Lc:

Lc = pi * d_i = 6.00 * pi = 18.85 m.

Presión por metro lineal de circunferencia de arranque es - P / ml:

P /ml = Fc / Lc = 21205.75 / 18.85 = 1125.00 Kg/ml

Esfuerzo a la compresión del concreto Pc :

Por seguridad :

Pc = 0.45 * f'c * b * e_t para un ancho de b= 100.00 cm

e_t = espesor de la losa del techo

Igualamos esta ecuación al valor de la Presión por metro lineal : P /ml

0.45 * 210.00 * e_t = 1125.00

Primer espesor : e_t = 0.12 cm

Este espesor es totalmente insuficiente para su construcción más aún para soportar las cargas antes mencionadas.

Esfuerzo cortante por metro lineal en el zuncho (viga perimetral) - V /ml :

V / ml = P / Lc = 12723.45 / 18.85 = 675.00 Kg/ml

Esfuerzo permisible al corte por el concreto - Vu :

Vu = 0.5 * (f 'c ^ (½))* b * e_t para un ancho de b= 100.00 cm

Igualamos esta ecuación al valor del cortante por metro lineal : V /ml

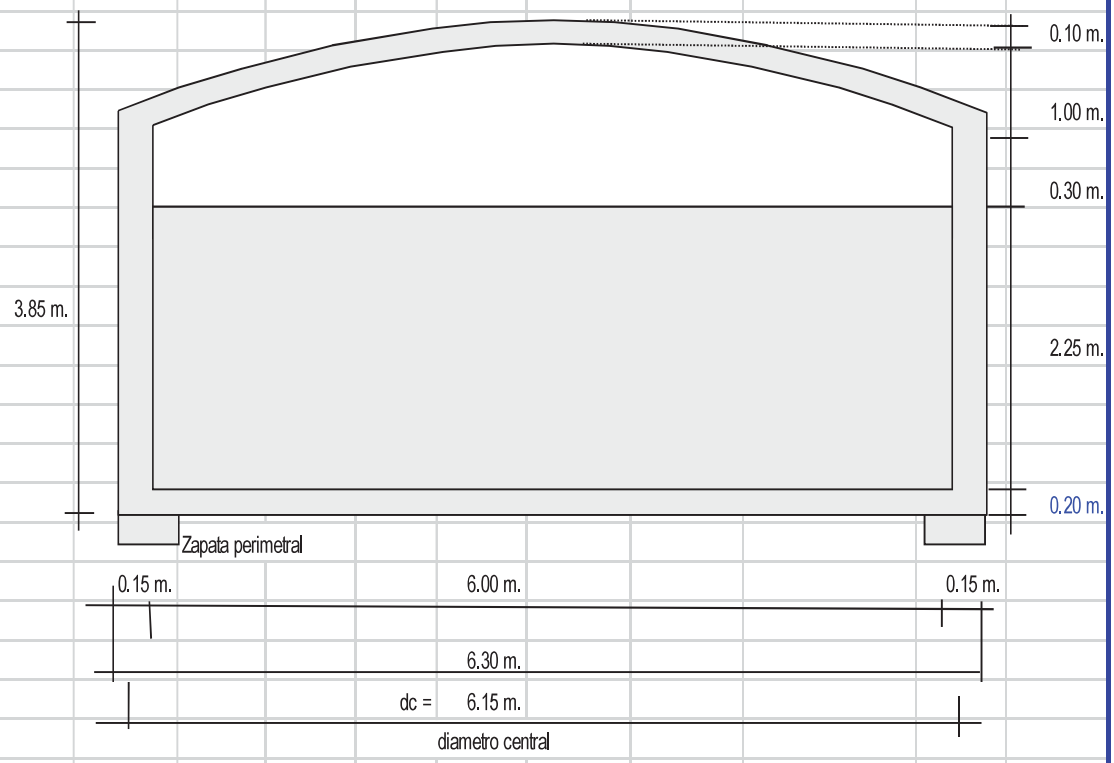
0.5 *210^½ * e_t = 675.00

Segundo espesor : e_t = 0.93 cm

De igual manera este espesor es totalmente insuficiente. De acuerdo al R.N.C., especifica un espesor mínimo de 5 cm. para losas, por lo que adoptamos un espesor de losa de techo:

e_t = 10.00 cm

Valores del predimensionado :



Peso especifico del concreto ɣc = 2.40 Tn/m³

Peso especifico del agua ɣa = 1.00 Tn/m³

Zapata perimetral :

b = 0.60 m.

h = 0.50 m.

6.5.4.5 METRADO DEL RESERVORIO.

Losa de techo : e =	10.00 cm	π x di² * e *ɣc / 4 =	7.48 Ton.
Viga perimetral		π x dc * b *d * ɣc =	1.85 Ton.
Muros o pedestales laterales		π x dc * e *h * ɣc =	17.74 Ton.
Peso de zapata corrida		π x dc * b *h * ɣc =	13.91 Ton.
Peso de Losa de fondo		π x di² * e * ɣc /4 =	13.57 Ton.
Peso del agua		π x di² * h * ɣa /4 =	63.62 Ton.
Peso Total a considerar :			118.17 Ton.

6.5.5 DISEÑO Y CALCULOS

Considerando lo siguiente :

a.- Cuando el reservorio esta Vacio, la estructura se encuentra sometida a la acción del suelo, produciendo un empuje lateral; como un anillo sometido a una carga uniforme, repartida en su perimetro.

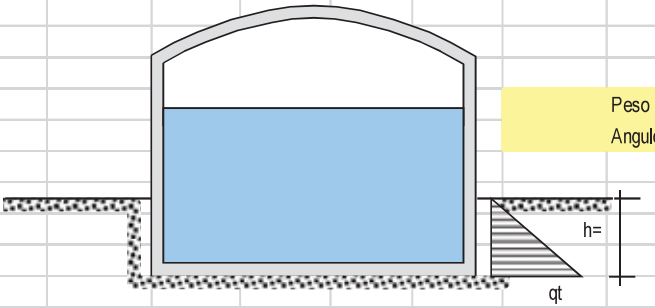
b.- Cuando el reservorio esta Lleno, la estructura se encuentra sometida a la acción del agua, comportandose como un portico invertido siendo la junta de fondo empotrada.

6.5.5.1 a.- Diseño del reservorio (Vacio).

Momentos flectores:

M = Mo . M1 . X1 = qt . r²/2 (1 - cosØ) - qt . r²/6

6.5.5.1.1 Cálculo del Valor de qt :



Según datos del Estudio de Suelos, tenemos que :

Peso especifico del suelo δs =	1.92 Tn/m³
Angulo de fricción interna Ø =	31.40 º

h= 0.50 m.

Vamos a considerar una presión del terreno sobre las paredes del reservorio de una altura de h = 0.50 m. es decir la estructura está enterrado a ésta profundidad.

Por mecánica de suelos sabemos que el coeficiente de empuje activo Ka = Tang² (45 + Ø/2)

Además cuando la carga es uniforme se tiene que Ws/c =====> Ps/c = Ka * Ws/c, siendo :

Ws/c = qt

Ps/c = Presión de la sobrecarga = δs . h = Ka . qt

qt = δs . h / Ka

Remplazando tenemos:

Ka = 3.175

Asi tenemos que : qt = 0.30Tn/m²

Aplicando el factor de carga util : qt u = 1.55 . qt = **0.47Tn/m²**

6.5.5.1.2 **Cálculo de los Momentos flectores :**

Datos necesarios : r = radio = 3.15 m.

qt u = 0.47Tn/m²

L anillo = 19.79 m.

Cuando $0 \leq \theta \leq \pi/3$

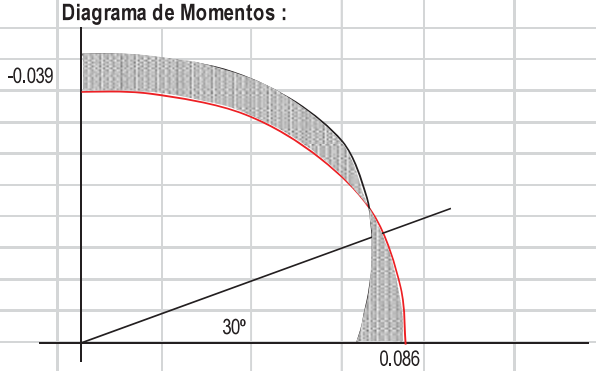
$Mu = qt \cdot r^2/2\ (1 - \cos\emptyset) - qt \cdot r^2/6$

Cuando $0 \leq \theta \leq \pi/6$

$Mu = qt \cdot r^2 / 2\ (1 - \text{sen}\emptyset) - qt \cdot r^2\ [1 - \cos(30 - \emptyset)]$

Ø	Mu (T-m / anillo)	Mu (T-m / m-anillo)	Ø	Mu (T-m / anillo)	Mu (T-m / m-anillo)
0.00º	-0.774	-0.039	0.00º	1.699	0.086
10.00º	-0.738	-0.037	5.00º	1.684	0.085
20.00º	-0.634	-0.032	10.00º	1.638	0.083
30.00º	-0.463	-0.023	15.00º	1.562	0.079
40.00º	-0.231	-0.012	20.00º	1.457	0.074
48.15º	-0.001	0.000	25.00º	1.323	0.067
60.00º	0.387	0.020	30.00º	1.161	0.059

Diagrama de Momentos :



Calculo de Esfuerzos cortantes.

Cuando $0 \leq \theta \leq \pi/3$

$Q = (1/r) * dM/d\emptyset = qtu \cdot r\ \text{sen}\emptyset / 2$

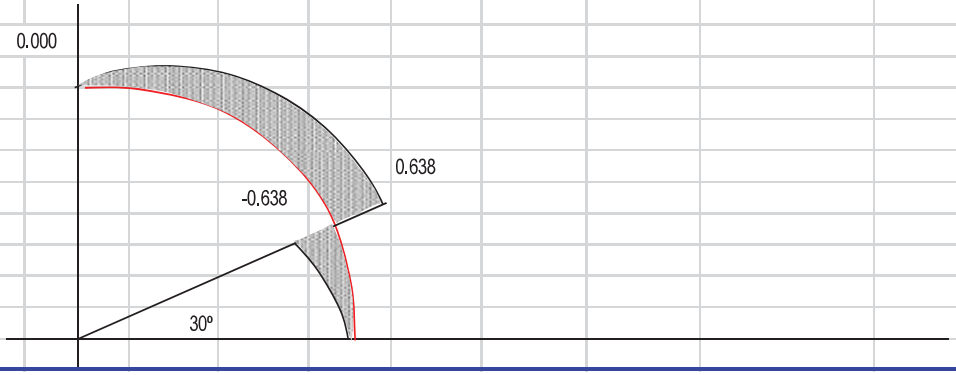
Cuando $0 \leq \theta \leq \pi/6$

$Mu = qtu \cdot r\ [-\cos\emptyset/2 + \text{sen}(30 - \emptyset)]$

Ø	Mu (T-m / anillo)
0.00º	0.000
10.00º	0.128
20.00º	0.252
30.00º	0.368
40.00º	0.474
50.00º	0.564
60.00º	0.638

Ø	Mu (T-m / anillo)
0.00º	0.000
5.00º	-0.111
10.00º	-0.222
15.00º	-0.330
20.00º	-0.437
25.00º	-0.539
30.00º	-0.638

Diagrama de Cortantes :



6.5.5.1.3 Cálculo de acero en las paredes del Reservorio debido a los esfuerzos calculados:

Acero Horizontal

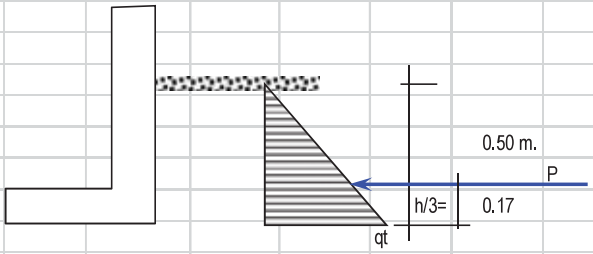
ep = 15 cm. recubrim.= 2.5 cm f ' c = 210 kg/cm² β = 0.85

p min = 0.0020 f y = 4200 kg/cm² Ø = 0.90

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm²)	As min	As diseño	3/8	Total	Disposición
0.086	100.00	12.02	0.045	0.19	2.40	2.40	4	2.85	Ø 3/8 @ 0.25

Acero Vertical

Se hallará con el momento de volteo (Mv)



P = qt . h / 2 = 0.643 Ton.

Mv = P. h /3 = 0.107 Ton-m

Mvu = 1.6 * Mv = 0.172 Ton-m

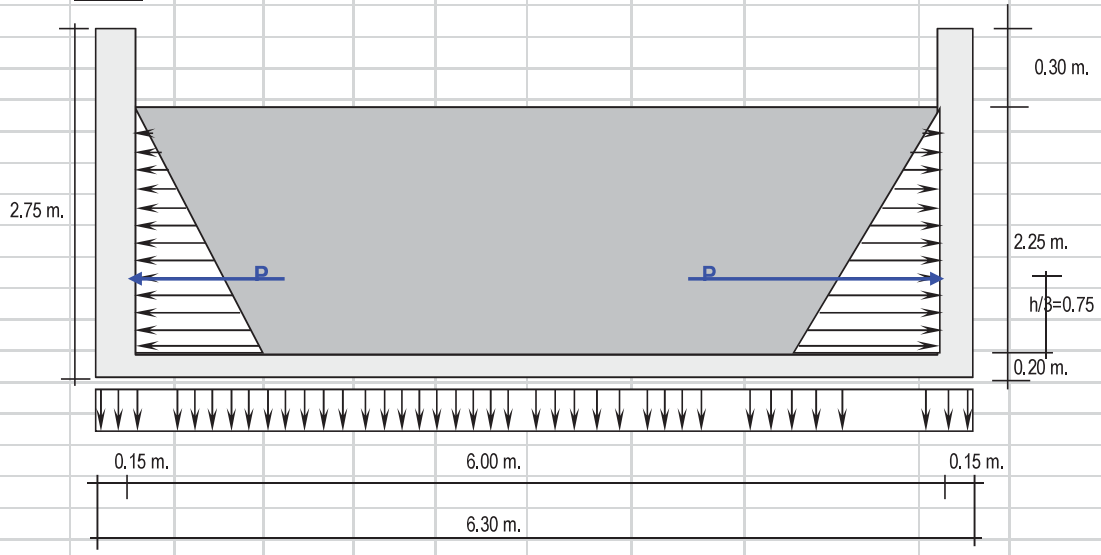
M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm²)	As min	p=As/bd	3/8	Total	Disposición
0.172	100.00	12.02	0.089	0.38	2.40	0.0020	4	2.85	Ø 3/8 @ 0.25

6.5.5.2 b.- Diseño del reservorio (Lleno) considerando : la unión de fondo y pared Rigida (empotramiento).

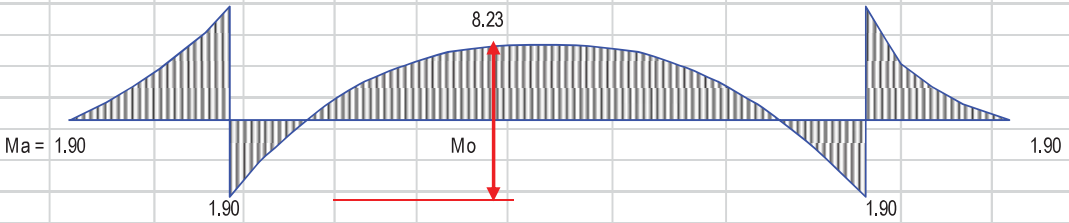
Si se considera el fondo y las paredes empotradas, se estaría originando momentos de flexión en las paredes y en el fondo de la losa, ambas deberán compartir una armadura para evitar el agrietamiento. Para ello se a creido combeniente dejar de lado la presión del suelo (si fuera semi enterrado), ademas se considera el reservorio lleno, para una mayor seguridad en el diseño. Tanto las paredes y el fondo de la losa se considerarán dos estructuras resistentes a la presión del agua. para ello se considera lo siguiente:

* .- Los anillos horizontales que están resistiendo los esfuerzos de tracción.
* .- Los marcos en "U", que serían las franjas verticales, denominados porticos invertidos que están sometidos a flexión y además resistirían esfuerzos de tracción en el umbral o pieza de fondo; es decir la presión se supondrá repartida en los anillos (directrices) y en los marcos (generatrices).

Gráfico :



Analizando una franja de un metro de ancho, de los marcos en "U", tenemos el siguiente diagrama de momentos :



Calculando : P = (δa . H² / 2) * 1.00 m. = 2.53 Ton.

Ma = P . H / 3 = 1.90 Ton-m

Mu = Ma * 1.55 = 2.94 Ton-m

Para el momento en el fondo de la losa se despreciará por completo la resistencia del suelo.

Presión en el fondo W= δa . H = 2.25 Ton/m = Carga repartida

Mo = W . D² / 8 = 10.13 Ton-m.

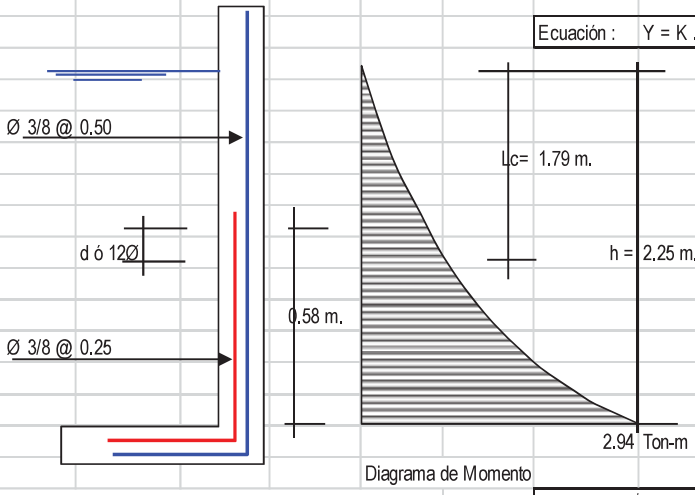
La tracción en el fondo será : T = W . D / 2 = 6.75 Ton.

6.5.5.2.1 Cálculo de acero en las paredes del Reservorio debido a los esfuerzos calculados:

6.5.5.2.1.1 Acero Vertical

Mau = 2.94 Ton-m

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm²)	As min	p=As/bd	3/8	Total	Disposición
2.94	100.00	12.02	1.63	6.95	2.40	0.0058	4	2.85	Ø 3/8 @ 0.25



Ecuación : Y = K . X³

cuando X= 2.25

Y = Mau = 2.94

Entonces : K = 0.258

Mau / 2 = K . Lc³ = 1.471

Entonces : Lc = 1.79 m.

d= 12.02

12Ø = 11.43

Cortante asumido por el concreto en una franja de 1.00 m.:

Vc = Ø 0.5 √210 * b * d , siendo b = 100cm.

Ø = 0.85 d = 0.12 m.

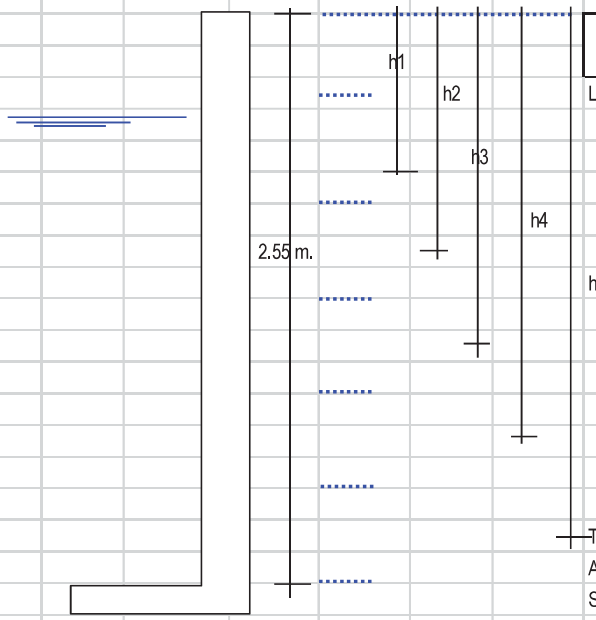
Vc = 7.41 Ton.

La tracción en el fondo de la losa Vu = T = 6.75 Ton. T<Vc, Ok!

6.5.5.2.1.2 Acero Horizontal :

Tal como se calculó para el predimensionamiento del espesor de la pared, Las tracciones en un anillo, se encontrará considerando en las presiones máximas en cada anillo. Ya que los esfuerzos son variables de acuerdo a la profundidad, el anillo total lo dividimos en :

6 anillos de 0.43 m. de altura



$$T = \frac{1000 * h * hi * di}{2}$$

h = 0.43 m.
di = 6.00 m.

Los 2 primeros anillos conformarán uno sólo

h i	Long. (m)
h1 =	0.64
h2 =	1.06
h3 =	1.49
h4 =	1.91
h5 =	2.34

Remplazando en la ecuación :

Anillo	T (Ton)
1	0.813
2	1.355
3	1.897
4	2.438
5	2.980

T = Fs . As Fs = 0.5 Fy = 2100

As min = 0.002 * 0.43 m * 0.12 m = 1.02cm²

Separación S max = 1.5 . e = 0.225 m.

Por esfuerzo de tracción, tenemos que :

Anillo	T(Kg)	As (cm²)	As (usar)	3/8"	Total cm²	Disposición	
1	812.81	0.39	1.02	2	1.43	Ø 3/8@	0.225
2	1354.69	0.65	1.02	2	1.43	Ø 3/8@	0.213
3	1896.56	0.90	1.02	2	1.43	Ø 3/8@	0.213
4	2438.44	1.16	1.16	2	1.43	Ø 3/8@	0.213
5	2980.31	1.42	1.42	2	1.43	Ø 3/8@	0.213

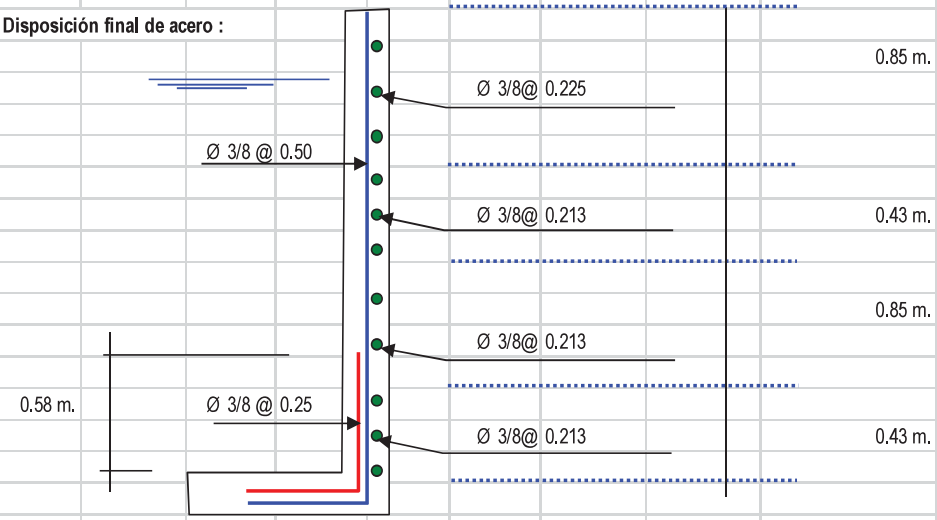
Asimismo consideramos acero mínimo en la otra cara del muro

Acero Longitudinal : lo consideramos como acero de montaje : Ø 3/8@ 0.25

Acero Horizontal : consideramos (2/3) del Acero mínimo 2/3 * 1.02cm² = 0.68cm²

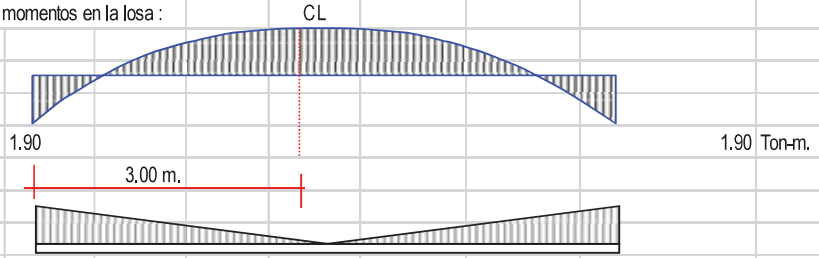
Ø 3/8 @ 1.00 m.

6.5.5.2.1.3 Disposición final de acero :



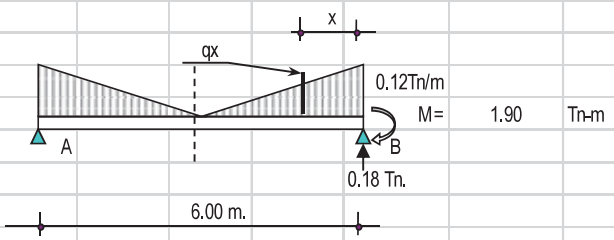
6.5.5.2.2 Diseño y Cálculo de acero en la losa de fondo del Reservorio :

Diagráma de momentos en la losa :



Peso Total = δa * H * π * R² = 63.62 Ton.

Carga unitaria por unidad de longitud = q = H * δa / Longitud del circulo= 0.12Tn/m



Cálculo del cortante a una distancia "X" :

Se hallará el valor de "q_x" en función de "x", q_x = 0.040 * (3.000 - X)

Cortante "V_x" :

$Vx = R - P - 0.5 * (q' + q_x)*X$ = 0.179 -0.119 X + 0.020 X²

Momento "Mx" : $Mx = -M + (R - P) * X - qx * X^2 / 2 - (q' - qx) * X^2 / 3$ =

Mx = -1.90 + 0.179 x -0.060 X² + 0.007 X³

Valores :

X (m) =	0.00	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
V (Ton) =	0.18	0.24	0.32	0.40	0.50	0.60	0.72
M (Tn-m) =	-1.90	-1.82	-1.77	-1.74	-1.73	-1.72	-1.72

Chequeo por cortante :

Cortante asumido por el concreto en una franja de 1.00 m.: $Vc = Ø\ 0.5 \sqrt{210} * b * d$, siendo b = 100cm.

d = 0.20 m.

Ø = 0.85

Vc = 12.32 Ton.

La tracción maxima en la losa es Vu = T = 0.72 Ton T<Vc, Ok!

Mau = 1.55 * 1.72 = 2.67 Tn - m

recubrim= 2.50 cm

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm²)	As min	p=As/bd	As usar	Ø	Disposición
2.67	100.00	16.87	1.01	4.31	3.37	0.0026	4.31	1/2	Ø 1/2 @ 0.29 m

Acero de repartición, Usaremos el As min = 3.37

As usar	Ø	Disposición
3.37	3/8	Ø 3/8 @ 0.21 m

6.5.5.2.3 Diseño y Cálculo de acero en la cimentación :

Acero Negativo : Mau = 2.94 Ton-m Longitud = Lc= (12Ø ó d) = 0.17 m.

d= 16.87 cm

12Ø = 15.24 cm

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm²)	As min	p=As/bd	As usar	Ø	Disposición
2.94	100.00	16.87	1.12	4.77	3.37	0.0028	4.77	1/2	Ø 1/2 @ 0.27 m

6.5.5.2.4 c.- Diseño de la zapata corrida :

La zapata corrida soportará una carga lineal uniforme de :

Losa de techo	:	7.48	Ton.
Viga perimetral	:	1.85	Ton.
Muro de reservorio	:	17.74	Ton.
Peso de zapata	:	13.91	Ton.
		40.98	Ton.

L = 18.85 m.

Peso por metro lineal = 2.17 Ton/ml

Según el estudio de Suelos indica que : qu = 2.330 Kg/cm²

Ancho de zapata corrida (b) b = Peso por metro lineal / qu = 2.17 / 23.30 = 0.09 m.

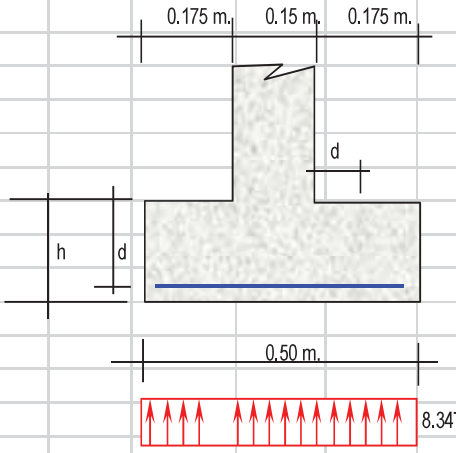
Para efectos de construcción asumiremos un b = 0.50 m. , permitiendonos una reacción neta de :

σ_n = Peso por metro lineal / b = 2.17 / 0.50 = 0.435 Kg/cm²

se puede apreciar que la reacción neta < qu, Ok!

La presión neta de diseño o rotura: σ_{nd} = δs * Peso por metro lineal / Azap. = δs * σ_n = 1.92Tn/m³ *0.435 = 8.3Ton/m²

El peralte efectivo de la zapata se calculará tomando 1.00 metro lineal de zapata :



Bien se sabe que el cortante crítico o actuante está a una distancia "d" del muro, del gráfico podemos decir :

Vu = 8.34 * (18 - d) / b * d b = 100cm.

Cortante asumido por el concreto :

Vc = Ø 0.5 √210 , siendo f c = 210Kg/cm²

Ø = 0.85

Remplazando, tenemos Vc = 61.59Tn/m²

Igualando a la primera ecuación : d = 0.02 m.

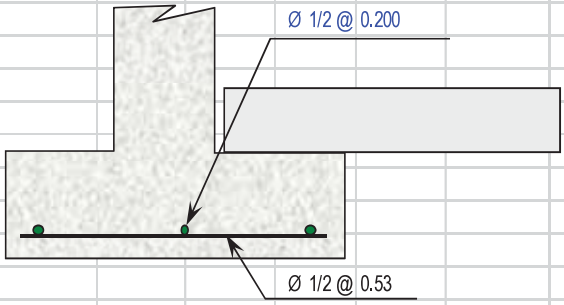
recubrimiento : r = 7.5cm. h = d + r + Ø/2

h = 10.50cm.

adoptamos un h = 0.20 m.

Momento actuante en la sección crítica (cara del muro) : M = 8.3Ton/m² *0.175² /2 = 0.128 Tn-m

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm²)	As min	p=As/bd	As usar	Ø	Disposición
0.128	100.00	11.87	0.067	0.29	2.37	0.0020	2.37	1/2	Ø 1/2 @ 0.53 m



6.5.5.2.5 d.- Diseño de la viga perimetral o de arranque.

6.5.5.2.5.1 Diseño por tracción :

Se considera que la viga perimetral está sometida a tracción :

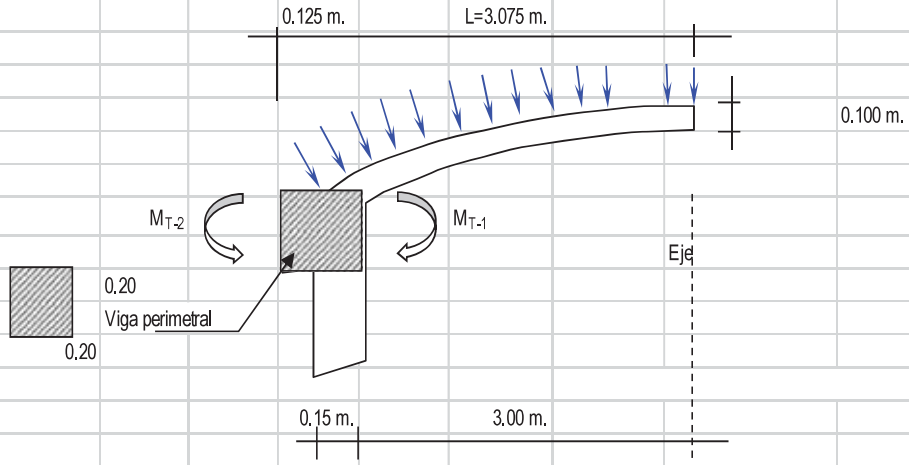
$F_t = P / (2 * p * Tg\ a)$ P = 12723.45 Kg.

α = 73.74 º

Remplazando : F f = 590.63 Kg

As = F t / fs = F t / (0.5 * Fy) = 0.28cm²

6.5.5.2.5.2 Diseño por torsión :



Para el presente diseño aplicaremos un factor de carga para peso propio = 1.40

factor por sobrecarga = 1.70

Metrado de Cargas :

Peso propio de viga	1.40 x	0.20 x	0.20 x	2.40 =	0.134	Ton/m
Peso propio de losa	1.40 x	0.100 x	2.40	=	0.336	Ton/m²
Sobre carga	1.70 x	0.150 =			0.255	Ton/m²
Carga Total por m² de losa				=	0.591	Ton/m²
Carga Total por ml de viga	[0.591 x	(3.00 m.+	0.20 /2)]	+ 0.134 =	1.967	Ton/ml

Cálculo de acciones internas :

Momento torsionante :

M_{T-1} =		0.591 x	3.00² /2 =	2.660	Tn-m	
M_{T-2} =		0.134 x	0.13² /2 =	0.001	Tn-m	
M_T =	M_{T-1} / 2 - M_{T-2} =	2.660 / 2	- 0.001 =	1.329	Tn-m	

Momento flexionante :

M_F =	W * L² / 2 =	1.967 x	1.00² /2 =	0.983	Tn-m	

Fuerza Cortante :

Q =	W * L /2 =	1.967 x	1.00 /2 =	0.983	Tn/m	

Vu = Vc / (Ø x b x h) = 28.919 Tn/m²

Ø = 0.85

6.5.5.2.6 Cálculo de acero :

6.5.5.2.6.1 Refuerzo transversal :

Por Fuerza Cortante : Cortante asumido por el concreto : 0.5 * (F'c)½

Vu = 28.919 Tn/m² Vc = 72.457 Tn/m²

Vc > Vu No necesita acero por cortante

Por Torsión :

M_T = 1.329 Tn-m

Momento resistente por el concreto :

Mc = Σ [b² h (f'c)½ / b½] (viga + losa)

Mc =	0.20² x	0.20 x	210½	+	3.00² x	10.00 x	210½
		0.2½				3.00½	

Mc =	25922.96	+	752.99	=	26675.95682	Kg-cm
Mc =	0.267	Ton-m				
Se sabe que :	Ts = M_T - Mc =			1.329 +	0.267 =	1.062 Ton-m

As / S = Ts / [Øc * Fy * b1 * d] Siendo : Øc = 0.66 + 0.33*(b1/d) < 1.50

b1= b - r - Ø/2 d = h - r - Ø/2

Øc = 0.9900 Øc < 1.5 Ok! r = recubrimiento = 2.50 cm

S = Espaciamiento del acero b1= 16.87 cm

As= Area de acero por torsión. d = 16.87 cm

Remplazando :

As / S = 0.0898cm² / cm S = $A_{varilla}$ / 0.0898

Usando Ø= 3/8 $A_{varilla}$ = 0.71 cm² S = 0.08 m.

Usaremos : ☐ Ø 3/8 @ 0.08m Se colocará @ 0.15m

6.5.5.2.6.2 Refuerzo Longitudinal :

Por Flexión : As = MF / Fy * Z — Siendo Z= 0.90*d = 15,18 cm

MF = W * L² / 8 = 1,967 x 1,00² /8 = 0,246 Tn-m

Remplazando :

As = 24581,25 / 4200 * 15,18 cm = 0,386 cm²

As min = 0.002 * b * d = 0,675 cm²

Por Torsión : Empleando la fórmula : A1 = 2 * (As / S) * (b1 + d) = 6,06 cm²

Ahora por reglamento se tiene que la resistencia de la viga reforzada debe ser mucho mayor que la resistencia de la viga sin refuerzo, aplicaremos la siguiente formula :

Trs = 0.6 * b² * h * f'c½ = 0,696 Tn-m/m — M_T = 1,329 Tn-m.

Se tiene que Trs > M_T , Por lo tanto el porcentaje total de refuerzo por torsión debe ser menor que el siguiente valor:

P it ≤ 6.40 * (F'c / Fy)½ = 1,431

P it = A1 * (1 + 1/Øc) / (b * h) — Siendo = A1 = 6,06 cm²

Øc = 0,9900

Remplazando, tenemos que : P it = 0,0304

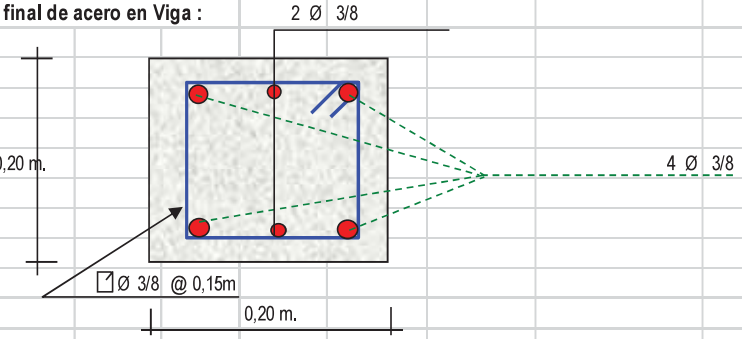
Como se puede apreciar : 0,0304 < 1,431 Ok!

Solo se considera acero por Tracci{on y Flexión :

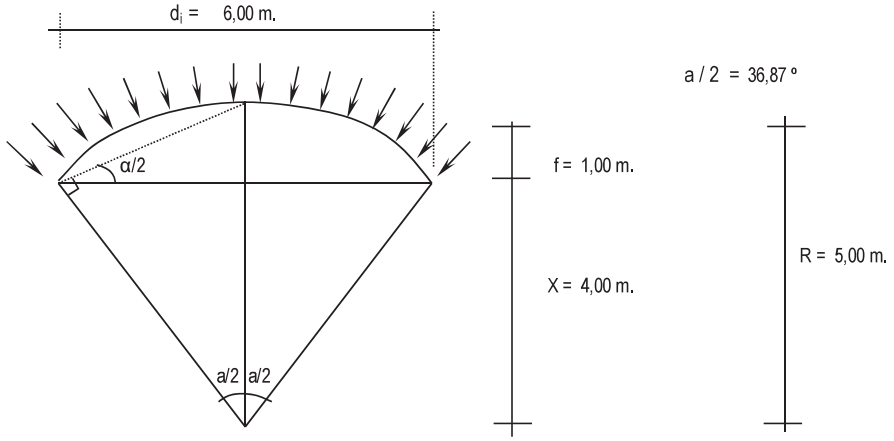
As total = As flexión + As tracción = 0,675 + 0,28cm² = 0,96 cm²

Usando : 1 Ø 3/8 + 2 Ø 3/8 — A_{total} = 2,14 cm²

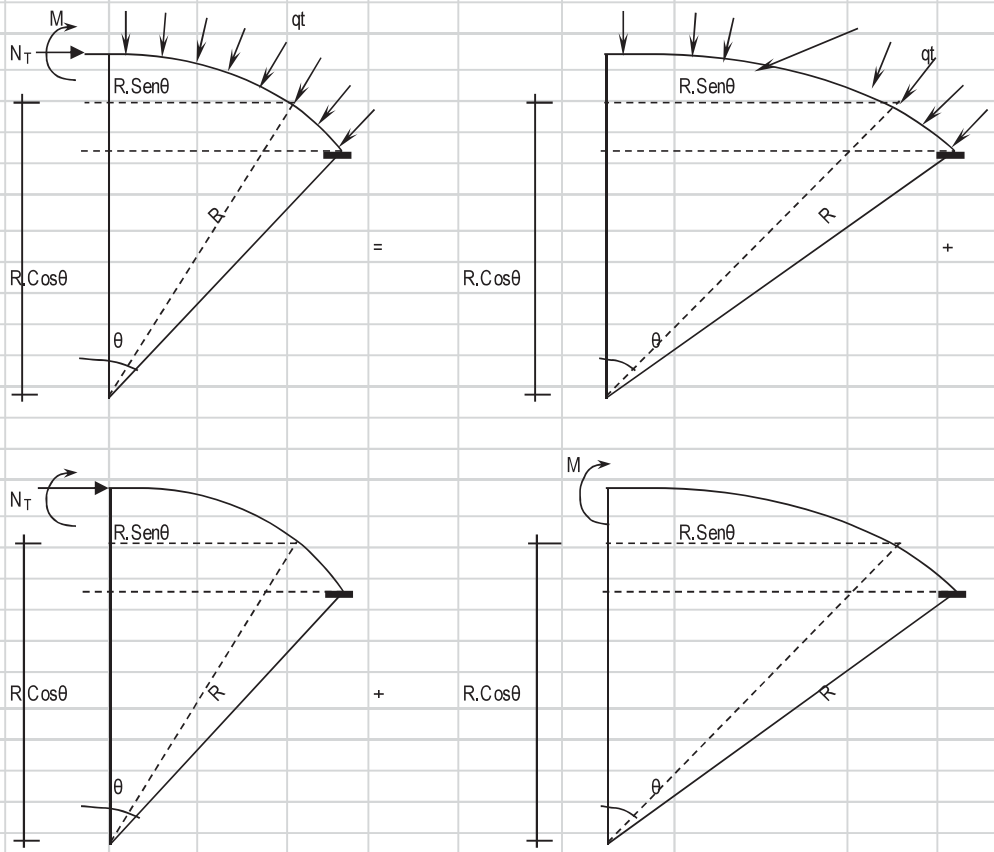
Disposición final de acero en Viga : 2 Ø 3/8



6.5.5.2.7 e.- Diseño de la cúpula :



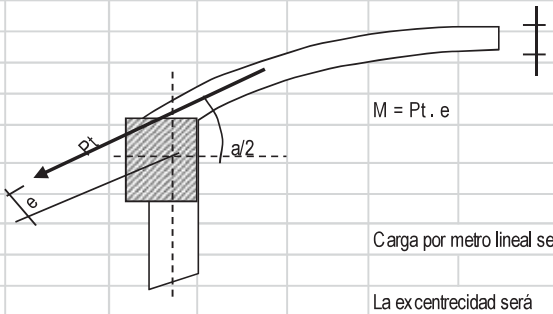
Se cortará por el centro, debido a que es simetrico, lo analizaremos por el método de las fuerzas :



Analizando la estructura se tiene que :

M = 0 ; N_T = W . r , Como se puede apreciar sólo existe esfuerzo normal en la estructura.

El encuentro entre la cúpula y la viga producen un efecto de excentrecidad, devido a la resultante de la cúpula y la fuerza transmitido por las paredes. Como podemos apreciar en la gráfica :



0.100 m. = t

M = Pt . e

Pt = Peso Total de la cupula / sen(a / 2)

Pt = 12723.45 / sen 36.870º

Pt = 21205.75 Kg.

Carga por metro lineal será = Pt / Longitud 1125.00 Kg/ml

La excentrecidad será e = d * Cos a/2 = 10.00 x Cos 36.870º

e = 0.080 m.

Por lo tanto : M = 1.13Tn x 0.080 m= 0.090 Tn-m / m

El esfuerzo actuante será $N_T = q_t$ x r = 450.00 x 5.00 m = 2.25 Tn.

6.5.5.2.7.1 Cálculo de acero :

* En muro o pared delgada, el acero por metro lineal no debe exceder a :

As = 30 * t * f'c / fy, siendo : t = espesor de la losa = 0,100 m.

Remplazando, tenemos : As= 15 cm²

* Acero por efectos de tensión (At) :

At = T / Fs = T / (0,5 * Fy) = 2,25 / (0,5*4200) = 1,07 cm²

* Acero por efectos deFlexión (Af) :

Para este caso se colocará el acero minimo: A f min = 0.002 x 100 x 7,02 = 1,40 cm²

* Acero a tenerse en cuenta : At + Af < 15,00 cm² At + Af = 2,48 cm²

Como podemos apreciar : At + Af < As max. Ok!

6 Ø 3/8 A_{total} = 4,28 cm² **Si cumple con el acero requerido**

Ø 3/8 @ @ 0,17m

* Acero por efectos de la excentrecidad :

M = 0,090 Tn-m

recubrim= 2,5 cm

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm²)	As min	As usar	Ø	Disposición
0,090	100,00	7,02	0,080	0,34	1,40	1,40	3/8	Ø 3/8 @ 0,51 m

* Acero de reparticón :

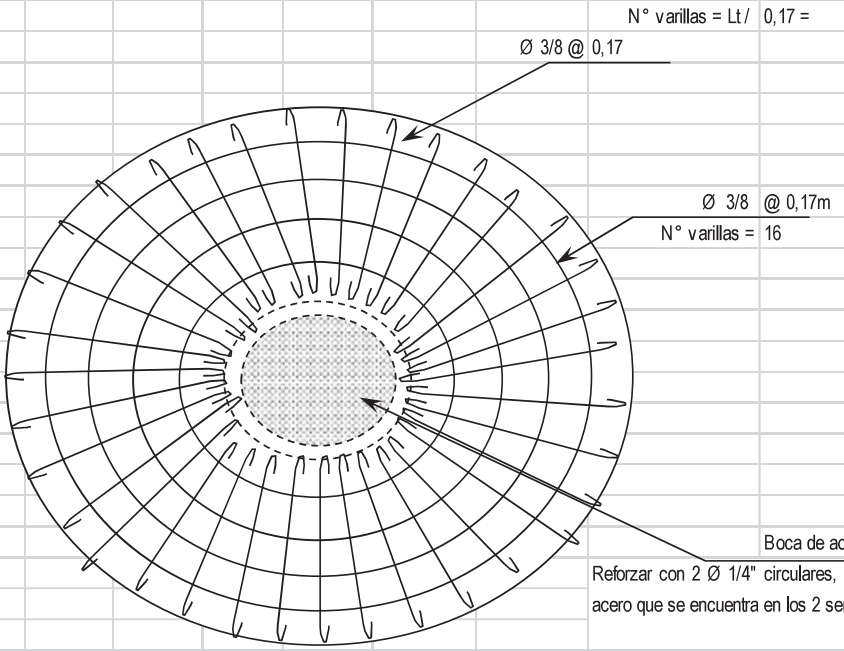
Asr = 0.002 x 100 x 7,02 = 1,40 cm²

6 Ø 3/8 A_{total} = 4,28 cm² **Si cumple con el acero requerido**

Ø 3/8 @ 0,17m

6.5.5.2.7.2 Disposición final de acero : En el acero principal se usará el mayor acero entre el At +Af y Acero por excentrecidad.

N° varillas = Lt / 0,17 = 111



Reforzar con 2 Ø 1/4" circulares, amarrando el acero que se encuentra en los 2 sentidos

Diámetro interior de boca = 0,70 m

6.5.6 ANALISIS SISMICO DEL RESERVORIO :

Para el presente diseño se tendrá en cuenta las "Normas de Diseño sismo - resistente".

$$H = \frac{Z.U.S.C.P}{R}$$

R = 7,5 Corresponde a la ductibilidad global de la estructura, involucrando además consideraciones sobre amortiguamiento y comportamiento en niveles proximos a la fluencia.

Remplazando todos estos valores en la Formula general de " H ", tenemos lo siguiente :

Factor de amplificacion sismica "C":

hn	2,55 m.	T=hn/Cr=	T =	0,057
Cr	45	C=2.5(Tp/T)^1.25		79,27
Tp	0,9		C =	2,5
Determinacion de la Fuerza Fa como T es:			T<0.7	
			Fa=0	

DATOS:	
Factor de suelo	1,20
factor de uso	1,50
factor de zona	0,25
factor de reduccion de la fuerza sismica	7,50
numero de niveles	1,00

Peso Total de la Estructura : P =

P = Peso de la edificación, para determinar el valor de H, se tendrá en cuenta 2 estados, Uno será cuando el reservorio se encuentra lleno y el otro cuando el reservorio se encuentra vacio.

RESERVORIO LLENO : P = Pm + Ps/c — Para el peso de la sobre carga Ps/c, se considerá el 80% del peso del agua.

Pm =	118,17 Tn.	P agua =	63,62 Tn.
Ps/c =	50,89 Tn.	P =	169,07 Tn.

Remplazando H = 0,150 x 169,07 = 25,36 Tn. Para un metro lineal de muro, Lm = 19,00 m.

H = 1,335

RESERVORIO VACIO : P = Pm + Ps/c — Para el peso de la sobre carga Ps/c, se considerá el 50% de la estructura.

Pm =	118,17	- 63,62 Tn.	= 54,56
Ps/c =	27,28 Tn.	P =	81,83 Tn.

Remplazando H = 0,150 x 81,83 = 12,27 Tn.

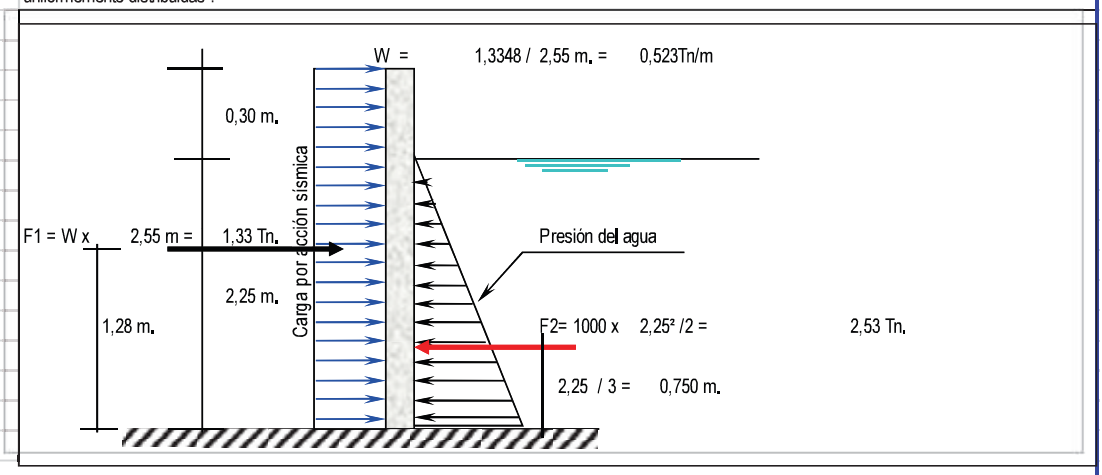
H = 0,646

6.5.6.1 DISEÑO SISMICO DE MUROS

Como se mencionaba anteriormente, se tendrán 2 casos, Cuando el reservorio se encuentra Lleno y Cuando está vacio.

Reservorio Lleno

El Ing° Oshira Higa en su Libro de Antisismica (Tomo I), indica que para el diseño sismico de muros las fuerzas sismicas sean consideradas uniformemente distribuidas :



M1= F1 x	1,28 m =	1,702	Tn-m.	Momento Resultante = M1 - M2 =			1,702	- 1,898 =	-0,197
M2= F2 x	0,75 m =	1,898	Tn-m.			Mr = -0,197			
				Este momento es el que absorve la parte traccionada por efecto del sismo.					

Importante : Chequeo de "d" con la cuantia máxima : d_{max} =[0.53x 10^5 / (0.236 x F'c x b)]^{½} = 3,27 cm.

El valor de "d" con el que se está trabajando es mayor que el "d" máximo, Ok!.

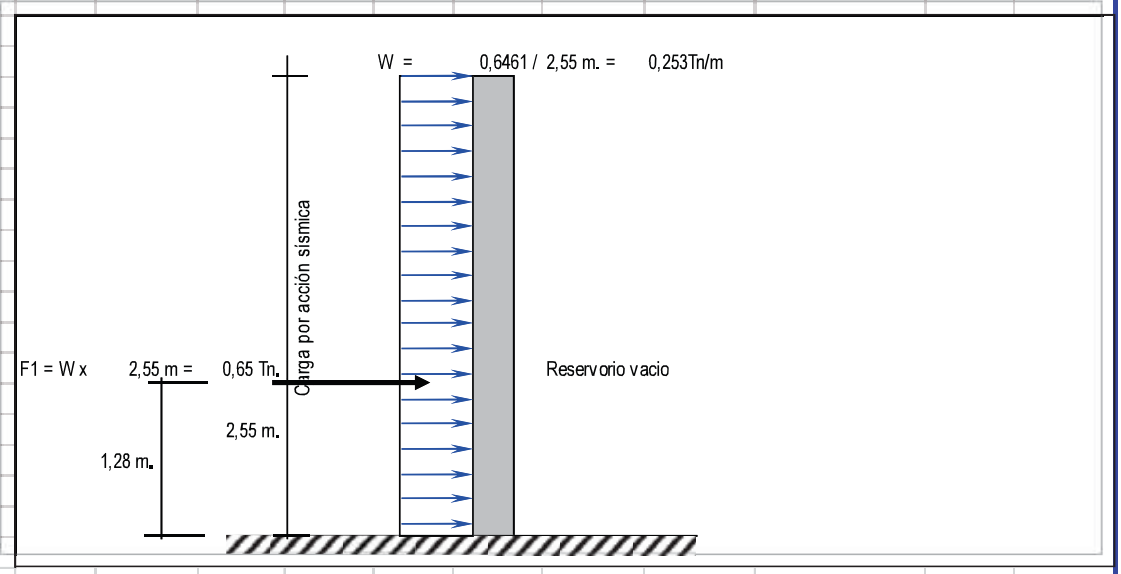
Cálculo del acero Vertical

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm²)	As min	p=As/bd	3/8	Total	Disposición
0,197	100,00	12,02	0,102	0,43	2,40	0,0020	4	2,85	Ø 3/8 @ 0,25

Cálculo del acero Horizontal :		3/8	Total	Disposición
Se considera el acero mínimo que es As =	2,40 cm²	4	2,85	Ø 3/8 @ 0,25

Reservorio Vacio

La idealización es de la siguiente manera (ver gráfico) :



M1= F1 x	1,28 m =	0,824	Tn-m = Mr	Este momento es el que absorve la parte traccionada por efecto del sismo.	

Importante : Chequeo de "d" con la cuantia máxima : d_{max} =[0.53x 10^5 / (0.236 x F'c x b)]^{½} = 3,27 cm.

El valor de "d" con el que se está trabajando es mayor que el "d" máximo, Ok!.

Cálculo del acero Vertical

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm²)	As min	p=As/bd	3/8	Total	Disposición
0,824	100,00	12,02	0,434	1,85	2,40	0,0020	4	2,85	Ø 3/8 @ 0,25

Cálculo del acero Horizontal :		3/8	Total	Disposición
Se considera como acero a As min =	2,40 cm²	4	2,85	Ø 3/8 @ 0,25

6.5.6.2 Disposición final de acero en los muros :

El diseño definitivo de la pared del reservorio verticalmente, se dá de la combinación desfaborable; la cual es combinando el diseño estructural en forma de portico invertido; donde Mu = 2,943Tn-m y un As = 6,95 cm² Mientras que en la condición más desfavorable del diseño sísmico presenta un Mu = 0,824Tn-m y un As = 2,40 cm² correspondiendole la condición cuando el reservorio esta vacio finalmente se considera el momento máximo:

M_M = Momento Máximo = 2.943 Tn - m

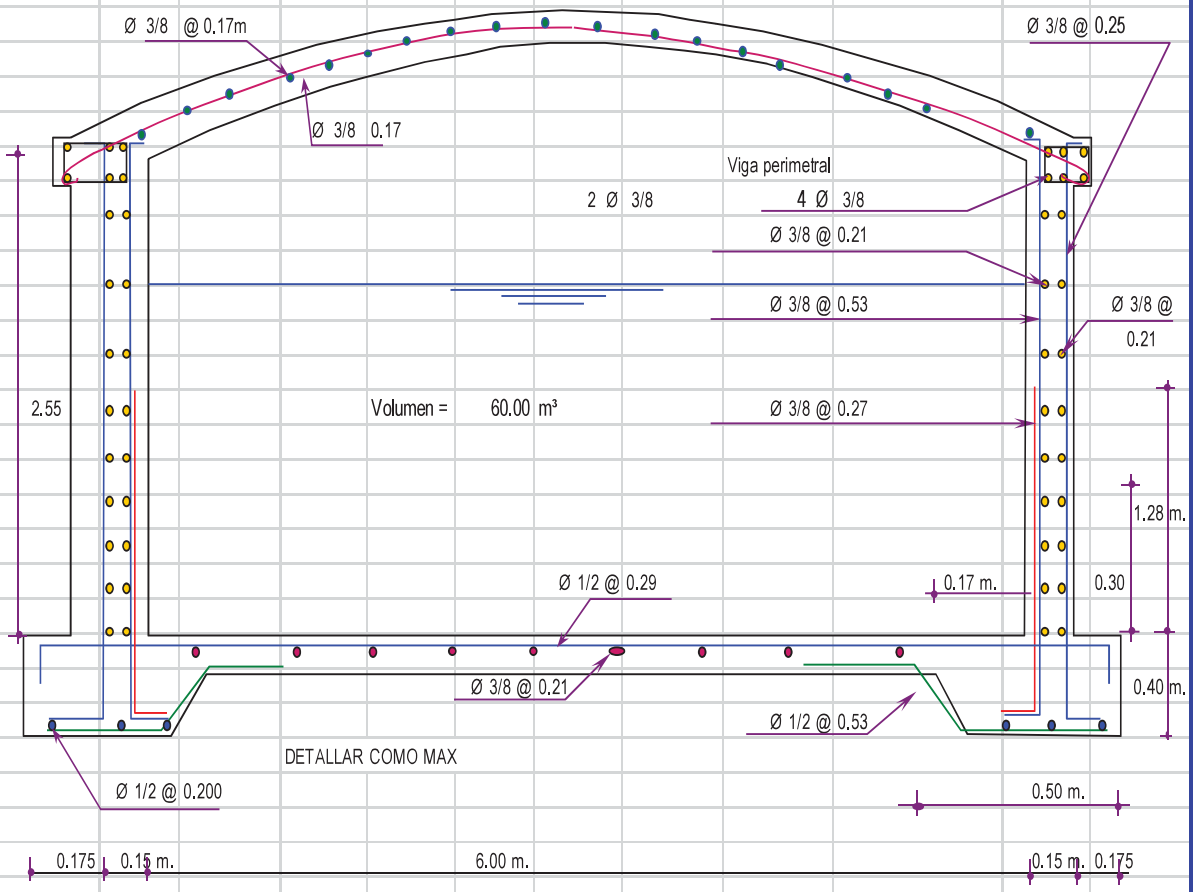
Con este Momento Total se calcula el acero que irá en la cara interior del muro.

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm²)	As min	p=As/bd	3/8	Total	Disposición
2.943	100.00	12.02	1.634	6.95	2.40	0.0058	4	2.85	Ø 3/8 @ 0.25

El acero Horizontal será el mismo que se calculó, quedando de esta manera la siguiente disposición de acero.

Así mismo el acero que se calculó con el M= 0.824Tn-m se colocará en la cara exterior de los muros.

DISPOSICION FINAL DE ACERO EN TODO EL RESERVORIO :



6.6 RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA

6.6.1 Generalidades

El sistema de distribución tiene la finalidad de conducir el agua desde el reservorio hasta el punto de entrega a los usuarios, por medio de un sistema de tuberías, válvulas, grifos y otros accesorios, con adecuada sistemas y presiones para un buen funcionamiento de la red.

De acuerdo a un ordenamiento y trazo de las calles los sistemas de distribución, pueden ser los siguientes:

1.- SISTEMA ABIERTO O DE RAMALES.

Se emplean en poblaciones que se ubican a lo largo de un rio o de una carretera, generalmente tiene una forma alargada, en estos casos tiene una sola calle principal o básica y algunas secundarias que van en forma transversal.

2.- SISTEMA DE CIRCULACIÓN CONTINUA O EMPARRILLADO.

Se emplea este tipo de sistema cuando las calles se interceptan y las líneas se hallan interconectadas. Este sistema de emparrillado ofrece mayor ventaja hidráulicamente, al alimentar agua en cualquier punto.

Así mismo los extremos de las tuberías están conectados entre sí, con lo que se suprime los ramales; por consiguiente, no existen zonas de aguas muertas o estancadas, ya que el agua circula continuamente por la red, su eso es muy generalizado cuando las calles tienen esa disposición.

Las tuberías segundarias de las mallas no se calculan, se les asigna directamente un diámetro mínimo, que es por lo general en función de la longitud del tramo, cantidad de usuarios a servir y tipos de conexión; la adopción de este diámetro es un problema de orden económico, ya que, en la mayoría de los casos, constituirá la mayor parte de la longitud de la red. La red de distribución es la más costosa, de una instalación de abastecimiento de agua, y por ende la necesidad de conocer analíticamente las pérdidas de carga.

Las normas y requisitos para proyectos de agua potable y alcantarillado, determinación que las presiones máximas y mininas serán de 50mts y 3.5mts de columna de agua respectivamente.

Para el cálculo de red de distribución se tomarán en cuenta estas presiones en todos los puntos del diseño.

GASTO DE DISEÑO. - para el diseño de la red matriz, se tomará el máximo gasto horario, calculado en el capítulo IV, correspondiente, al cálculo de la dotación y consumo de agua.

6.6.2 Línea de aducción

Es la tubería que conduce el agua de consumo desde el reservorio hasta el punto de inicio de la red de distribución, su capacidad de transporte será calculada con el caudal correspondiente.

Se asegura un buen funcionamiento, cuando la diferencia de altura del nivel de agua del reservorio respecto al punto de inicio de la red de distribución (H) debe ser mayor a la presión mínima (Pm) más su pérdida de carga (h) es decir:

$$H = Pm + h$$

6.6.3 Diseño de la línea de aducción

Para el cálculo del diámetro, se ha utilizado la fórmula de Hazem-Williams para coeficientes C=140.

CALCULO ILUSTRATIVO DE LÍNEA ADUCCIÓN DE CCOLLOTARO.

$$\mathbf{Q = 0.0004264 \times C \times D^{2.63} x S^{0.54}}$$

Donde:
Q= Gasto de diseño (lps); Q= VxA
D: diámetro (pulgadas)
S: pendiente del gradiente hidráulico (‰), **S= H/L**
C: coeficiente de rugosidad
C=150 (PVC)
H= cota mayor-cota menor
H= C.N.A Reservorio – C.N.A Inicio de red.
H=3145.340 -3123.52 = 21.82m
L= longitud de tramo (km).
L= 0.0857 km.
S= 21.82/0.0857= 284.61‰ = 28.46 %
Q= 1.55 lts/seg.
Reemplazando valores se tiene:
1.55 lts/seg=0.0004264x **150 x** $\boldsymbol{D^{2.63} x 284.61^{0.54}}$
D=1.077"
Adoptamos D=1.5"

Q= VxA **;** **V=** Q/A

A = π $\boldsymbol{D^2}$**/4; A=1.140x10**$\boldsymbol{^{-3} m^2}$

V= $\frac{1.55x10^{-3}m^3}{seg}$ **/ 1.140x10**$^{-3}m^2$

V= 1.4 m/s

Cuadro 34:, Cálculo del diámetro línea de aducción comunidad de Ccollotaro.

TRAMO	Q (lps)	S(‰)	D(pulg)	D (adoptado)	V(m/s)
RES-CM01	**1.55**	**284.61**	**1.077"**	**1.5"**	**1.46**

RES: Nivel de agua del reservorio.
CM01: Punto de inicio de la red

CALCULO ILUSTRATIVO DE LÍNEA DE ADUCCIÓN CCOYARAQUI.

Q = 0.0004264 x C x $D^{2.63}xS^{0.54}$

Donde:
Q= Gasto de diseño (lps); Q= VxA
D: diámetro (pulgadas)
S: pendiente del gradiente hidráulico (‰), **S= H/L**
C: coeficiente de rugosidad
C=150 (PVC)
H= cota mayor-cota menor
H= C.N.A Reservorio – C.N.A Inicio de red.
H=3191.00 -3158.43 = 32.57 m
L= longitud de tramo (km).
L= 0.345 km.
S= 32.57 / 0.345= 94.41‰ = 9.441 %
Q= 0.66 lts/seg.
Reemplazando valores se tiene:
0.66 lts/seg=0.0004264x **150 x** $D^{2.63}x\ 94.41^{0.54}$
D = 0.96"
Adoptamos D=1.5"

Q= VxA **; V=** Q/A

A = π D^2**/4; A=1.140x10**$^{-3}m^2$

V= $\frac{0.66x10^{-3}m^3}{seg}$ **/ 1.140x10**$^{-3}m^2$

V= 0.6 m/s

Cuadro 35: Cálculo del diámetro línea de aducción comunidad de Ccoyaraqui.

TRAMO	Q (lps)	S(‰)	D(pulg)	D (adoptado)	V(m/s)

RES- CM01	0.66	94.41	0.96"	1.5"	0.62

RES: Nivel de agua del reservorio.
CM01: Punto de inicio de la red

6.6.4 Calculo de presiones

Tramo (Reservorio –Inicio de red.)**-Ccollotaro**

Para el cálculo de presiones se consideran las pérdidas por unidad de longitud y pérdidas por accesorios.

$$P = Pi + H - Hf - Ha$$

$$Hf = SxL$$

$$Ha = kx\frac{v^2}{2g}$$

$$Hf = Hf + Ha$$

Donde:

P, Pi = presión final e inicial respectivamente en metros de columna de agua.

H = presión estática (m.c.a)

Hf = perdida de carga por unidad de longitud en (m.c.a)

Ha = perdida de carga por accesorios en (m.c.a)

Ht = perdida de carga total en (m.c.a)

L = longitud de tramo (km)

V = velocidad del tramo (m/s) = 1.55 m/seg

K = Coeficiente de perdida por accesorios

g = Aceleración de la gravedad (g=9.81m/s^2)

Perdidas por fricción:

Q = 0.0004264 x C x $D^{2.63}xS^{0.54}$

1.55=0.0004264x **150 x $D^{2.63}x(s)^{0.54}$**

1.55=0.0004264x **150 x $1.5^{2.63}x(s)^{0.54}$**

S=57.76 ‰

Hf = S x L = 57.76x0.0857 **= 4.95 m**

a.- Cálculo de Pérdidas por accesorio:

K_1 = 0.50 (entrada brusca)

K_2 = 1.00 (salida brusca)

K_3 = 0.40 (codo a 45°)

K_4 = 0.40 (codo a 22.5°)

K = K_1 +K_2 + K_3+ K_4= 2.30

$$Ha = kx\frac{v^2}{2g} = \sum(k)\frac{v^2}{2g} = 0.14 \text{ m}$$

Ha= 0.14 m.

$$\boxed{Pf = Pi + H - Hf - Ha}$$

$$Pf = 0.00m + 21.82 \text{ m} - 4.95\ m - 0.14m$$

$$Pf = 16.73m$$

- La tubería será de PVC, clase A-7.5

Cuadro 36: cálculo de presiones línea de aducción Ccollotaro.

tramo	cota	msnm	H	L	s	Hf	Ha	Ht	P
	inicio	final	(m)	(km)	0/00	(m)	(m)	(m)	(m)
RES-CM01	3145.34	3123.52	21.82	0.0857	284..61	4.95	0.14	5.09	16.73m

RES: Nivel de agua del reservorio.
CM01: Punto de inicio de la red.

Tramo (Reservorio –Inicio de red.)**- Ccoyaraqui**

Para el cálculo de presiones se consideran las pérdidas por unidad de longitud y pérdidas por accesorios.

$$\boxed{P = Pi + H - Hf - Ha}$$

$$Hf = SxL$$

$$Ha = kx\frac{v^2}{2g}$$

$$Hf = Hf + Ha$$

Donde:

P, Pi = presión final e inicial respectivamente en metros de columna de agua.

H = presión estática (m.c.a)

Hf = perdida de carga por unidad de longitud en (m.c.a)

Ha = perdida de carga por accesorios en (m.c.a)

Ht = perdida de carga total en (m.c.a)

L = longitud de tramo (km)

V = velocidad del tramo (m/s) = 0.62 m/seg

K = Coeficiente de perdida por accesorios

g = Aceleración de la gravedad (g=9.81m/s^2)

Perdidas por fricción:

Q = 0.0004264 x C x $D^{2.63} x S^{0.54}$

0.66=0.0004264x **150 x $D^{2.63} x (s)^{0.54}$**

0.66=0.0004264x **150 x $1.5^{2.63} x (s)^{0.54}$**

S=11.88 ‰

Hf = S x L = 11.88x0.0.345 **= 4.10 m**

a.- Cálculo de Pérdidas por accesorio:

K1 = 0.50 (entrada brusca)

K2 = 1.00 (salida brusca)

K3 = 0.40 (codo a 45°)

K4 = 0.40 (codo a 22.5°)

K = K1 +K2 + K3+ K4= 2.30

$$Ha = kx\frac{v^2}{2g} = \sum(k)\frac{v^2}{2g} = 0.14 \text{ m}$$

Ha= 0.14 m.

$$Pf = Pi + H - Hf - Ha$$

$$Pf = 0.00m + 32.57 \text{ m} - 4.10\ m - 0.14m$$

$$Pf = 28.33\ m$$

- La tubería será de PVC, clase A-5

Cuadro 37: cálculo de presiones línea de aducción Ccoyaraqui.

tramo	cota	msnm	H	L	s	Hf	Ha	Ht	P
	inicio	final	(m)	(km)	0/00	(m)	(m)	(m)	(m)
RES-CM01	3191.00	3158.43	32.57	0.345	94.41	4.10	0.14	4.28	28.47m

RES: Nivel de agua del reservorio.
CM01: Punto de inicio de la red.

B.- VERIFICACIONES DE PRESIONES

En el cuadro 36 y 37 podemos ver que la presión supera la presión mínima normada por el R.N.C. se elige PVC. Clase A-5 para la línea de aducción.

6.6.5 Determinación de áreas de influencia

Para la determinación del área de influencia, se ha establecido redes de distribución por calles, configuradas mediante cuadro circuitos cerrados que abarcan toda el área de la urbanización, calculamos las áreas de influencia de cada tramo por el Método de las bisectrices. (VER cuadro 6.6.5.1), (VER cuadro 6.6.5.2).

Areas servidas para comunidad de Ccollotaro.

Cuadro 38: áreas servidas por tramo, comunidad de Ccollotaro.

tramo		longitud	área (Ha)
R-1	J-1	85.67	
J-1	J-16	49.22	0.059922
J-16	J-9	56.15	0.0817924
J-9	J-8	81.67	0.162922
J-8	J-7	55.64	0.239873
J-7	J-15	84.56	0.305057
J-7	J-6	45.48	0.1014
J-6	J-1	85.99	0.2850523
J-6	J-5	45.58	0.1093225
J-5	J-2	71.7	0.218568
J-5	J-4	48.38	0.118197
J-4	J-3	57.38	0.28075
J-4	J-13	104.76	0.5933207
J-12	J-5	104.58	0.4205723
J-11	J-6	106.05	0.447743
J-10	J-7	108.4	0.655599
J-12	J-14	137.49	1.156143
J-1	J-2	48.43	0.051211
J-2	J-3	47.95	0.053446
			5.34 ha

- Areas servidas para la comunidad de Ccoyaraqui

Cuadro 39: ***áreas servidas por tramo, comunidad de Ccoyaraqui***

tramo	longitud	área (Ha)
R1-J1	345.77	
J1-J2	56.92	0.155616
J2-J3	57.64	0.159615
J2-J5	134.03	0.969957
J5-J6	46.71	0.286875
J5-J7	175.91	1.667105
área total		3.24 ha

6.6.6 Consumo de aguas servidas por zona

Determinado el área de influencia por calle y establecida la densidad futura se ha calculado el consumo por áreas servidas, considerando una distribución uniforme de la población en las diferentes áreas, ya que no se pueden predecir el modo y forma de desarrollo de los núcleos urbanos y las densidades en cada zona.

Densidad futura: Ccollotaro

Área de influencia = 53408.912 m2

Dfut = Población futura / área de influencia

Dfut = 558 hab/5.34ha = 104.49 hab/ha

- Consumo máximo por persona (CMP)

CMP= Qmh / Pob. Fut

CMP= 1.68 lps / 558 hab.=0.00277778 lps/ hab.

Densidad futura: Ccoyaraqui

Dfut = Población futura / área de influencia

Dfut = 239 / 3.24ha = 73.76/ha

- Consumo máximo por persona (CMP)

CMP= Qm. / Pob. Fut

CMP= 0.72 lps / 239 ha. = 0.00276151 lps/ha.

Cuadro 40:Consumo (lps) por áreas servidas de la comunidad de Ccollotaro.

tramo	longitud	longitud	Area (Ha)	densidad (hab/Ha)	población servida	CMP (lps/Ha)	consumo (lps)
R-1	J-1	85.67					
J-1	J-16	49.22	0.059922	104.49	6	0.002778	0.017393752
J-16	J-9	56.15	0.0817924	104.49	9	0.002778	0.023742143
J-9	J-8	81.67	0.162922	104.49	17	0.002778	0.047291894
J-8	J-7	55.64	0.239873	104.49	25	0.002778	0.069628708
J-7	J-15	84.56	0.305057	104.49	32	0.002778	0.088549878
J-7	J-6	45.48	0.1014	104.49	11	0.002778	0.029433705
J-6	J-1	85.99	0.2850523	104.49	30	0.002778	0.082743049
J-6	J-5	45.58	0.1093225	104.49	11	0.002778	0.031733394
J-5	J-2	71.7	0.218568	104.49	23	0.002778	0.063444437
J-5	J-4	48.38	0.118197	104.49	12	0.002778	0.034309424
J-4	J-3	57.38	0.28075	104.49	29	0.002778	0.081494207
J-4	J-13	104.76	0.5933207	104.49	62	0.002778	0.17222511
J-12	J-5	104.58	0.4205723	104.49	44	0.002778	0.122080876
J-11	J-6	106.05	0.447743	104.49	47	0.002778	0.129967802
J-10	J-7	108.4	0.655599	104.49	69	0.002778	0.190302833
J-12	J-14	137.49	1.156143	104.49	121	0.002778	0.335597351
J-1	J-2	48.43	0.051211	104.49	5	0.002778	0.014865182
J-2	J-3	47.95	0.053446	104.49	6	0.002778	0.015513943
			5.34 ha		558		1.68

Cuadro 41Consumo (lps, por áreas servidas de la comunidad de Ccoyaraqui.

tramo	longitud	área (Ha)	densidad (hab/Ha)	población servida	CMP (lps/Ha)	consumo (lps)
R1-J1	345.77					
J1-J2	56.92	0.155616	73.76	11	0.002762	0.03170289
J2-J3	57.64	0.159615	73.76	12	0.002762	0.03251759
J2-J5	134.03	0.969957	73.76	72	0.002762	0.19760461
J5-J6	46.71	0.286875	73.76	21	0.002762	0.05844364
J5-J7	175.91	1.667105	73.76	123	0.002762	0.33963117
	área total	3.24 ha		239		0.72

6.6.7 Calculo hidráulico de la red de distribución

El cálculo hidráulico se desarrolla para determinar el gasto. Diámetro y pérdidas de carga adecuados para el sistema.

Red de circuito cerrado

Este tipo de red compuesto por un sistema de conductos principales que rodean a un grupo de manzanas de la cuales parten tuberías de menor diámetro, unidades en sus extremos al eje. La ventaja en esta red, es que las interrupciones en la matriz no cortan el suministro a otras.

Red ramificada o abierta

Tiene la ventaja de que su diseño es directo, se puede determinar fácilmente la dirección y la tasa de flujo de agua en todas las tuberías; usualmente se presenta en poblaciones pequeñas, de trazo longitudinal y tiene el inconveniente de no dar buena distribución de presiones y requerir mayores diámetros porque todo el flujo es a través de un conducto principal.

El abastecimiento de agua en esta red, se ve afectado cuando hay interrupciones en la matriz.

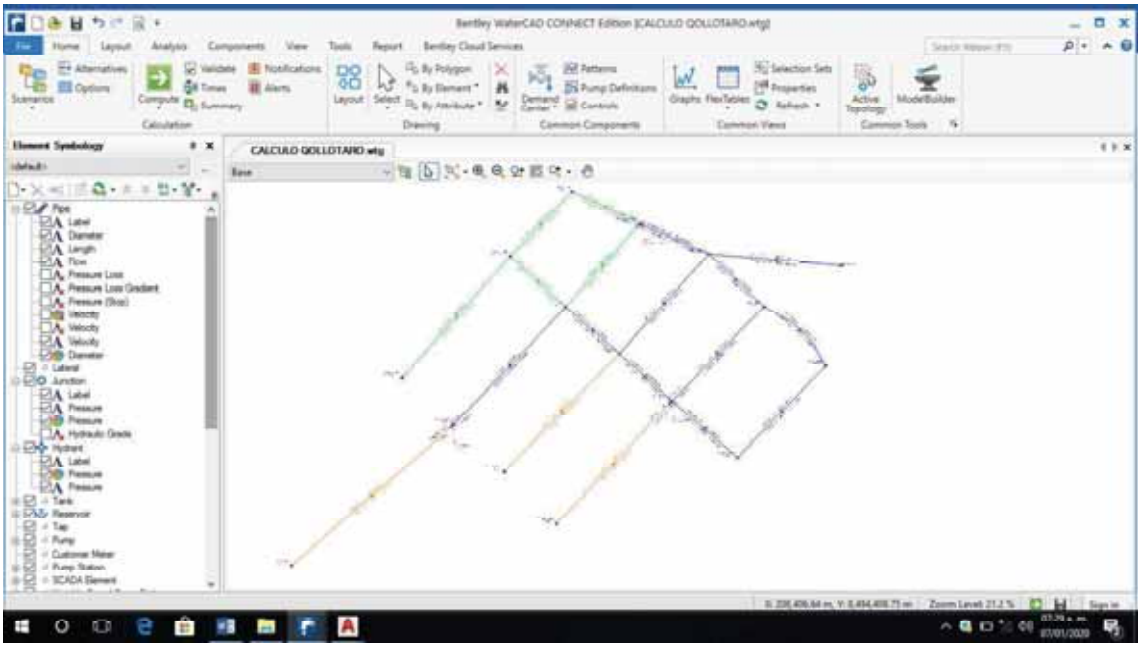
6.6.8 Calculo hidráulico circuito cerrado

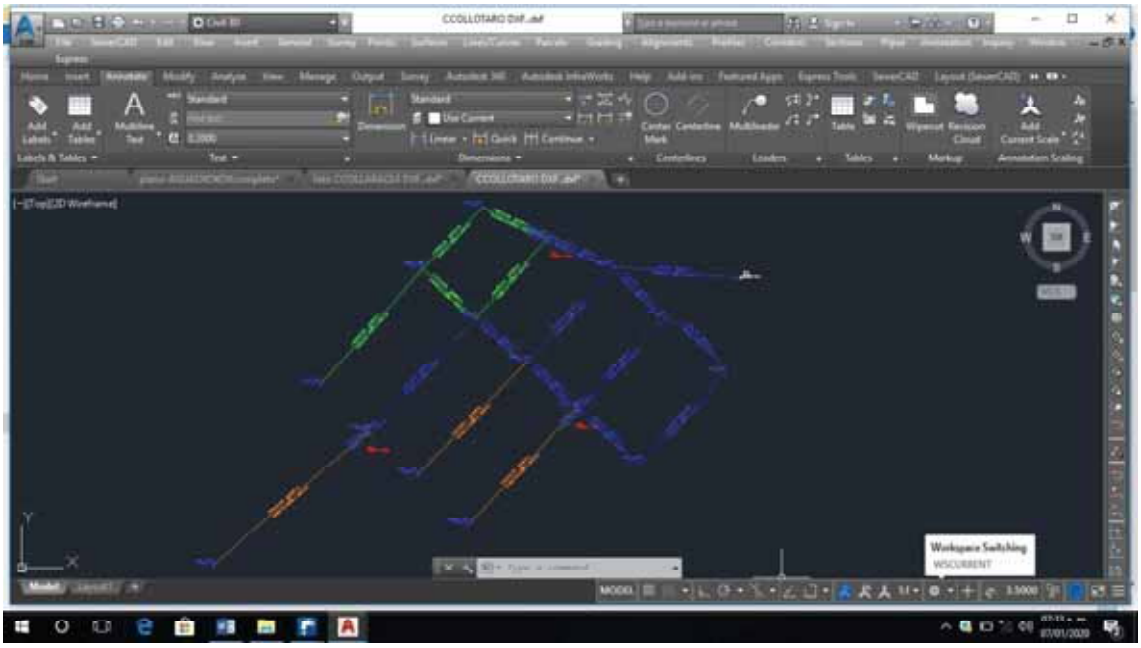
Para el cálculo hidráulico se ha utilizado el método de Hardy Cross, que consiste en establecer un equilibrio de las pérdidas de carga luego de suponer una distribución de caudales.

El método tiene como fundamento dos principios deducidos de las leyes eléctricas de Kirchhoff:

- La suma de los caudales que entran en un nudo es igual a la suma que sale.
- La pérdida de carga a lo largo de un circuito cerrado es igual a cero.

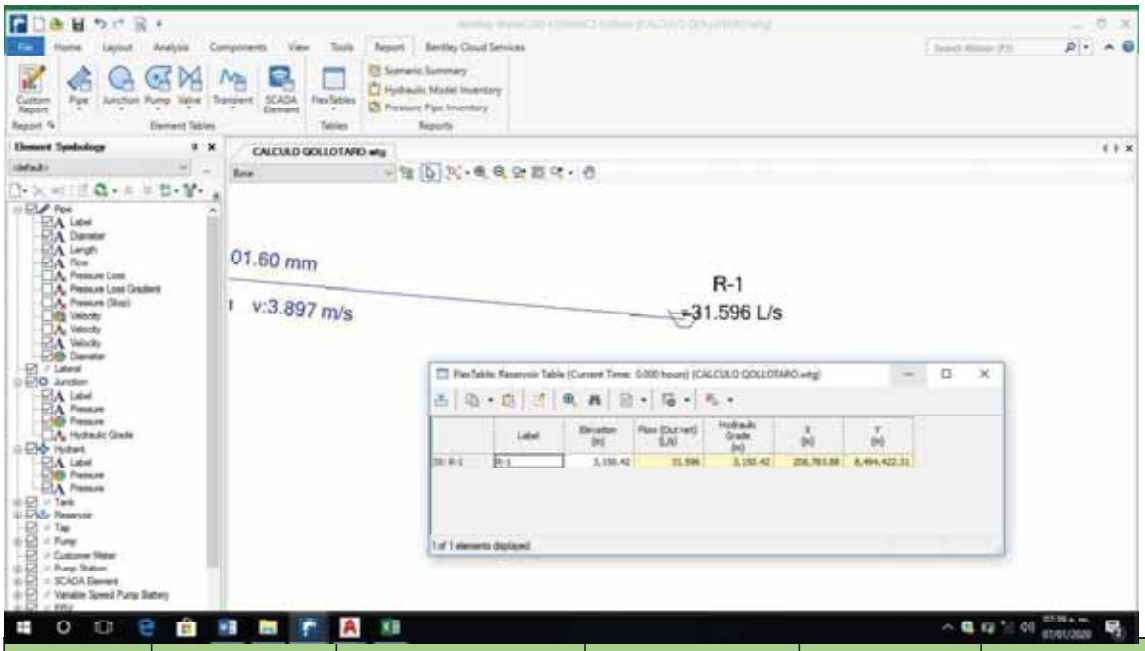
Figura 49: ***Diseño de red de distribución ccollotaro***





Fuente: sewer Cad – comunidad de Ccollotaro.

Figura 50: figura y resultados obtenidos del reservorio de comuidad de Ccollotaro.



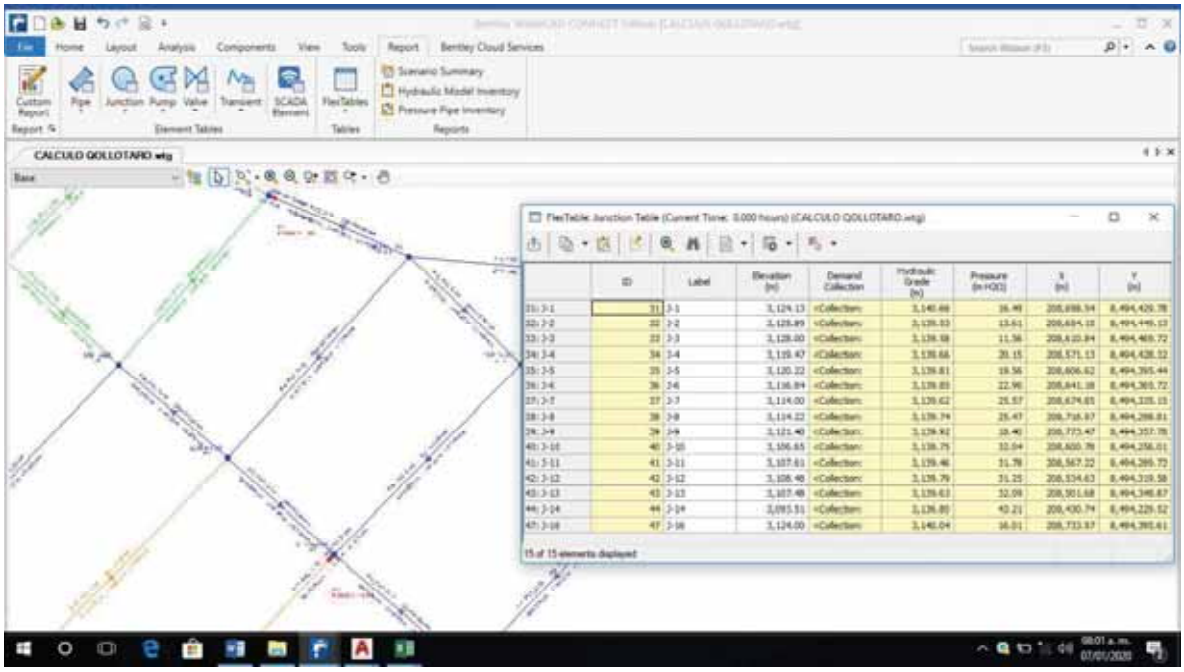
Label	Elevation (m)	Flow (Out net) (L/s)	Hydraulic Grade (m)	X (m)	Y (m)
R-1	3,150.42	31.596	3,150.42	208,783.88	8,494,422.31

Figura 51: figura y resultados obtenidos DISEÑO HIDRAULICO de comuidad de Ccollotaro

DISEÑO HIDRAULICO DE CCOLLOTARO									
VELOCIDAD EN LAS TUBERIAS									
Label	Length	Start Node	Stop Node	Diameter	Material	Hazen-	Flow (L/s)	Velocity	Headloss
P-1	85,67	R-1	J-1	101,6	PVC	150	31,596	3,897	0,114
P-2	49,22	J-1	J-16	101,6	PVC	150	9,603	1,184	0,013
P-3	56,15	J-16	J-9	101,6	PVC	150	3,758	0,63	0,002
P-4	81,67	J-9	J-8	101,6	PVC	150	3,735	0,61	0,002
P-5	55,64	J-8	J-7	101,6	PVC	150	3,688	0,655	0,002
P-6	84,56	J-7	J-16	101,6	PVC	150	-5,828	0,719	0,005
P-7	45,48	J-7	J-6	101,6	PVC	150	-5,824	0,718	0,005
P-8	85,99	J-6	J-1	101,6	PVC	150	-8,238	1,016	0,009
P-9	45,58	J-6	J-5	101,6	PVC	150	2,135	0,663	0,001
P-10	71,7	J-5	J-2	50,8	PVC	150	0,833	0,611	0,004
P-11	48,38	J-5	J-4	50,8	PVC	150	0,742	0,666	0,003
P-12	57,38	J-4	J-3	50,8	PVC	150	0,452	0,623	0,001
P-13	104,76	J-4	J-13	50,8	PVC	150	0,17	0,84	0
P-14	104,58	J-12	J-5	76,2	PVC	150	-0,46	0,101	0
P-15	106,05	J-11	J-6	25,4	PVC	150	-0,129	0,55	0,004
P-19	47,95	J-2	J-3	50,8	PVC	150	-0,432	0,613	0,001
P-24	46,39	J-1	H-1	101,6	PVC	150	13,755	1,697	0,024
P-25	2,04	H-1	J-2	101,6	PVC	150	-1,245	0,602	0
P-26	106,07	J-10	H-2	25,4	PVC	150	-0,19	0,675	0,008
P-27	2,32	H-2	J-7	101,6	PVC	150	-15,19	1,874	0,029
P-28	2,17	J-12	H-3	101,6	PVC	150	0,34	0,614	0
P-29	135,32	H-3	J-14	25,4	PVC	150	0,34	0,671	0,022

Fuente: sewer Cad – comunidad de Ccollotaro.

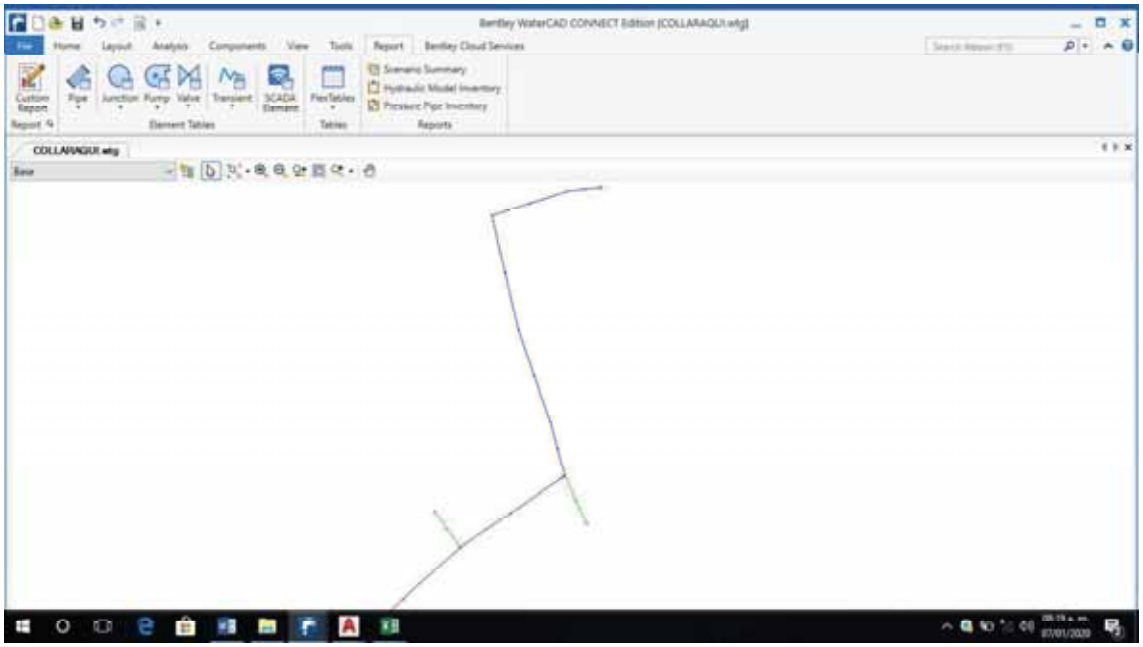
Figura 52: Figura y resultados obtenidos PRESIONES EN NUDOS de comuidad de Ccollotaro

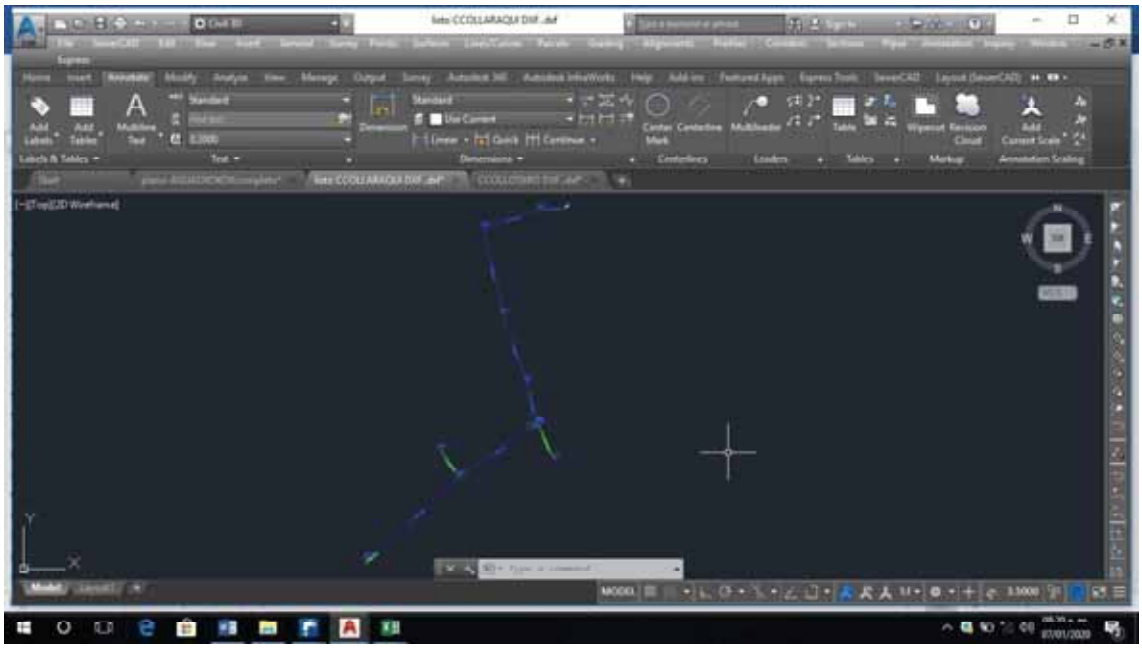


DISEÑO HIDRAULICO DE CCOLLOTARO							
COMPROBACIONE PRESIONES							
ID	Label	Elevation (m	Demand Coll	Hydraulic Gr	Pressure (m	X (m)	Y (m)
31	J-1	3,124.13	<Collection:	3,140.66	16.49	208,698.54	8,494,429.78
32	J-2	3,125.89	<Collection:	3,139.53	13.61	208,654.15	8,494,449.13
33	J-3	3,128.00	<Collection:	3,139.58	11.56	208,610.84	8,494,469.72
34	J-4	3,119.47	<Collection:	3,139.66	20.15	208,571.13	8,494,428.32
35	J-5	3,120.22	<Collection:	3,139.81	19.56	208,606.62	8,494,395.44
36	J-6	3,116.84	<Collection:	3,139.85	22.96	208,641.18	8,494,365.72
37	J-7	3,114.00	<Collection:	3,139.62	25.57	208,674.85	8,494,335.15
38	J-8	3,114.22	<Collection:	3,139.74	25.47	208,716.97	8,494,298.81
39	J-9	3,121.48	<Collection:	3,139.92	18.4	208,773.47	8,494,357.78
40	J-10	3,106.65	<Collection:	3,138.75	32.04	208,600.78	8,494,256.01
41	J-11	3,107.61	<Collection:	3,139.46	31.78	208,567.22	8,494,289.72
42	J-12	3,108.48	<Collection:	3,139.79	31.25	208,534.63	8,494,319.58
43	J-13	3,107.48	<Collection:	3,139.63	32.09	208,501.68	8,494,349.87
44	J-14	3,093.51	<Collection:	3,136.80	43.21	208,430.74	8,494,229.52
47	J-16	3,124.00	<Collection:	3,140.04	16.01	208,733.97	8,494,395.61

Fuente: sewer Cad – comunidad de Ccollotaro.

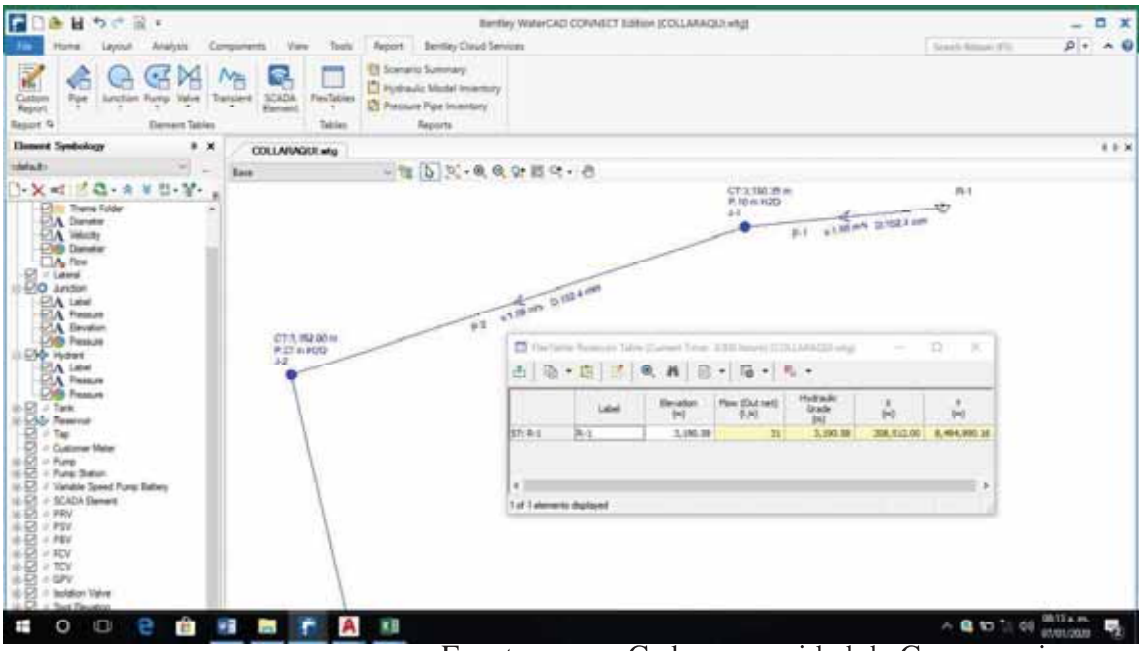
Figura 53: ***Diseño de red de distribución Ccoyaraqui***





Fuente: sewer Cad – comunidad de Ccoyaraqui.

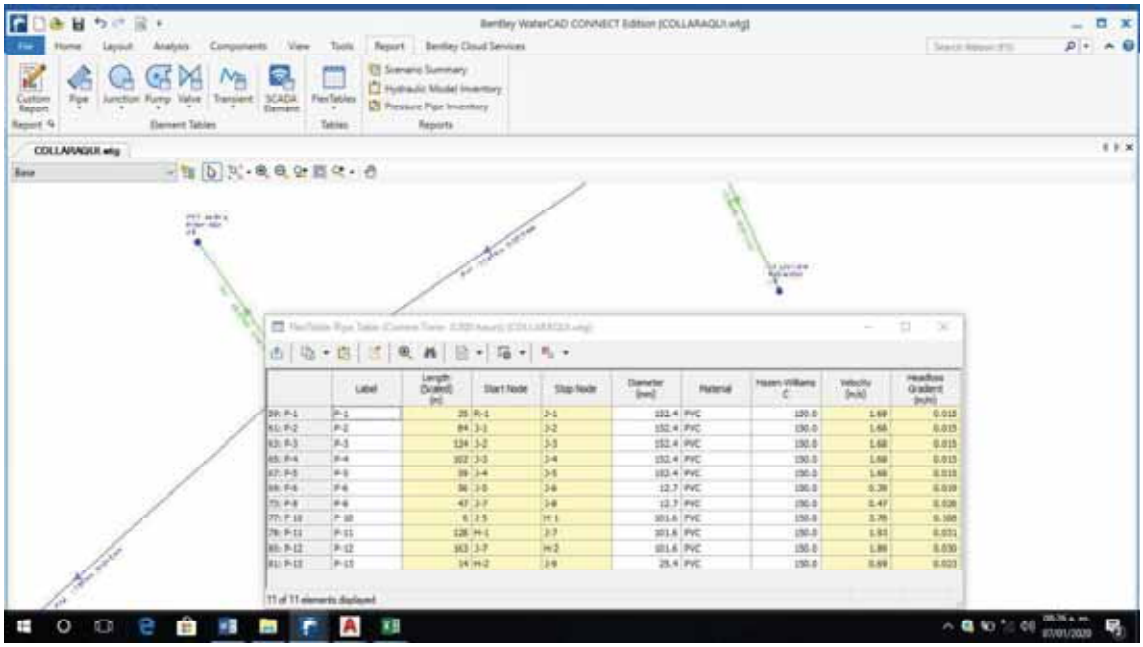
Figura 54: resultados obtenidos reservorio de comuidad de Ccoyaraqui.



Fuente: sewer Cad – comunidad de Ccoyaraqui

Label	Elevation (m)	Flow (Out net) (L/s)	Hydraulic Grade (m)	X (m)	Y (m)
R-1	3,190.58	31	3,190.58	208,512.00	8,494,990.16

Figura 55: Resultados obtenidos DISEÑO HIDRAULICO de comuidad de Ccoyaraqui.

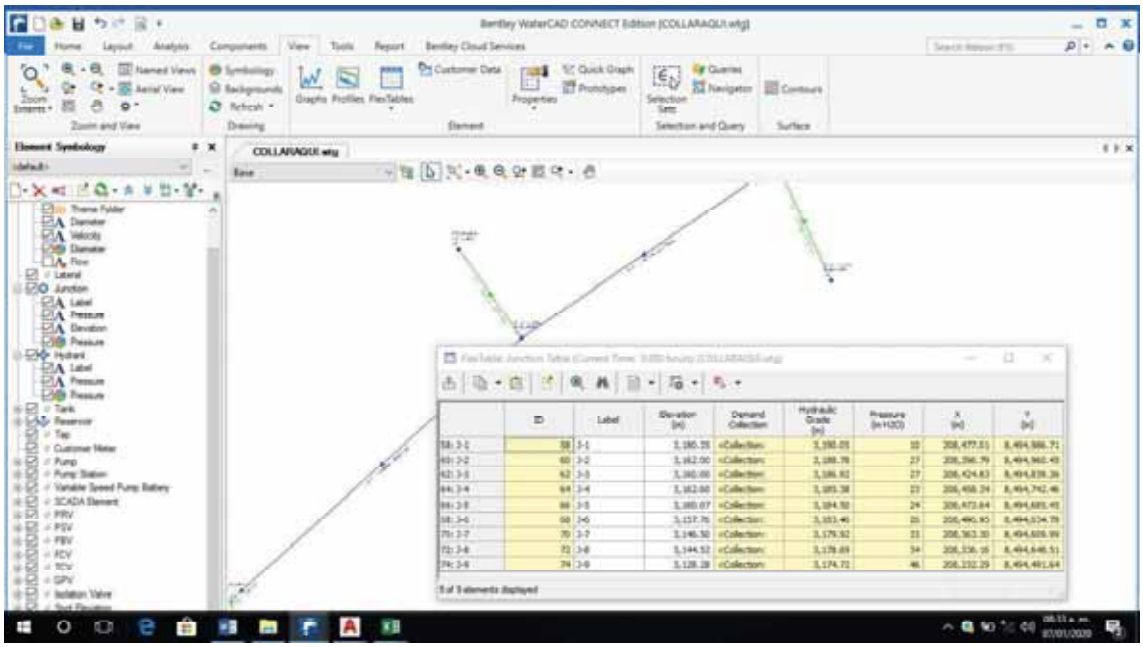


Fuente: sewer Cad – comunidad de Ccoyaraqui

DISEÑO HIDRAULICO DE CCOLLOTARO								
VELOCIDAD EN LAS TUBERIAS								
Label	Length (Scaled) (m)	Start Node	Stop Node	Diameter (mm)	Material	Hazen-Williams C	Velocity (m/s)	Headloss Gradient (m/m)
P-1	35	R-1	J-1	152.4	PVC	150	1.68	0.015
P-2	84	J-1	J-2	152.4	PVC	150	1.68	0.015
P-3	124	J-2	J-3	152.4	PVC	150	1.68	0.015
P-4	102	J-3	J-4	152.4	PVC	150	1.68	0.015
P-5	59	J-4	J-5	152.4	PVC	150	1.68	0.015
P-6	56	J-5	J-6	12.7	PVC	150	0.62	0.019
P-8	47	J-7	J-8	12.7	PVC	150	0.68	0.026
P-10	6	J-5	H-1	101.6	PVC	150	3.78	0.108
P-11	128	H-1	J-7	101.6	PVC	150	1.93	0.031
P-12	163	J-7	H-2	101.6	PVC	150	1.89	0.03
P-13	14	H-2	J-9	25.4	PVC	150	0.69	0.023

Fuente: sewer Cad – comunidad de Ccoyaraqui

Figura 56:Figura y resultados obtenidos PRESIONES EN NUDOS de comuidad de Ccoyaraqui.



COMPROBACIONE PRESIONES							
ID	Label	Elevation (m	Demand Coll	Hydraulic Gr	Pressure (m	X (m)	Y (m)
58	J-1	3,180.35	<Collection:	3,190.05	10.0	208,477.01	8,494,986.71
60	J-2	3,162.00	<Collection:	3,188.78	27.0	208,396.79	8,494,960.45
62	J-3	3,160.00	<Collection:	3,186.92	27.0	208,424.83	8,494,839.26
64	J-4	3,162.60	<Collection:	3,185.38	23.0	208,458.34	8,494,742.46
66	J-5	3,160.07	<Collection:	3,184.50	24.0	208,473.64	8,494,685.45
68	J-6	3,157.76	<Collection:	3,183.46	26.0	208,496.95	8,494,634.78
70	J-7	3,146.50	<Collection:	3,179.92	33.0	208,363.30	8,494,609.99
72	J-8	3,144.52	<Collection:	3,178.69	34.0	208,336.16	8,494,648.51
74	J-9	3,128.28	<Collection:	3,174.72	46.0	208,232.29	8,494,491.64

6.6.9 Verificación de presiones

Del cuadro 11.6 (cálculo de presiones de la red de distribución), se observa que las presiones están por encima de la presión mínima que recomienda el R.N.C.

Se elige tubería PVC clase A-7.5 (7.5 kg/cm2), que soportan las presiones máximas que se muestran en el cuadro 11.6.

- COMPROBACION DE PRESIONES DRISTRIBUION CCOLLOTARO.

DISEÑO HIDRAULICO DE CCOLLOTARO							
COMPROBACIONE PRESIONES							
ID	Label	Elevation (m	Demand Coll	Hydraulic Gr	Pressure (m	X (m)	Y (m)
31	J-1	3,124.13	<Collection:	3,140.66	16.49	208,698.54	8,494,429.78
32	J-2	3,125.89	<Collection:	3,139.53	13.61	208,654.15	8,494,449.13
33	J-3	3,128.00	<Collection:	3,139.58	11.56	208,610.84	8,494,469.72
34	J-4	3,119.47	<Collection:	3,139.66	20.15	208,571.13	8,494,428.32
35	J-5	3,120.22	<Collection:	3,139.81	19.56	208,606.62	8,494,395.44
36	J-6	3,116.84	<Collection:	3,139.85	22.96	208,641.18	8,494,365.72
37	J-7	3,114.00	<Collection:	3,139.62	25.57	208,674.85	8,494,335.15
38	J-8	3,114.22	<Collection:	3,139.74	25.47	208,716.97	8,494,298.81
39	J-9	3,121.48	<Collection:	3,139.92	18.4	208,773.47	8,494,357.78
40	J-10	3,106.65	<Collection:	3,138.75	32.04	208,600.78	8,494,256.01
41	J-11	3,107.61	<Collection:	3,139.46	31.78	208,567.22	8,494,289.72
42	J-12	3,108.48	<Collection:	3,139.79	31.25	208,534.63	8,494,319.58
43	J-13	3,107.48	<Collection:	3,139.63	32.09	208,501.68	8,494,349.87
44	J-14	3,093.51	<Collection:	3,136.80	43.21	208,430.74	8,494,229.52
47	J-16	3,124.00	<Collection:	3,140.04	16.01	208,733.97	8,494,395.61

- COMPROBACION DE PRESIONES DRISTRIBUION CCOYARQUI.

COMPROBACIONE PRESIONES							
ID	Label	Elevation (m	Demand Col	Hydraulic Gr	Pressure (m	X (m)	Y (m)
58	J-1	3,180.35	<Collection:	3,190.05	10.0	208,477.01	8,494,986.71
60	J-2	3,162.00	<Collection:	3,188.78	27.0	208,396.79	8,494,960.45
62	J-3	3,160.00	<Collection:	3,186.92	27.0	208,424.83	8,494,839.26
64	J-4	3,162.60	<Collection:	3,185.38	23.0	208,458.34	8,494,742.46
66	J-5	3,160.07	<Collection:	3,184.50	24.0	208,473.64	8,494,685.45
68	J-6	3,157.76	<Collection:	3,183.46	26.0	208,496.95	8,494,634.78
70	J-7	3,146.50	<Collection:	3,179.92	33.0	208,363.30	8,494,609.99
72	J-8	3,144.52	<Collection:	3,178.69	34.0	208,336.16	8,494,648.51
74	J-9	3,128.28	<Collection:	3,174.72	46.0	208,232.29	8,494,491.64

6.6.10 Distribución de válvulas y accesorios

- **VÁLVULAS**

Para garantizar los funcionamientos satisfactorios del sistema de distribución, se colocarán dispositivos necesarios para controlar y regular el flujo.

Válvulas compuerta. **-** con el fin de independizar tramos de tubería durante la interrupción del servicio, originada por roturas, reparaciones, etc., se colocarán válvulas de compuerta en el inicio de cada tramo de tubería, dispuestas en cajas de registro para su protección y para facilitar su manejo en casos necesarios.

Accesorios

Con el objetivo de dar continuidad al flujo de agua, se dispondrán de accesorios en cambios de dirección, diámetro, altura, bifurcaciones convenientemente ancladas, tales como tees, cruces, codos, uniones, etc. La cantidad, tamaño y calidad estará de acuerdo a los requerimientos del sistema.

6.6.11 Tuberías secundarias

Se instalarán tuberías secundarias con tubo PVC ϕ 1/2" (conectadas a la matriz) a lo largo de todas las calles interconectadas entre sí: en éstas y en las tuberías del circuito primario se instalarán las conexiones domiciliarias a todos los predios de la población.

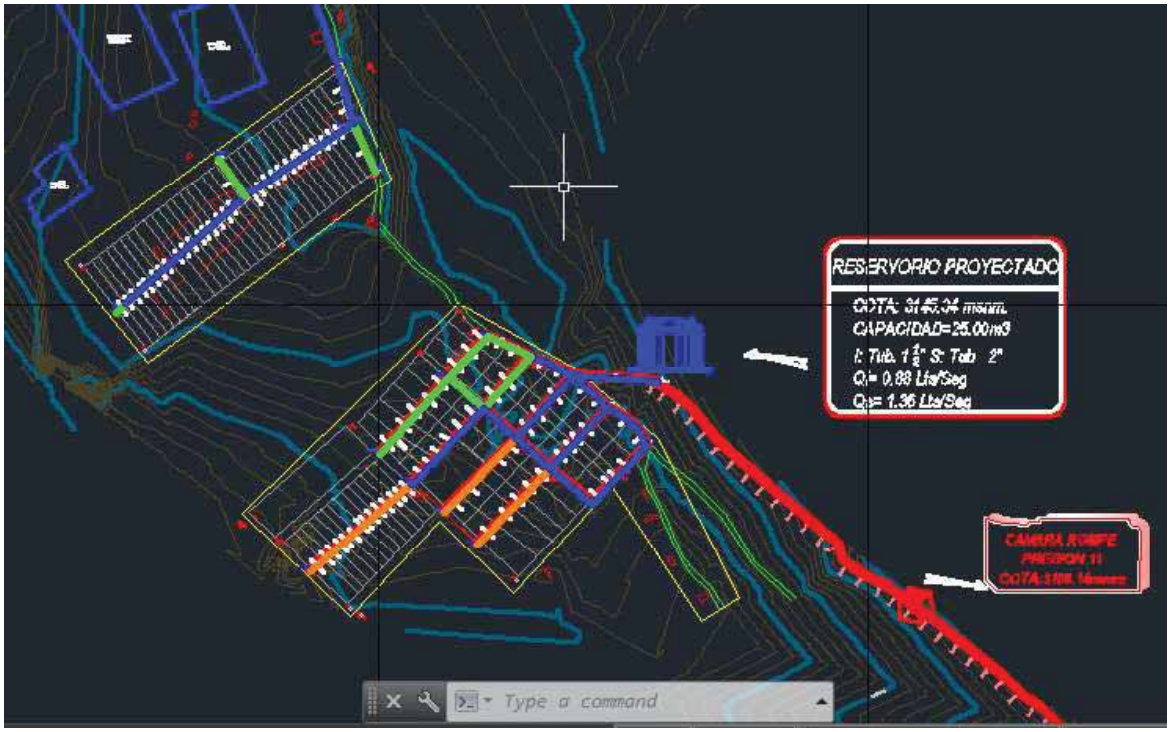
CONEXIONES DOMICILIARIAS. -

Las conexiones domiciliarias externas de agua potable estarán constituidas por los siguientes elementos:

a.- elemento de toma. - constituido por una abrazadera para tubería y una llave de toma corporation de bronce.

b.- elemento de conducción. - conformado por tubos, uniones y codos con rosca de pvc ϕ ½" para la conducción de fluidos a presión.

c.- elemento de control. - estará constituido por una caja de protección, una llave de control con niple, un medidor de gasto; los mismos que deberán estar colocados de acuerdo a las especificaciones técnicas y planos del proyecto. La caja de protección será de concreto vibrado de 30 por 30cm de sección interior, 20cm de altura y 5 cm. De espesor de pared.



CAPITULO VII

ESTUDIOS DE INGENIERIA – RED DE ALCANTARILLADO

7.1 RED DE DESAGUE

7.1.1 Generalidades

Para satisfacer las necesidades más elementales de una población en cuando a higiene y salubridad se refiere, además de mantener una calidad de vida adecuada, es necesario el proceso de recolección, disposición y tratamiento de las aguas residuales.

Las aguas residuales de un poblado, son recogidas mediante un sistema de alcantarillado o de desague, para luego ser conducidas hacia un punto, y ser sometidas a un tratamiento y posterior descarga hacia un curso de agua.

Las aguas que recogen las alcantarillas pueden ser:

- aguas cloacales que son aquel producto de la actividad doméstica o industrial.
- aguas pluviales, aquellas que producen de la precipitación pluvial y se escurren sobre las calzadas, techos de vivienda y sobre cualquier superficie edificada.

7.1.2 Sistema de alcantarillado

Es el conjunto de tuberías o conductos subterráneos, que tienen la finalidad de eliminar por transporte hidráulico las aguas residuales.

Existen dos tipos de sistemas de alcantarillado:

a.- sistema combinado. Este sistema de alcantarillado recolecta y evacua en forma conjunta, las aguas negras y las aguas pluviales.

No es conveniente este sistema porque se llegan a sobredimensionar las estructuras.

b.- sistema separado. En este sistema de alcantarillado las negras, así como las aguas pluviales, se evacuan en forma separada; de esta forma se pueden construir alcantarilladas De dimensiones menores, así como estructuras más pequeñas, económicas y de fácil construcción.

c.- Sistema mixto. Este sistema consiste en la utilización del sistema combinado, así como del separado, tanto para aguas pluviales como aguas negras de acuerdo a las características de tramo.

La evacuación de las aguas cloacales y pluviales, en el presente proyecto, se hará por el sistema separado de conducción de aguas.

Dado que la zona no tiene un régimen constante de lluvias, el agua pluvial discurrirá por las calles y será colectada mediante sumideros que estarán conectados a las cajas de reunión para su evacuación para su evacuación final hacia el riachuelo que se genera en temporada de lluvias.

Por lo que se tendrá que diseñar tuberías para evacuar las aguas residuales domésticas

*Figura 57:**Del sistema de alcantarillado de la comunidad de Ccoyaraqui.***

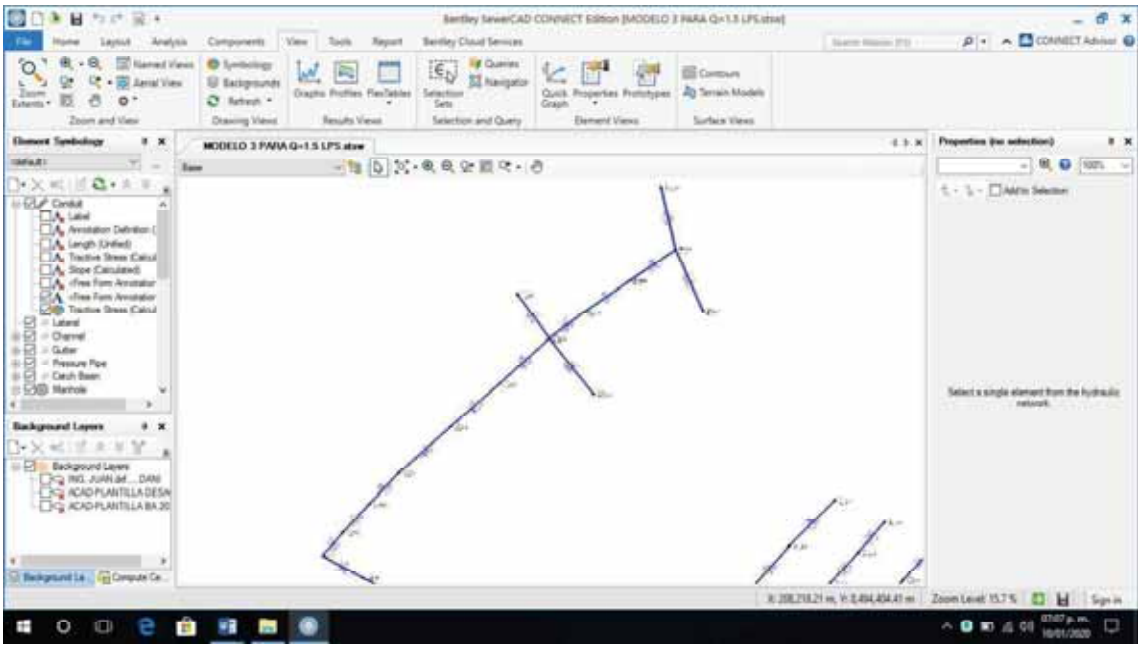
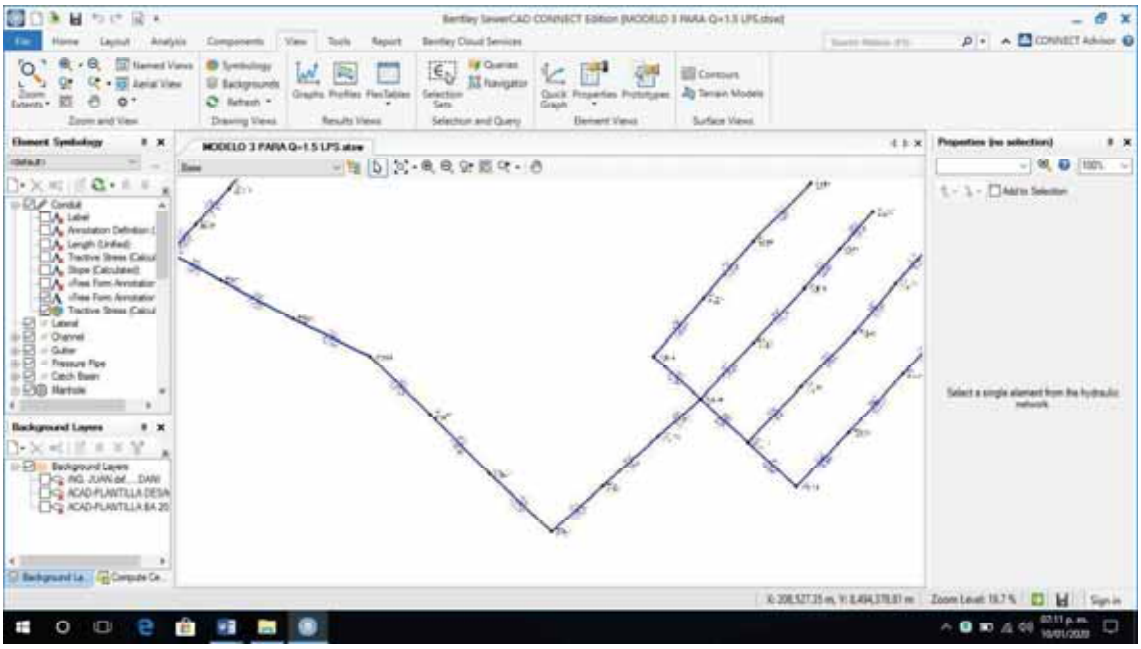


*Figura 58: **Del sistema de alcantarillado de la comunidad de Ccollotaro.***



7.1.3 Caudales de diseño

El volumen de agua residual fluctúa como consecuencia de la actividad humana y de los fenómenos naturales (precipitación, infiltración de agua subterránea).

Para diseñar un sistema de alcantarillado, se deberán considerar todos los tipos de aguas residuales, determinándose además en cada caso el caudal respectivo. Los volúmenes de descarga para el diseño del sistema de alcantarillados son:

- Aguas negras domésticas.
- Aguas por infiltración.
- Aporte de aguas pluviales domiciliares. No considera en el diseño (R.N.E)

7.1.4 Caudal de aguas negras domésticas

Se tomará el 80% del caudal de agua potable consumido, como descarga al sistema de alcantarillado, referido al caudal correspondiente al máximo anual de la demanda horaria, según establece el RNC.

1) Para la comunidad campesina de Ccollotaro.

Q_1 = 0.80 x Qmaxh = 0.80 x 1.68 = 1,344 lps

2) Para la comunidad campesina de Ccoyaraqui.

Q_1 = 0.80 x Qmaxh = 0.80 x 0.72 = 0.576 lps

7.1.5 Caudal de aguas de infiltración

Para la determinación del caudal de aguas por infiltración se considera lo siguiente:

Las especificaciones de construcción usualmente permiten un máximo de infiltraciones de construcción igual a 3-5 % de la máxima anual de la (demanda máxima horario) y a su vez el 10% del promedio anual diario del consumo.

Por consiguiente, el caudal de aguas por infiltración, corresponderá al volar mayor de las siguientes consideraciones:

1) Para la comunidad campesina de Ccollotaro

$Q_2 = valor\ moyor\ de$:

Q_2 = 0.05 x Qmaxh = 0.05 x 1.68 = 0.084 lps

Q_2 = 0.10 x Qm = 0.10 x 0.838 = 0.084 lps

Tomamos como Q_2 = 0.084 lps.

2) Para la comunidad campesina de Ccoyaraqui

$Q_2 = valor\ moyor\ de$:

Q_2 = 0.05 x Qmaxh = 0.05 x 0.72= 0.034 lps

Q_2 = 0.10 x Qm = 0.10 x 0.359 = 0.034 lps

Tomamos como Q_2 = 0.034 lps.

7.1.6 Caudal de aporte de aguas fluviales domiciliares

El caudal correspondiente al aporte de aguas de lluvias **NO** ingresa al sistema de alcantarillado residual, por ello se derivará al sistema alcantarillado pluvial. de las aguas pluviales, y se calcula con la siguiente expresión:

METODO EMPIRICO

Este método consiste en relacionar en forma directa un cierto coeficiente de escorrentía (C), una intensidad de lluvia de diseño (I) y un área aporte (A).

Área < 10 km²

$$Q_{lluvia} = Q_3 = CxIxA/360$$

Donde:

C: coeficiente de escorrentía.

I: intensidad máxima en mm/hora.

A: área de estudio en hectáreas.

Q = 0,278 C I A

Q : Descarga Máxima ó Caudal (m³/s)
C : Coeficiente de escorrentía (Tabla)
I : Intensidad (mm/h)
A : Área (km²)

Coeficiente C

Cuadro 42

coeficiente C	
para : techos	0.70 - 0.95
para : patios	0.25 - 0.35

De acuerdo al estudio realizando en la zona rural del proyecto y considerando las construcciones futuras del (cuadro 42) determínanos que el área de techos representara el 30% del área total de lote del cual el 10% se evacuara a las calles y/o vías. Y El área considera para patios será el 50% del área total. Del cuadro anterior se tiene:

Cuadro 43

Áreas	
Calles y/o vías	**20%**
Viviendas; (techos y patios)	**80%**

Cuadro 44

Áreas	
Para techos	**30%**
Para patios	**50%**

Asumiendo valores de **coeficiente C**

C=0.70 para (Techos)

C=0.25 para (Patios)

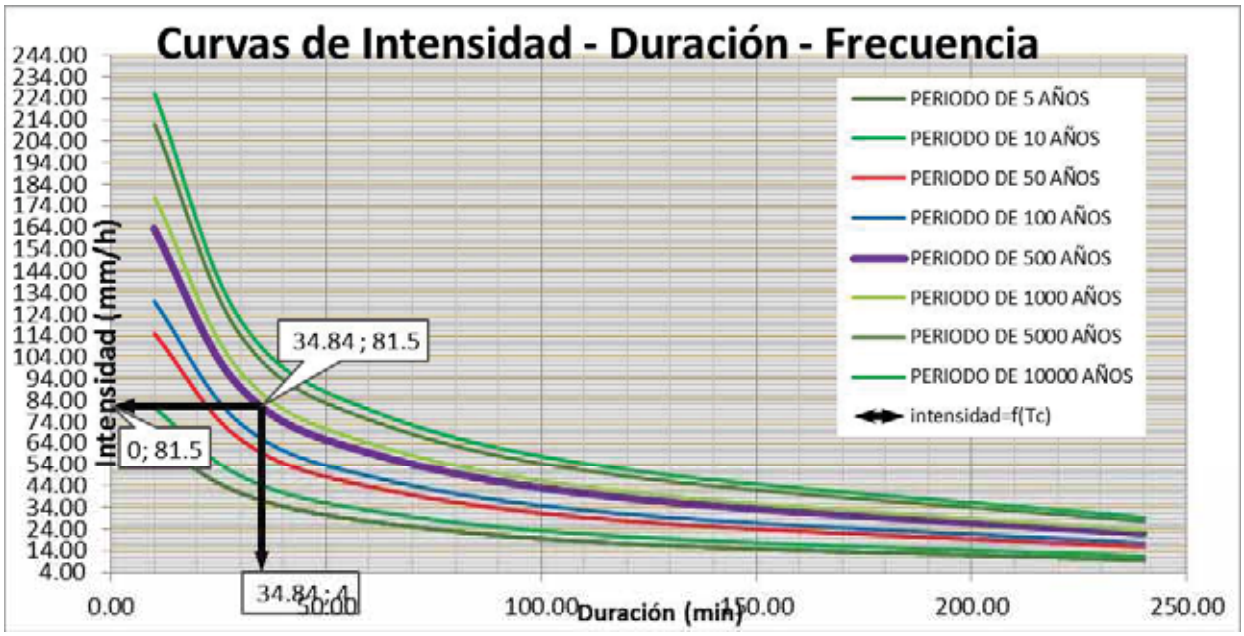
Entonces:

C= (0.70 x 20 % + 0.25 x 50%)/ 100%

C= 0.265 = 0.27

I: intensidad máxima en mm/hora.

grafico 7.1.6.1 curvas IDF escogido, para el diseño de alcantarillado. En ambos sistemas de alcantarillado pluvial



Nota: se obtiene una **intensidad** de **81.5 mm/hr. Para el diseño de alcantarillado.**

1) Para la comunidad campesina de Ccollotaro

Por ser el caudal de diseño mínimo, las aguas discurrirán libremente por las calles y se colectarán en los sumideros ubicados en la parte inferior de las mismas.

Considerando aporte de aguas pluviales provenientes de techos con caída hacia vías se tiene:

$$Q_{techos} = \frac{C\ I\ A}{360}$$

Donde:

I= 81.5 mm/h

C= 0.27 (techos y patios)

A= 5% (área lotes y otros: 7.89ha área total -0.695ha área total(calles) = 0.36 ha

Q_3 = (0. 27 x 81.5x 0.36) /360 = 0.022005 lps

Q_3 = 22.01 lps

2) Para la comunidad campesina de Ccoyaraqui

Por ser el caudal de diseño mínimo, las aguas discurrirán libremente por las calles y se colectarán en los sumideros ubicados en la parte inferior de las mismas.

Considerando aporte de aguas pluviales provenientes de techos con caída hacia vías se tiene:

$$Q_{techos} = \frac{C\ I\ A}{360}$$

Donde:

I= 81.5 mm/h

C= 0.27 (techos)

A= 5% (área lotes y otros: 4.35 ha área total -0.195ha área total(calles) = 0.12 ha

Q_3= (0. 27x 81.5x 0.12) /360 = 0.0106236 lps

Q_2 = 10.62 lps

Nota: los caudales de aporte de aguas pluviales no se consideran. se realizará un sistema de agua pluvial y norma considera aporte de aguas pluviales.

Finalmente se tiene:

7.1.7 Caudal de diseño

El caudal de diseño queda determinado por la siguiente expresión:

$$Q = Q_1 + Q_2$$

Donde:

Q: Caudal de diseño (lps) para la comunidad de Ccollotaro.

Q_1: Caudal de diseño (lps) = 1.344 lps

Q_2: Caudal de aguas de infiltración = 0.084 lps

Entonces: Q = 1.428 lps

Q: Caudal de diseño (lps) para la comunidad de Ccoyaraqui.

Q_1: Caudal de diseño (lps) = 0.576 lps

Q_2: Caudal de aguas de infiltración = 0.034lps

Entonces: Q = 0.610 lps

7.1.8 Descarga real por tramo

El caudal de diseño por tramo de tubería, queda determinado por la siguiente expresión:

$$V = V_p + V_l + V_a$$

Donde:

V: Descarga real por tramo de tubería.

V_p: Volumen propio.

V_l: Volumen lateral.

V_a: Volumen anterior.

a.- Volumen propio. - es el caudal que ingresa directamente, desde las conexiones domiciliarias al tramo de tubería estudiado; este volumen se considera uniforme por tramo lineal, en base al coeficiente de descarga o coeficiente de aporte, que multiplicado por la longitud del tramo determinada el gasto de tramo.

$V_p = cd\ x\ l$

Donde:

V_p: Volumen propio (lps)

Cd: Coeficiente de descarga por metro lineal.

L: Longitud de tramo (m)

El coeficiente de descarga por metros lineal (Cd), se obtiene dividiendo el caudal de aguas servidas a evacuar (Q), entre la longitud total de tubería (Lts).

1) Cd=Q/L = 1.425lps/1325.54= 0.00107729679

2) Cd=Q/L = 0.610 lps/650.50 = 0.00093810073

b.- **volumen lateral**. - Son volúmenes que ingresan al tramo, provenientes de tuberías laterales, cuyas pendientes son de descendientes hacia el buzón, inicio del tramo analizado.

Las descargas reales por tramo se desarrollan en la figura 59.

7.1.9 Consideraciones generales para el diseño

Para el diseño del sistema de alcantarillado, se tomarán las siguientes consideraciones establecidas en el RNC:

- el diámetro mínimo para el alcantarillado de servicio local será de 160 mm (ϕ = 6")

- el dimensionamiento del sistema de alcantarillado para la conducción de los caudales, máximo con una altura del flujo de 75% del diámetro de las tuberías.

- la velocidad mínima de escurrimiento será de 0.60 m/seg. Para el flujo correspondiente al 50%. La velocidad máxima admisible de la tubería será la siguiente:

  Pvc= 3 m/seg.

- las pendientes mínimas de diseño, de acuerdo a los diámetros y para las condiciones de tubo lleno serán aquellas que satisfagan la velocidad mínima de 0.60 m/seg.

- los 300m. Iniciales de las líneas de alcantarillado deberán diseñarse con pendiente mínima de 1%.

Figura 59: El sistema de desague de este proyecto de tesis coinciden en solo sistema de tratamiento de aguas residuales

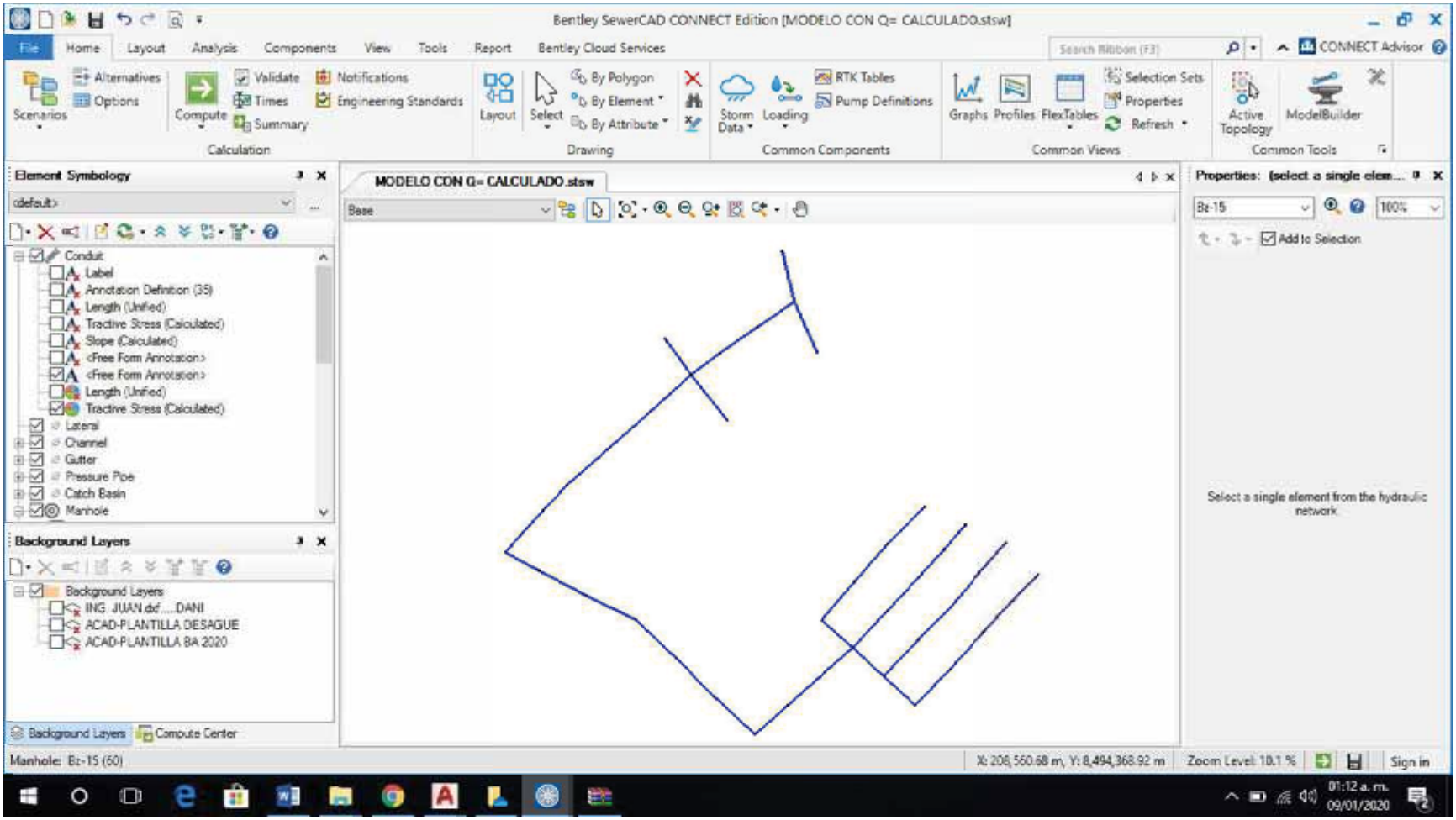


Figura 60: Diseño caudales reales obtenidos comunidad de Ccollotaro Q=1.43 lps; para la Comunidad de Ccoyaraqui Q=0.61 lps.

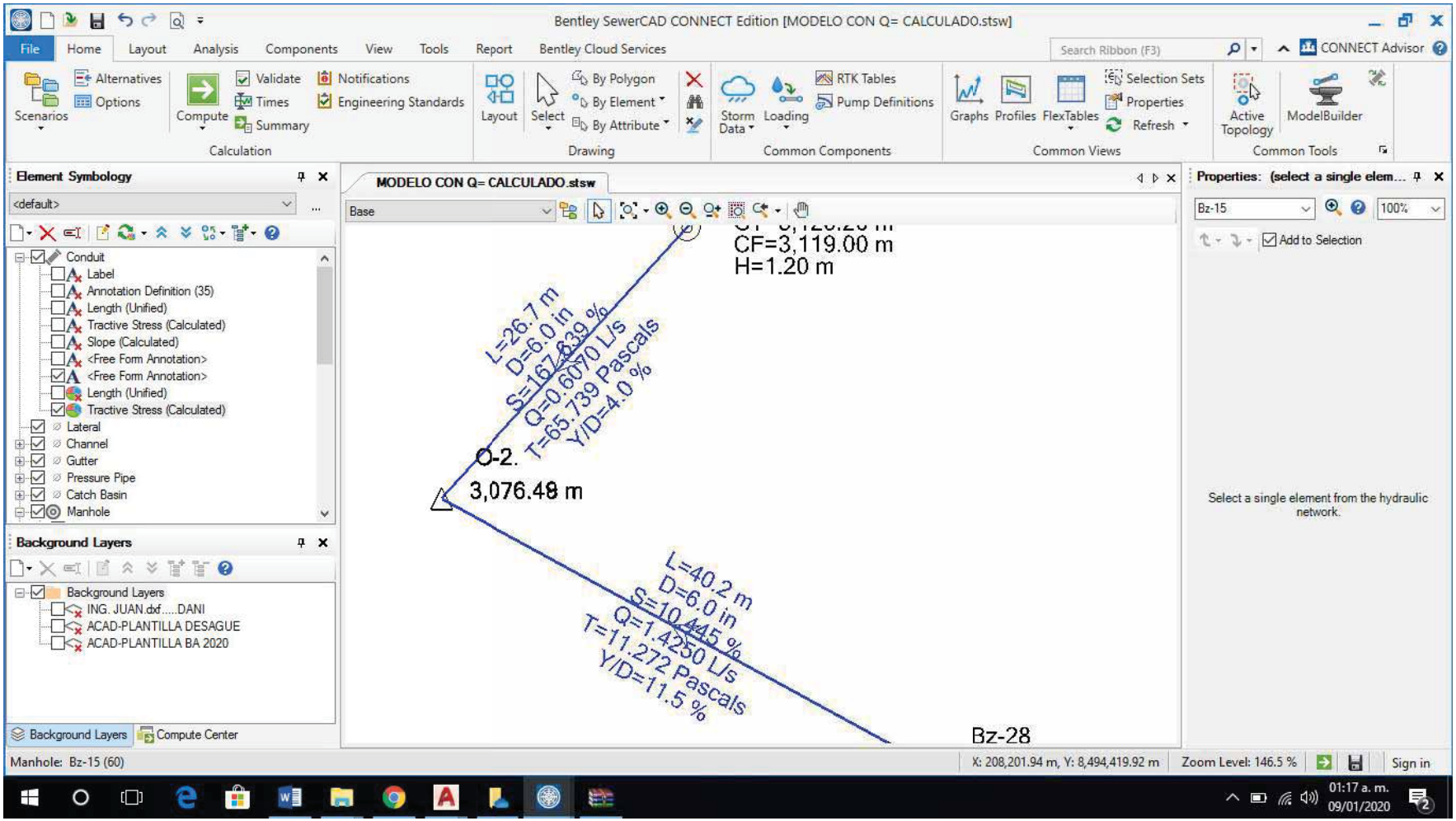
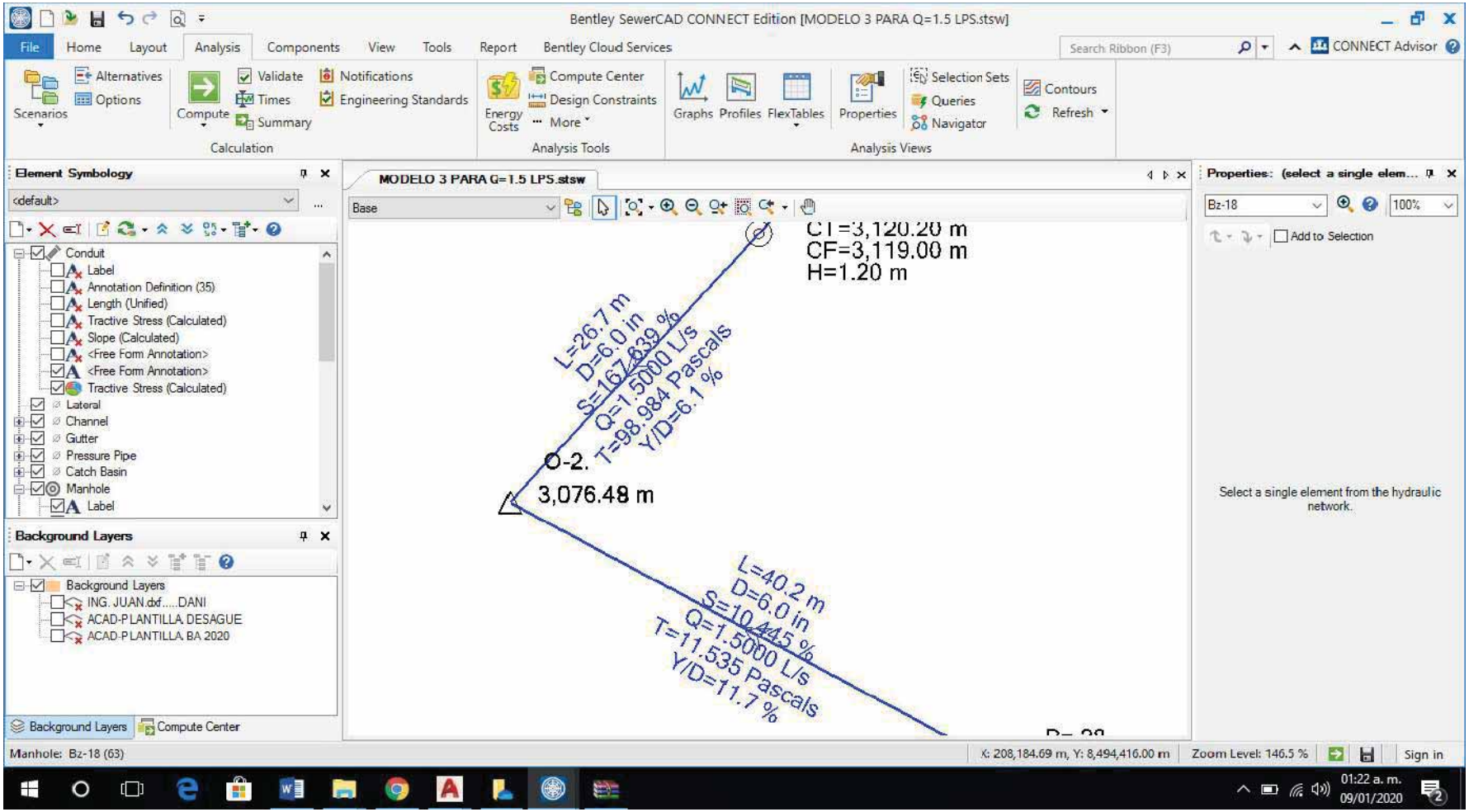


Figura 61: Diseño caudales sugeridos por la norma peruana, comunidad de Ccollotaro Q=1.50 lps; para la Comunidad de Ccoyaraqui Q=1.50 lps.



7.1.10 Tubería a utilizar

En el sistema de desague del presente proyecto se utilizará tuberías de PVC, por ser económicas y de fácil manipuleo tanto en su transporte como en su colocación.
Los tubos de PVC deben reunir los siguientes requisitos:

- Adsorción de agua. - la absorción de agua no será mayor de 9%, menos de 80% de su superficie exterior deberá estar libre de humedad al final del periodo de ensayo debido al agua que pasa a través de la pared del tubo.
- Presión hidrostática. - los tubos sometidos a una presión hidrostática de 0.7 kg/cm2 durante 10 min; no presentaran fugas.
- Juntas. - los extremos de todos los tubos serán acabados de tal forma que cuando se coloque uno a continuación de otro y unidos, formen una línea continua y uniforme, con una superficie interior lisa y regular.

7.1.11 Buzones a inspeccionar

Los buzones de inspección se proyectarán cuando exista cambios de dirección se proyectarán cuando exista cambios de dirección, en los puntos de inicio de los colectores y en los puntos de encuentro de tuberías.
Además, teniendo en cuenta lo normado por el RNC:
- Distancia máximas entre buzones de 120m. Para tuberías de hasta de 600mm. De diámetro.
- El diámetro interior de 1.2 m. Para tuberías de hasta 800mm. De diámetro.

7.1.12 Conexiones domiciliarias

Las conexiones domiciliarias son estructuras que transportan el agua residual doméstica y el agua pluvial; desde las viviendas hasta la alcantarilla principal.
Una conexión domiciliaria consiste en una caja de registro, una tubería de servicio y una conexión con la alcantarilla principal.
La caja de registro deberá ser hermética y garantizar un buen drenaje de todas las aguas residuales.
Las tuberías podrán ser de concreto o de plástico, con un diámetro mínimo de 6" y con una pendiente uniforme de 1.5%. Para conectar el elemento de conducción con el colector de servicio local se hace un agujero en la pared del tubo alcantarillado de servicio local, protegido por un recubrimiento de concreto.

7.1.13 Diseño de la red de desague

Para el cálculo hidráulico, se utilizará la fórmula de Manning, con el coeficiente n= 0.013 (C°S°N°).

Se verificación las velocidades reales en cada tramo para las condiciones máximas y mínimas establecidas al respecto.

La fórmula de Manning para tubos a sección llena viene expresada por:

V= $((R)^{\frac{2}{3}} x (J)^{1/2})$/n

Q = (0.3116/n) x$(d)^{8/3} x (J)^{1/2}$

Donde:

d: Diámetro de la tubería (m)

J: Pendiente (‰)

V: velocidad (m/s)

Q: Caudal (m3/s)

Los resultados se ven en los cuadros de verificación hidráulica de colectores.

COLECTOR

Las aguas servidas provenientes de las zonas rurales en estudio serán evacuadas por el Colector. Este colector es parte del proyecto de tratamiento de aguas residuales de toda la urbanización de ccollotaro y se tendrá otro colector para la urbanización de Ccoyaraqui, es así que la capacidad hidráulica y verificación correspondiente están contempladas en el presente proyecto. Este colector tendrá colector será de 8" de diámetro en toda su longitud.

Desde el último buzón a la planta de tratamiento (ver plano).

Cuadro 45: ***Calculo con caudales reales***

ID	Label	Start Node	Invert (Start) (m)	Stop Node	Invert (Stop) (m)	Length (Scaled) (m)	Slope (Calculated) (%)	Section Type	Diameter (in)	Manning's n	Flow (L/s)	Velocity (m/s)	Depth (Middle) (m)	Capacity (Full Flow) (L/s)	Flow / Capacity (Design) (%)	Depth/Rise (%)	Tractive Stress (Calculated) (Pascals)
44	T-1	Bz-13	3,128.57	Bz-7	3,118.32	56.2	18.223	Circle	6	0.009	0.0648	0.77	0.01	97.9653	0.1	5.6	3.511
46	T-2	Bz-8	3,107.29	Bz-9	3,106.57	44	1.638	Circle	6	0.009	0.2591	0.49	0.02	29.3703	0.9	14.8	1.056
48	T-3	Bz-12	3,090.25	Bz-24	3,084.32	58.9	10.066	Circle	6	0.009	1.425	1.56	0.02	72.8107	2	15.9	9.309
53	T-6	Bz-10	3,109.80	Bz-9	3,106.57	44.6	7.247	Circle	6	0.009	0.6477	1.1	0.03	61.779	1	17.5	5.05
56	T-7	Bz-11	3,111.79	Bz-10	3,109.80	45.7	4.352	Circle	6	0.009	0.3239	0.74	0.02	47.8755	0.7	12.5	2.482
69	T-8	Bz-14	3,158.80	Bz-15	3,154.15	55.2	8.428	Circle	6	0.013	0.0552	0.43	0.01	46.1255	0.1	5.8	2.158
70	T-9	Bz-16	3,156.55	Bz-15	3,154.15	58.8	4.084	Circle	6	0.013	0.0552	0.32	0.01	32.1082	0.2	5.8	1.258
72	T-10	Bz-17	3,143.58	Bz-18	3,142.03	47.3	3.278	Circle	6	0.013	0.0552	0.31	0.01	28.7665	0.2	8.2	1.035
73	T-11	Bz-19	3,146.96	Bz-18	3,142.03	62	7.957	Circle	6	0.013	0.0552	0.42	0.01	44.8179	0.1	8.2	2.066
75	T-12	Bz-20	3,127.19	Bz-21	3,123.37	37.2	10.277	Circle	6	0.013	0.607	0.95	0.02	50.9339	1.2	10.9	7.519
76	T-13	Bz-21	3,123.37	Bz-22	3,119.00	34	12.865	Circle	6	0.013	0.607	1.02	0.02	56.9866	1.1	10.7	9.03
77	T-14	Bz-22	3,119.00	O-2	3,074.25	26.7	167.639	Circle	6	0.013	0.607	2.47	0.01	205.7095	0.3	9.1	65.739
84	T-15	Bz-3	3,123.92	Bz-23	3,118.05	41.2	14.242	Circle	6	0.009	0.0648	0.71	0.01	86.6066	0.1	5.6	2.89
85	T-16	Bz-23	3,118.05	Bz-4	3,117.02	42.9	2.403	Circle	6	0.009	0.1295	0.46	0.01	35.572	0.4	7.3	1.027
90	T-17	Bz-25	3,082.25	Bz-26	3,081.00	59.3	2.108	Circle	6	0.013	1.425	0.7	0.03	23.07	6.2	19.4	3.253
93	T-18	Bz-24	3,084.32	Bz-27	3,082.98	58.4	2.294	Circle	6	0.013	1.425	0.72	0.03	24.0642	5.9	19.3	3.475
94	T-19	Bz-27	3,082.98	Bz-25	3,082.25	57.7	1.265	Circle	6	0.013	1.425	0.59	0.03	17.8699	8	20.5	2.183
96	T-20	Bz-26	3,081.00	Bz-28	3,078.45	56.8	4.489	Circle	6	0.013	1.425	0.91	0.03	33.6616	4.2	18	5.869
101	T-21	Bz-28	3,078.45	O-2.	3,074.25	40.2	10.445	Circle	6	0.013	1.425	1.23	0.03	51.3465	2.8	16.7	11.272
103	T-22	Bz-15	3,154.15	Bz-29	3,153.19	48	2	Circle	6	0.013	0.1655	0.36	0.01	22.4698	0.7	8	1.187
105	T-23	Bz-29	3,153.19	Bz-30	3,148.97	49.3	8.559	Circle	6	0.013	0.2207	0.65	0.01	46.4802	0.5	9	4.142
106	T-24	Bz-30	3,148.97	Bz-18	3,142.03	36.8	18.845	Circle	6	0.013	0.2759	0.92	0.02	68.9705	0.4	10.8	8.425
110	T-25	Bz-18	3,142.03	Bz-31	3,139.29	58.8	4.657	Circle	6	0.013	0.4415	0.66	0.02	34.2855	1.3	12.5	3.535
112	T-26	Bz-31	3,139.29	Bz-32	3,133.81	56.6	9.685	Circle	6	0.013	0.4966	0.87	0.02	49.4442	1	13.2	6.62
113	T-27	Bz-32	3,133.81	Bz-20	3,127.19	59.7	11.095	Circle	6	0.013	0.5518	0.94	0.02	52.9203	1	13.9	7.713
115	T-28	Bz-9	3,106.57	Bz-33	3,103.40	39.5	8.025	Circle	6	0.013	1.2307	1.07	0.03	45.0087	2.7	20.7	8.603
117	T-29	Bz-33	3,103.40	Bz-34	3,097.28	52	11.776	Circle	6	0.013	1.2955	1.25	0.03	54.5213	2.4	21.2	11.848
118	T-30	Bz-34	3,097.28	Bz-12	3,090.25	47.1	14.932	Circle	6	0.013	1.3602	1.37	0.03	61.394	2.2	21.7	14.554
120	T-31	Bz-4	3,117.02	Bz-35	3,116.00	55.5	1.837	Circle	6	0.013	0.1943	0.36	0.01	21.5328	0.9	8.6	1.196
121	T-32	Bz-35	3,116.00	Bz-11	3,111.79	52.3	8.049	Circle	6	0.013	0.2591	0.67	0.01	45.0745	0.6	9.8	4.255
123	T-33	Bz-5	3,120.79	Bz-36	3,117.67	52.5	5.94	Circle	6	0.013	0.1943	0.55	0.01	38.7233	0.5	8.6	2.949
124	T-34	Bz-36	3,117.67	Bz-10	3,109.80	53.5	14.723	Circle	6	0.013	0.2591	0.84	0.02	60.9621	0.4	12	6.724
126	T-35	Bz-6	3,122.16	Bz-37	3,116.79	51.9	10.356	Circle	6	0.013	0.1943	0.67	0.01	51.1274	0.4	8.6	4.518
127	T-36	Bz-37	3,116.79	Bz-9	3,106.57	53.4	19.155	Circle	6	0.013	0.2591	0.91	0.02	69.5365	0.4	14.8	8.277
129	T-37	Bz-7	3,118.32	Bz-38	3,111.08	52.4	13.812	Circle	6	0.013	0.1295	0.65	0.01	59.0465	0.2	7.3	4.708
130	T-38	Bz-38	3,111.08	Bz-8	3,107.29	53.8	7.049	Circle	6	0.013	0.1943	0.58	0.01	42.183	0.5	8.6	3.38
132	CO-88	Bz-1	3,125.46	Bz-39	3,123.84	35	4.632	Circle	6	0.013	0.0648	0.37	0.01	34.1925	0.2	5.6	1.453
133	CO-90	Bz-39	3,123.84	Bz-6	3,122.16	36.5	4.604	Circle	6	0.013	0.1295	0.45	0.01	34.0907	0.4	7.3	2.009
135	CO-92	Bz-2	3,123.72	Bz-40	3,122.02	42.6	3.993	Circle	6	0.013	0.0648	0.35	0.01	31.7498	0.2	5.6	1.301
136	CO-94	Bz-40	3,122.02	Bz-5	3,120.79	44.6	2.755	Circle	6	0.013	0.1295	0.37	0.01	26.372	0.5	7.3	1.354

*Cuadro 46: C**alculo con caudales de acuerdo con R.N.E***

ID	Label	Start Node	Set Invert to Start?	ID	Label	Start Node	Set Invert to Start?	Invert (Start) (m)	Stop Node	Invert (Stop) (m)	Length (Scaled) (m)	Slope (Calculated) (%)	Section Type	Diameter (in)	Manning's n	Flow (L/s)	Velocity (m/s)	Capacity (Full Flow) (L/s)	Flow / Capacity (Design) (%)	Depth/Rise (%)	Flow (System Known) (L/s)	Tractive Stress (Calculated) (Pascals)
44	T-1	Bz-13	True	44	T-1	Bz-13	True	3,128.57	Bz-7	3,118.32	56.2	18.223	Circle	6	0.009	1.5	1.97	97.9653	1.5	15.6	1.5	15.005
46	T-2	Bz-8	True	46	T-2	Bz-8	True	3,107.29	Bz-9	3,106.57	44	1.638	Circle	6	0.009	1.5	0.84	29.3703	5.1	19	1.5	2.323
48	T-3	Bz-12	True	48	T-3	Bz-12	True	3,090.25	Bz-24	3,084.32	58.9	10.066	Circle	6	0.009	1.5	1.59	72.8107	2.1	16.3	1.5	9.493
53	T-6	Bz-10	True	53	T-6	Bz-10	True	3,109.80	Bz-9	3,106.57	44.6	7.247	Circle	6	0.009	1.5	1.42	61.779	2.4	16.7	1.5	7.363
56	T-7	Bz-11	True	56	T-7	Bz-11	True	3,111.79	Bz-10	3,109.80	45.7	4.352	Circle	6	0.009	1.5	1.19	47.8755	3.1	17.4	1.5	4.951
69	T-8	Bz-14	True	69	T-8	Bz-14	True	3,158.80	Bz-15	3,155.35	55.2	6.253	Circle	6	0.013	1.5	1.04	39.7305	3.8	17.9	1.5	7.744
70	T-9	Bz-16	True	70	T-9	Bz-16	True	3,156.55	Bz-15	3,155.35	58.8	2.042	Circle	6	0.013	1.5	0.7	22.7039	6.6	20	1.5	3.246
72	T-10	Bz-17	True	72	T-10	Bz-17	True	3,143.58	Bz-18	3,142.33	47.3	2.644	Circle	6	0.013	1.5	0.77	25.8331	5.8	19.5	1.5	3.97
73	T-11	Bz-19	True	73	T-11	Bz-19	True	3,146.96	Bz-18	3,142.33	62	7.473	Circle	6	0.013	1.5	1.11	43.4328	3.5	17.6	1.5	8.888
75	T-12	Bz-20	True	75	T-12	Bz-20	True	3,127.19	Bz-21	3,123.37	37.2	10.277	Circle	6	0.013	1.5	1.24	50.9339	2.9	17.2	1.5	11.392
76	T-13	Bz-21	True	76	T-13	Bz-21	True	3,123.37	Bz-22	3,119.00	34	12.865	Circle	6	0.013	1.5	1.34	56.9866	2.6	16.9	1.5	13.557
77	T-14	Bz-22	True	77	T-14	Bz-22	True	3,119.00	O-2	3,074.25	26.7	167.639	Circle	6	0.013	1.5	3.27	205.7095	0.7	14.3	1.5	98.984
84	T-15	Bz-3	True	84	T-15	Bz-3	True	3,123.92	Bz-23	3,118.05	41.2	14.242	Circle	6	0.009	1.5	1.79	86.6066	1.7	15.9	1.5	12.442
85	T-16	Bz-23	True	85	T-16	Bz-23	True	3,118.05	Bz-4	3,117.22	42.9	1.936	Circle	6	0.009	1.5	0.89	31.9321	4.7	18.7	1.5	2.648
90	T-17	Bz-25	True	90	T-17	Bz-25	True	3,082.25	Bz-26	3,081.80	59.3	0.759	Circle	6	0.013	1.5	0.5	13.842	10.8	22.4	1.5	1.501
93	T-18	Bz-24	True	93	T-18	Bz-24	True	3,084.32	Bz-27	3,082.98	58.4	2.294	Circle	6	0.013	1.5	0.73	24.0642	6.2	19.8	1.5	3.553
94	T-19	Bz-27	True	94	T-19	Bz-27	True	3,082.98	Bz-25	3,082.25	57.7	1.265	Circle	6	0.013	1.5	0.59	17.8699	8.4	21.1	1.5	2.239
96	T-20	Bz-26	True	96	T-20	Bz-26	True	3,081.80	Bz-28	3,078.45	56.8	5.897	Circle	6	0.013	1.5	1.02	38.5822	3.9	18	1.5	7.401
101	T-21	Bz-28	True	101	T-21	Bz-28	True	3,078.45	O-2.	3,074.25	40.2	10.445	Circle	6	0.013	1.5	1.25	51.3465	2.9	17.2	1.5	11.535
103	T-22	Bz-15	True	103	T-22	Bz-15	True	3,155.35	Bz-29	3,153.69	48	3.459	Circle	6	0.013	1.5	0.85	29.5473	5.1	19	1.5	4.892
105	T-23	Bz-29	True	105	T-23	Bz-29	True	3,153.69	Bz-30	3,148.97	49.3	9.573	Circle	6	0.013	1.5	1.21	49.1567	3.1	17.3	1.5	10.76
106	T-24	Bz-30	True	106	T-24	Bz-30	True	3,148.97	Bz-18	3,142.33	36.8	18.03	Circle	6	0.013	1.5	1.51	67.4633	2.2	16.4	1.5	17.603
110	T-25	Bz-18	True	110	T-25	Bz-18	True	3,142.33	Bz-31	3,139.29	58.8	5.167	Circle	6	0.013	1.5	0.98	36.1137	4.2	18.2	1.5	6.665
112	T-26	Bz-31	True	112	T-26	Bz-31	True	3,139.29	Bz-32	3,133.81	56.6	9.685	Circle	6	0.013	1.5	1.22	49.4442	3	17.3	1.5	10.88
113	T-27	Bz-32	True	113	T-27	Bz-32	True	3,133.81	Bz-20	3,127.19	59.7	11.095	Circle	6	0.013	1.5	1.28	52.9203	2.8	17.1	1.5	12.088
115	T-28	Bz-9	True	115	T-28	Bz-9	True	3,106.57	Bz-33	3,103.40	39.5	8.025	Circle	6	0.013	1.5	1.14	45.0087	3.3	17.5	1.5	9.391
117	T-29	Bz-33	True	117	T-29	Bz-33	True	3,103.40	Bz-34	3,097.28	52	11.776	Circle	6	0.013	1.5	1.3	54.5213	2.8	17	1.5	12.659
118	T-30	Bz-34	True	118	T-30	Bz-34	True	3,097.28	Bz-12	3,090.25	47.1	14.932	Circle	6	0.013	1.5	1.41	61.394	2.4	16.7	1.5	15.214
120	T-31	Bz-4	True	120	T-31	Bz-4	True	3,117.22	Bz-35	3,116.50	55.5	1.297	Circle	6	0.013	1.5	0.6	18.0912	8.3	21	1.5	2.284
121	T-32	Bz-35	True	121	T-32	Bz-35	True	3,116.50	Bz-11	3,111.79	52.3	9.005	Circle	6	0.013	1.5	1.19	47.676	3.1	17.4	1.5	10.264
123	T-33	Bz-5	True	123	T-33	Bz-5	True	3,121.09	Bz-36	3,117.67	52.5	6.512	Circle	6	0.013	1.5	1.06	40.5422	3.7	17.9	1.5	7.991
124	T-34	Bz-36	True	124	T-34	Bz-36	True	3,117.67	Bz-10	3,109.80	53.5	14.723	Circle	6	0.013	1.5	1.41	60.9621	2.5	16.7	1.5	15.049
126	T-35	Bz-6	True	126	T-35	Bz-6	True	3,122.16	Bz-37	3,116.79	51.9	10.356	Circle	6	0.013	1.5	1.24	51.1274	2.9	17.2	1.5	11.459
127	T-36	Bz-37	True	127	T-36	Bz-37	True	3,116.79	Bz-9	3,106.57	53.4	19.155	Circle	6	0.013	1.5	1.54	69.5365	2.2	16.4	1.5	18.446
129	T-37	Bz-7	True	129	T-37	Bz-7	True	3,118.32	Bz-38	3,111.08	52.4	13.812	Circle	6	0.013	1.5	1.38	59.0465	2.5	16.8	1.5	14.323
130	T-38	Bz-38	True	130	T-38	Bz-38	True	3,111.08	Bz-8	3,107.29	53.8	7.049	Circle	6	0.013	1.5	1.09	42.183	3.6	17.7	1.5	8.496
132	CO-88	Bz-1	True	132	CO-88	Bz-1	True	3,125.46	Bz-39	3,124.64	35	2.344	Circle	6	0.013	1.5	0.74	24.3265	6.2	19.7	1.5	3.614
133	CO-90	Bz-39	True	133	CO-90	Bz-39	True	3,124.64	Bz-6	3,122.16	36.5	6.796	Circle	6	0.013	1.5	1.08	41.4198	3.6	17.8	1.5	8.26
135	CO-92	Bz-2	True	135	CO-92	Bz-2	True	3,123.72	Bz-40	3,122.02	42.6	3.993	Circle	6	0.013	1.5	0.89	31.7498	4.7	18.7	1.5	5.474
136	CO-94	Bz-40	True	136	CO-94	Bz-40	True	3,122.02	Bz-5	3,121.09	44.6	2.083	Circle	6	0.013	1.5	0.71	22.9315	6.5	20	1.5	3.297

CAPITULO VIII

ESTUDIOS DE INGENIERIA – RED DE DRENAJE PLUVIAL

8.1 ESTUDIO Y EVACUACIÓN DE AGUAS PLUVIALES

8.1.1 Generalidades

El agua pluvial, que proviene de todo tipo de precipitación, es uno de los componentes más importantes de las aguas residuales que debe ser drenado mediante el sistema de alcantarillado.

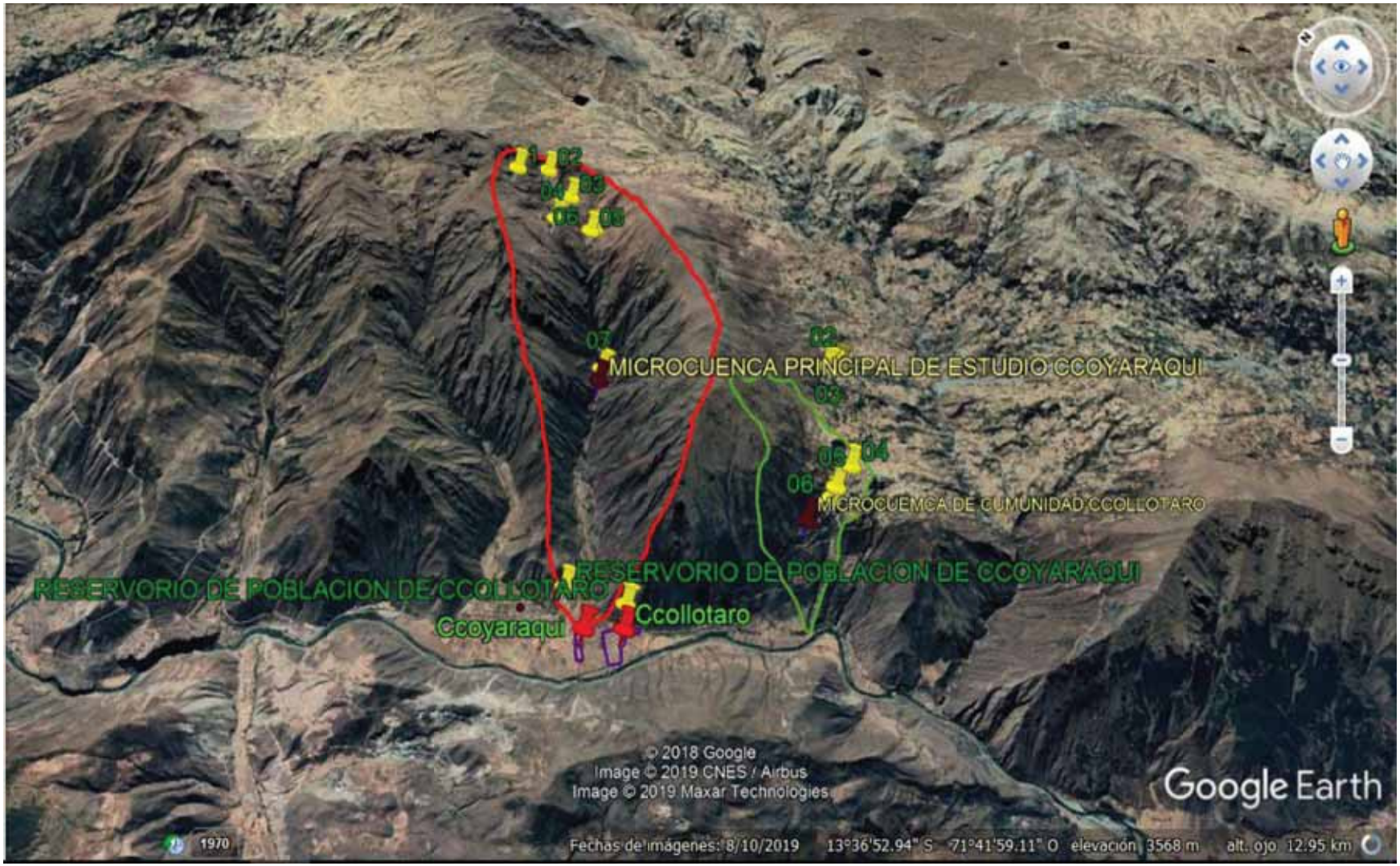
El volumen de las aguas pluviales suele ser 10 veces mayor que el de las aguas residuales domesticas; en un sistema de alcantarillado unitario esto constituye un factor decisivo al determinar las dimensiones de las alcantarillas. También puede ser una razón para elegir un sistema separado de alcantarillado independiente el llamado desague pluvial y desague residual o de aguas negras.

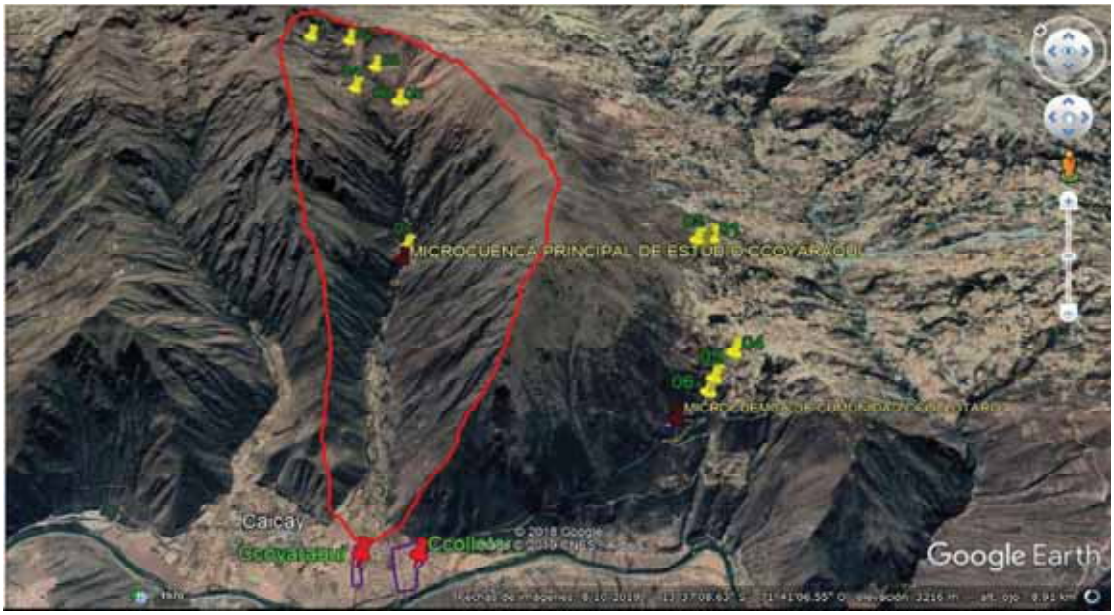
La evacuación de las aguas pluviales rurales y urbanas está destinada a colectar y conducir hasta su lugar de vertimiento, todas las aguas pluviales generadas en las áreas urbanizadas, o las que pasan a través de su territorio.

El adecuado desarrollo de un proyecto de drenaje urbano y/o rural dependerá de la precisión que se utilice en la determinación de las áreas tributarias y de la frecuencia, intensidad de lluvia y coeficiente de escurrimiento adoptado, con vista a la obtención de los gastos y el dimensionamiento de los conductos, a partir de las pendientes y velocidades utilizada.

En el presente proyecto las aguas Pluviales serán colectadas por medio de seis sumideros los cuales estarán conectados a las cajas de reunión y estas a su vez serán conducidas por una tubería de PVC de ϕ=8" hasta el rio de Vilcanota la longitud de esta tubería será aproximadamente de 350m

Figura 62: Delimitación de cuencas de Ccollotaro y Ccoyaraqui.





8.1.2 Estudios de parámetros fisiográficos de la microcuenca.

- **PARAMETROS FISIOGRAFICOS DE LA MICROCUENCA PRINCIPAL DE PROYECTO COMUNIDAD DE CCOYARAQUI.**

Delimitación la microcuenca de comunidad de Ccoyaraqui.

La micro-cuenca de la comunidad de Ccoyaraqui - Ccollotaro, ubicado en la provincia de Paucartambo del Distrito de Caicay de la Comunidad de Ccollotaro y Ccoyaraqui, es una micro-cuenca que vierte sus aguas al cuenca del rio Vilcanota.

Fuente: propio,

Nota: Para determinación de parámetros de la microcuenca, se realizaron al orden de tamaño: microcuenca principal de Ccoyaraqui.

PRINCIPALES PARAMETROS DE LA MICROCUENCA PRINCIPAL DE CCOYARAQUI - APORTANTE A LA CUENCA PRINCIPAL VILCANOTA

Se ha utilizado el Software ArcGis 10.3 para obtener las áreas parciales entre curvas de nivel. Para finalmente obtener las principales caracteristicas de la microcuenca riachuelo de Ccoyaraqui, que a continuación de detalla:

1.- AREA DE LA CUENCA

1.1.- DATOS OBTENIDOS DE LA CUENCA DEL RIACHUELO:

A través del programa ArcGis 10.3, obtenemos lo siguiente:

Área total de la cuenca: 6.95 ***Km2***

El Área de la Cuenca o área de drenaje (A) es el área plana de la proyección horizontal de la divisoria de aguas o límite de cuenca.El área es el factor más importante que determina el comportamiento hidrológico de la cuenca para condiciones hidrometeorológicas dadas.

Perímetro de la cuenca: 11.80 ***Km***

El Perímetro de una Cuenca es la longitud de la divisoria de aguas proyectada sobre un plano horizontal.

1.2.- CUADRO DE AREAS PARCIALES Y ACUMULADOS SEGÚN LA ALTITUD

Con el Software ArcGis 10.2 obtenemos el Areado entre curvas de nivel o cotas, obtenemos las Areas Parciales:

Fuente: ArcGis 10.3

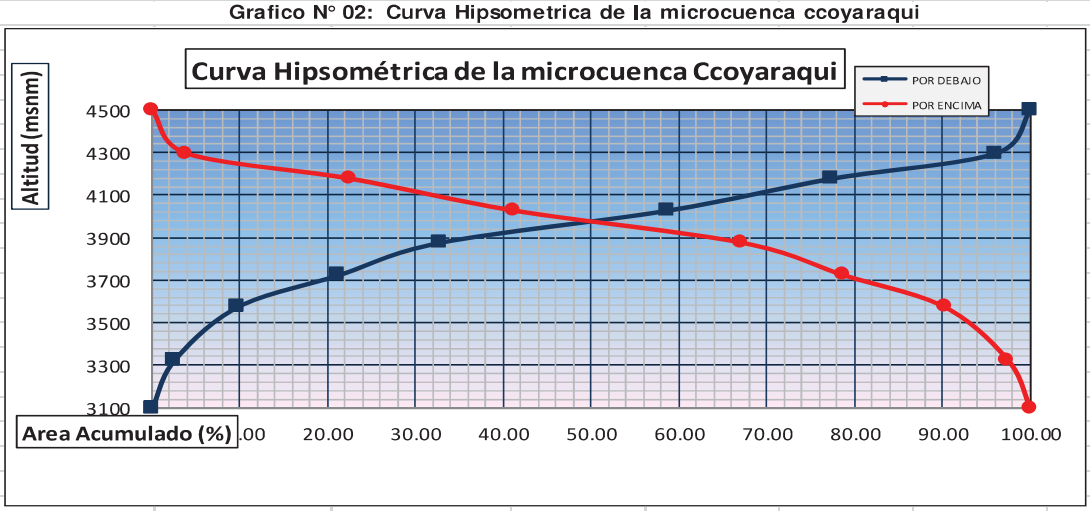
Cuadro N° 01: Areas parciales y acumuladas para elaboracion de Curva Hipsometrica

ALTITUD	AREAS PARCIALES		AREAS ACUMULADAS			
			POR DEBAJO		POR ENCIMA	
m.s.n.m.	Km2	(%)	(KM2)	(%)	KM2	(%)
Punto más bajo						
3100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.95	100.00
3325.00	0.18	2.54	0.18	2.54	6.78	97.46
3575.00	0.50	7.21	0.68	9.75	6.28	90.25
3725.00	0.80	11.53	1.48	21.28	5.47	78.72
3877.00	0.80	11.53	2.28	32.80	4.67	67.20
4028.00	1.80	25.91	4.08	58.71	2.87	41.29
4178.00	1.30	18.72	5.38	77.43	1.57	22.57
4298.00	1.30	18.72	6.69	96.14	0.27	3.86
4500.00	0.27	3.86	6.95	100.00	0.00	0.00
Punto más alto						
TOTAL	6.95	100.00				

2.- FACTOR DE RELIEVE

2.1.- Cálculo de la curva Hipsométrica

Grafico N° 02: Curva Hipsometrica de la microcuenca ccoyaraqui



2.2.- Cálculo de la Altitud Mediana

Altitud Mediana = **3,980.00** msnm (Intersección de las curvas hipsométicas)

2.3.- Cálculo de la Altitud Media Ponderada

Altitud media Ponderada:

$$H = \frac{\left(\sum a_i c_i\right)}{A} \qquad c_i = \frac{\left(c_i + c_{i-1}\right)}{2}$$

Donde :

ai = Area parcial de terreno entre curvas de nivel

ci = Altitud media de cada área parcial entre dos curvas de nivel.

A = Area de la cuenca

Cuadro N° 02: Areas parciales entre curvas de nivel

	ai	ci(altitud media)	ai*ci
	0.18	3212.5	566.91
	0.50	3450.0	1730.65
	0.80	3650.0	2925.98
	0.80	3801.0	3047.02
	1.80	3952.5	7120.97
	1.30	4103.0	5340.62
	1.30	4238.0	5516.34
	0.27	4399.0	1180.41
Σ	6.95	Σ	27428.89

***H* =** **3,943.98** msnm

2.4.- Cálculo de la Altitud Media Simple:

Altitud Media Simple:

$$H_{ms} = \frac{\left(c_M + c_m\right)}{2}$$

Donde:

CM = Cota o altitud más alta de la cuenca

Cm = Cota o altitud más baja de la cuenca

CM = 4,500.00

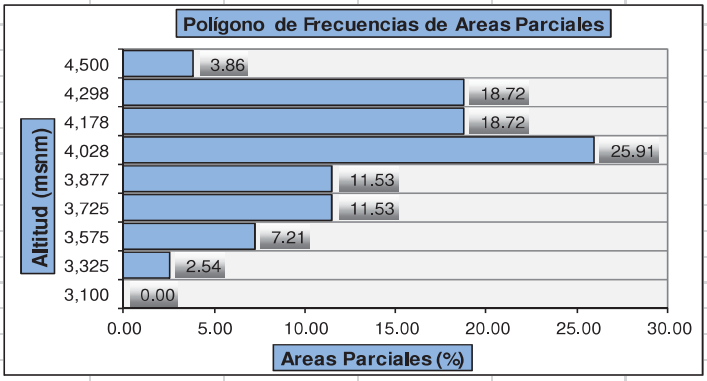
Cm = 3,100.00

Hms = **3,800.00** msnm

2.5.- Cálculo del Polígono de Frecuencia de Areas Parciales:

COTA (msnm)	A. PARCIAL (%)
3100.00	0.00
3325.00	2.54
3575.00	7.21
3725.00	11.53
3877.00	11.53
4028.00	25.91
4178.00	18.72
4298.00	18.72
4500.00	3.86

Grafico N° 03: Poligono de Frecuencias



Altitud mas Frecuente:

Porcentaje de Incidencia:

3.- PARAMETROS DE FORMA:

Esta característica es importante porque se relaciona con el tiempo de concentración. (Tiempo en que una gota de agua en viajar desde el extremo de la cuenca hasta llegar a la desembocadura de la misma). Para determinar la forma de cuenca se debe determinar los siguientes:

3.1.- Cálculo del Indice de Gravelius (K):

El Indice de Gravelious (K): $K = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{A}}$

Donde :

P =	Perímetro de la cuenca en Km	11.80	Km
A =	Area de la cuenca en Km2	6.95	Km2

Entonces:

K = 1.2621

Como el valor de K se encuentra entre los rangos de 1.00 - 1.25, la forma de la cuenca es REDONDA, en caso contrario Alargada

3.2.- Cálculo del Rectángulo Equivalente:

Rectángulo Equivalente:

Lado Mayor = $L = \frac{K\sqrt{A}}{1.12}\left(1+\sqrt{1-\left(\frac{1.12}{K}\right)^2}\right)$

Lado Menor $l = \frac{K\sqrt{A}}{1.12}\left(1-\sqrt{1-\left(\frac{1.12}{K}\right)^2}\right)$

Donde:

K =	Coeficiente de Compacidad o Indice de Gravelious	1.2621
A =	Area de la cuenca en Km2	6.95

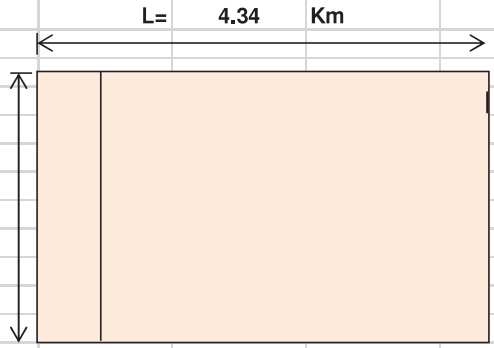
$\frac{K\sqrt{A}}{1.12}$ = 2.971 ***(1.12/K)^2 =*** 0.787 $\left(\sqrt{1-\left(\frac{1.12}{K}\right)^2}\right)$ = 0.461

L = 4.341

l = 1.601

Cuadro N° 03: Rectangulo Equivalente

Cota (msnm)	Area Parcial ai (Km2)	Ancho, ci (Km)
3100.00	0.00	0.00
3325.00	0.18	0.11
3575.00	0.50	0.31
3725.00	0.80	0.50
3877.00	0.80	0.50
4028.00	1.80	1.13
4178.00	1.30	0.81
4298.00	1.30	0.81
4500.00	0.27	0.17
	Suma ci= L=	4.34



3.3.- Cálculo del Factor Forma:

El Factor de Forma expresa la relación entre el ancho medio de la cuenca (B) y la longitud de la cuenca (L) medida desde la salida o desembocadura hasta el límite de la cuenca en la dirección del cauce más largo. La forma de la cuenca afecta las características de los hidrogramas de escorrentía y las descargas máximas. El Factor de Forma se ha definido para describir la influencia de la forma de la cuenca en el drenaje de la misma, por medio de un solo valor numérico. Valores bajos corresponden a cuencas estrechas y alargadas donde existe menos probabilidad de ocurrencia de lluvias intensas que cubran todo el área por lo que esta menos expuesta a inundaciones.

Factor Forma:

$$F_f = \frac{l}{L} = \frac{A}{L^2}$$

Donde:

l =	Lado menor del rectángulo equivalente	1.60	Km
L =	Lado mayor del rectángulo equivalente	4.34	Km
A =	Area de la cuenca	6.95	Km2
	Ff =	0.369	
		0.369	

4 .- Sistema de Drenaje:

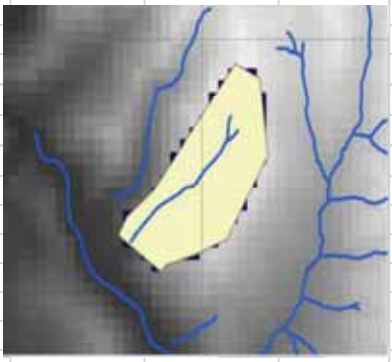
El drenaje de una cuenca, en síntesis es la como es evacuada el agua caída dentro de los límites de la cuenca.
El sistema de drenaje está constituido por el río principal y sus tributarios.

5.0 clasificacion de las correinte de agua
corrientes intenitentes.-

son corrientes temporales, aparecen en epocas de lluvia y desaparecen en epocas de estiaje

orden de las corrientes de agua

Refleja el grado de ramificación o bifurcación dentro de una cuenca.
Corrientes de 1er orden: Pequeños canales que no tiene tributarios.
Corrientes de 2do orden: Cuando dos corrientes de 1er orden se unen.
Corrientes de 3er orden: Cuando dos corrientes de 2do orden se unen.



Orden	Longitud (km)
1	345.30
2	125.25
3	3854.73

5.1.- Cálculo de la Densidad de Drenaje:

La Densidad de Drenaje representa la relación entre la longitud total de los cauces dentro de la cuenca, dividida entre el área de la cuenca.
Una Densidad de Drenaje alta (3.5 km/km2) es característica de una cuenca bien drenada que debería responder relativamente rápido a la precipitación; una cuenca con baja Densidad de Drenaje (0.50 km/km2) refleja un área pobremente drenada con respuesta hidrológica lenta.

Densidad de Drenaje:

$$D_d = \frac{L_i}{A}$$

Donde:

L =	Longitud del cauce principal	3.85	Km
	Longitud de cauces aportantes	0.35	Km
Li =	Longitud total de ríos	**4.20**	
A=	Area de la Cuenca	**6.95**	Km2
	Dd =	0.60	

5.2.- Cálculo de la Frecuencia de los Ríos:

Frecuencia de los Ríos: Fr = Nº cauces/A — Nº Cauces = 3

Fr = 0.432

5.3.- Cálculo de la Extensión media del Escurrimiento Superficial (Es):

Se define como la distancia media en que el agua de lluvia tendría que escurrir sobre los terrenos de una cuenca, en caso de que la escorrentía se diese en línea recta desde donde cayó la lluvia cayó hasta el punto más próximo al lecho de una corriente cualquiera de la cuenca.

Extensión media del Escurrimiento Superficial — Es = A/4Li

Es = 0.414

5.4.- Cálculo del Tiempo de Concentración (Tc), Según Kirpich

Tiempo de Concentración (Tc)

$$Tc = \left(\frac{0.87\,L^3}{H}\right)^{0.385}$$

0.046040

Tc (Horas) = 0.306

Tc (Min) = 18.343

6.- OTROS PARAMETROS :

6.1 - Cálculo del Indice de Pendiente (Ip)

$$I_p = \sum_{i=1}^{n} \sqrt{\beta_i (a_i - a_{i-1})}\,\frac{1}{\sqrt{L}}$$

Indice de Pendiente (Ip):

$$\beta_i = \frac{A_i}{A_t}$$

Cuadro N° 04: Cuadro para el calculo de Indice de pendiente — 1/(L)^0.5 — 0.4799848

Ai 1	Bi = Ai/At 2	ai - ai-1 3	Bi* (ai -Ai-1) 4	Raíz (4) 5	5 * 1/(L)^0.5 6
0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00
0.18	0.03	225.00	5.71	2.39	1.15
0.50	0.07	250.00	18.03	4.25	2.04
0.80	0.12	150.00	17.29	4.16	2.00
0.80	0.12	152.00	17.52	4.19	2.01
1.80	0.26	151.00	39.12	6.25	3.00
1.30	0.19	150.00	28.07	5.30	2.54
1.30	0.19	120.00	22.46	4.74	2.27
0.27	0.04	202.00	7.79	2.79	1.34
6.95				***Ip =***	**16.34998**

6.2.- Cálculo de la Pendiente de la Cuenca

$$S = \frac{H}{L}$$

H = 1,400.00

L= 4,340.55

S = 0.3225

32.254 %

Teniendo el registro de precipitación mensual de cuatro estaciones meteorológicas ubicadas en la cuenca de estudio o circundantes a la misma se realizara los siguientes cálculos: análisis de consistencia. (dibujo de histograma, análisis de doble masa, análisis estadístico).

1.- Estacion de Parayoc

2.- Estacion de kayra

- **PARAMETROS FISIOGRAFICOS DE LA MICROCUENCA DE PROYECTO COMUNIDAD DE CCOLLOTARO.**

Delimitación la microcuenca de comunidad de Ccollotaro.

La micro-cuenca de la comunidad de Ccoyaraqui - Ccollotaro, ubicado en la provincia de Paucartambo del Distrito de Caicay de la Comunidad de Ccollotaro y Ccoyaraqui, es una micro-cuenca que vierte sus aguas al cuenca del rio Vilcanota.

Fuente: propio,

Nota: Para determinación de parámetros de la microcuenca, se realizaron al orden de tamaño: microcuenca de Ccollotaro.

PRINCIPALES PARAMETROS DE LA MICROCUENCA DE LA COMUNIDAD DE CCOLLOTARO APORTANTE - CUENCA PRINCIPAL VILCANOTA

Se ha utilizado el Software ArcGis 10.3 para obtener las áreas parciales entre curvas de nivel. Para finalmente obtener las principales caracteristicas de la microcuenca riachuelo de Ccoyaraqui, que a continuación de detalla:

1.- AREA DE LA CUENCA

1.1.- DATOS OBTENIDOS DE LA CUENCA DEL RIACHUELO:

A través del programa ArcGis 10.3, obtenemos lo siguiente:

Área total de la cuenca: 1.51 ***Km2***

El Área de la Cuenca o área de drenaje (A) es el área plana de la proyección horizontal de la divisoria de aguas o límite de cuenca.El área es el factor más importante que determina el comportamiento hidrológico de la cuenca para condiciones hidrometeorológicas dadas.

Perímetro de la cuenca: 5.86 ***Km***

El Perímetro de una Cuenca es la longitud de la divisoria de aguas proyectada sobre un plano horizontal.

1.2.- CUADRO DE AREAS PARCIALES Y ACUMULADOS SEGÚN LA ALTITUD

Con el Software ArcGis 10.2 obtenemos el Areado entre curvas de nivel o cotas, obtenemos las Areas Parciales:

Fuente: ArcGis 10.3

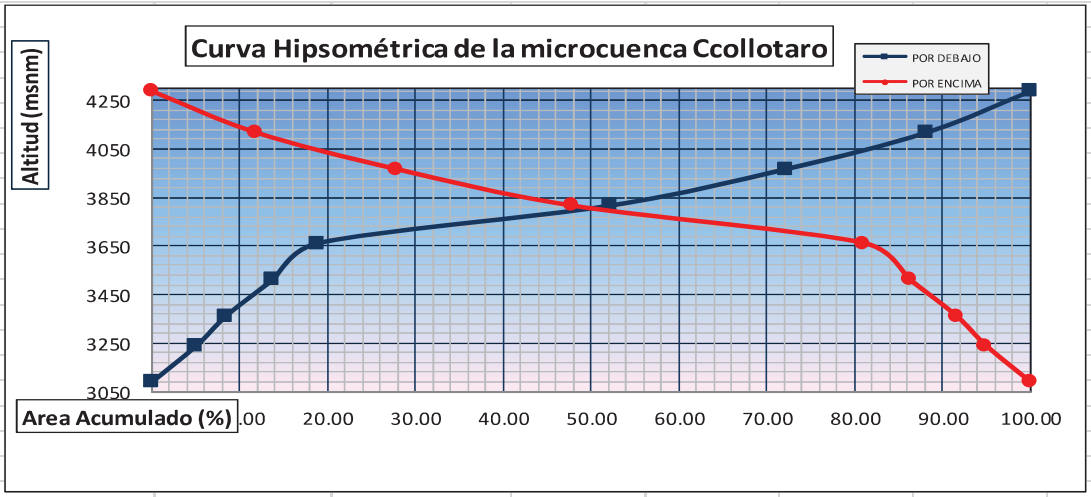
Cuadro N° 01: Areas parciales y acumuladas para elaboracion de Curva Hipsometrica

ALTITUD	AREAS PARCIALES		AREAS ACUMULADAS			
			POR DEBAJO		POR ENCIMA	
m.s.n.m.	Km2	(%)	(KM2)	(%)	KM2	(%)
Punto más bajo						
3089.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.51	100.00
3239.00	0.08	5.06	0.08	5.06	1.43	94.94
3359.00	0.05	3.32	0.13	8.39	1.38	91.61
3509.00	0.08	5.31	0.21	13.69	1.30	86.31
3661.00	0.08	5.31	0.29	19.00	1.22	81.00
3815.00	0.50	33.22	0.79	52.22	0.72	47.78
3965.00	0.30	19.97	1.09	72.19	0.42	27.81
4115.00	0.24	16.00	1.33	88.19	0.18	11.81
4285.00	0.18	11.81	1.51	100.00	0.00	0.00
Punto más alto						
TOTAL	1.51	100.00				

2.- FACTOR DE RELIEVE

2.1.- Cálculo de la curva Hipsométrica

Grafico N° 02: Curva Hipsometrica de la microcuenca Ccollotaro.



2.2.- Cálculo de la Altitud Mediana

Altitud Mediana = **3,980.00** msnm (Intersección de las curvas hipsométicas)

2.3.- Cálculo de la Altitud Media Ponderada

Altitud media Ponderada:

$$H = \frac{\left(\sum a_i c_i\right)}{A} \qquad c_i = \frac{\left(c_i + c_{i-1}\right)}{2}$$

Donde :

ai = Area parcial de terreno entre curvas de nivel
ci = Altitud media de cada área parcial entre dos curvas de nivel.
A = Area de la cuenca

Cuadro N° 02: Areas parciales entre curvas de nivel

	ai	ci(altitud media)	ai*ci
	0.08	3164.0	241.95
	0.05	3299.0	165.49
	0.08	3434.0	275.28
	0.08	3585.0	287.39
	0.50	3738.0	1875.12
	0.30	3890.0	1173.37
	0.24	4040.0	976.21
	0.18	4200.0	749.01
Σ	1.51	Σ	5743.82

H = **3,803.33** msnm

2.4.- Cálculo de la Altitud Media Simple:

Altitud Media Simple:

$$H_{ms} = \frac{\left(c_M + c_m\right)}{2}$$

Donde:

CM = Cota o altitud más alta de la cuenca
Cm = Cota o altitud más baja de la cuenca

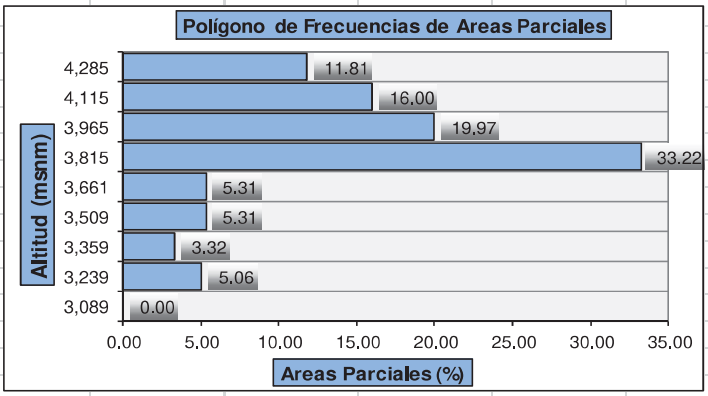
CM = 4,285.00
Cm = 3,089.00

Hms = **3,687.00** msnm

2.5.- Cálculo del Polígono de Frecuencia de Areas Parciales:

COTA (msnm)	A. PARCIAL (%)
3089.00	0.00
3239.00	5.06
3359.00	3.32
3509.00	5.31
3661.00	5.31
3815.00	33.22
3965.00	19.97
4115.00	16.00
4285.00	11.81

Grafico N° 03: Poligono de Frecuencias



Altitud mas Frecuente:
Porcentaje de Incidencia:

3.- PARAMETROS DE FORMA:

Esta característica es importante porque se relaciona con el tiempo de concentración. (Tiempo en que una gota de agua en viajar desde el extremo de la cuenca hasta llegar a la desembocadura de la misma). Para determinar la forma de cuenca se debe determinar los siguientes:

3.1.- Cálculo del Indice de Gravelius (K):

El Indice de Gravelious (K):

$$K = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Donde :

P =	Perímetro de la cuenca en Km	5.86	Km
A =	Area de la cuenca en Km2	1.51	Km2

Entonces:

K = 1.3453

Como el valor de K se encuentra entre los rangos de 1.00 - 1.25, la forma de la cuenca es REDONDA, en caso contrario Alargada

3.2.- Cálculo del Rectángulo Equivalente:

Rectángulo Equivalente:

Lado Mayor =

$$L = \frac{K\sqrt{A}}{1.12}\left(1+\sqrt{1-\left(\frac{1.12}{K}\right)^2}\right)$$

Lado Menor

$$l = \frac{K\sqrt{A}}{1.12}\left(1-\sqrt{1-\left(\frac{1.12}{K}\right)^2}\right)$$

Donde:

K =	Coeficiente de Compacidad o Indice de Gravelious	1.3453
A =	Area de la cuenca en Km2	1.51

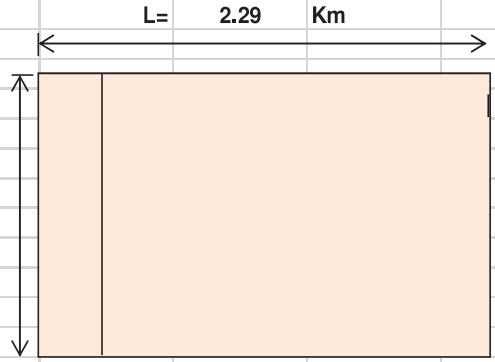
$\frac{K\sqrt{A}}{1.12}$ = 1.476 ***(1.12/K)^2 =*** 0.693 $\left(\sqrt{1-\left(\frac{1.12}{K}\right)^2}\right)$ = 0.554

L = 2.294

l = 0.658

Cuadro N° 03: Rectangulo Equivalente

Cota (msnm)	Area Parcial ai (Km2)	Ancho, ci (Km)
3089.00	0.00	0.00
3239.00	0.08	0.12
3359.00	0.05	0.08
3509.00	0.08	0.12
3661.00	0.08	0.12
3815.00	0.50	0.76
3965.00	0.30	0.46
4115.00	0.24	0.37
4285.00	0.18	0.27
	Suma ci= L=	2.29



3.3.- Cálculo del Factor Forma:

El Factor de Forma expresa la relación entre el ancho medio de la cuenca (B) y la longitud de la cuenca (L) medida desde la salida o desembocadura hasta el límite de la cuenca en la dirección del cauce más largo. La forma de la cuenca afecta las características de los hidrogramas de escorrentía y las descargas máximas. El Factor de Forma se ha definido para describir la influencia de la forma de la cuenca en el drenaje de la misma, por medio de un solo valor numérico. Valores bajos corresponden a cuencas estrechas y alargadas donde existe menos probabilidad de ocurrencia de lluvias intensas que cubran todo el área por lo que esta menos expuesta a inundaciones.

Factor Forma:

$$F_f = \frac{l}{L} = \frac{A}{L^2}$$

Donde:

l =	Lado menor del rectángulo equivalente	0.66	Km
L =	Lado mayor del rectángulo equivalente	2.29	Km
A =	Area de la cuenca	1.51	Km2
	Ff =	0.287	
		0.287	

4.0.- Sistema de Drenaje:

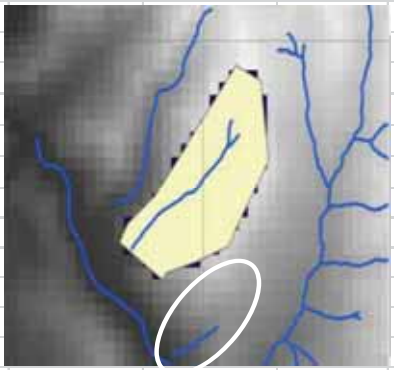
El drenaje de una cuenca, en síntesis es la como es evacuada el agua caída dentro de los límites de la cuenca.
El sistema de drenaje está constituido por el río principal y sus tributarios.

5.0.- clasificacion de las correinte de agua
corrientes intenitentes.-

son corrientes temporales, aparecen en epocas de lluvia y desaparecen en epocas de estiaje

orden de las corrientes de agua

Refleja el grado de ramificación o bifurcación dentro de una cuenca.
Corrientes de 1er orden: Pequeños canales que no tiene tributarios.
Corrientes de 2do orden: Cuando dos corrientes de 1er orden se unen.
Corrientes de 3er orden: Cuando dos corrientes de 2do orden se unen.



Orden	Longitud (km)
1	1.24
2	0.00
3	0.00

5.1.- Cálculo de la Densidad de Drenaje:

La Densidad de Drenaje representa la relación entre la longitud total de los cauces dentro de la cuenca, dividida entre el área de la cuenca.
Una Densidad de Drenaje alta (3.5 km/km2) es característica de una cuenca bien drenada que debería responder relativamente rápido a la precipitación; una cuenca con baja Densidad de Drenaje (0.50 km/km2) refleja un área pobremente drenada con respuesta hidrológica lenta.

Densidad de Drenaje:

$$D_d = \frac{L_i}{A}$$

Donde:

L =	Longitud del cauce principal	1.24	Km
	Longitud de cauces aportantes	0.00	Km
Li =	Longitud total de ríos	**1.24**	
A=	Area de la Cuenca	**1.51**	Km2
	Dd =	0.82	

5.2.- Cálculo de la Frecuencia de los Ríos:

Frecuencia de los Ríos: Fr = Nº cauces/A — Nº Cauces = 1

Fr = 0.662

5.3.- Cálculo de la Extensión media del Escurrimiento Superficial (Es):

Se define como la distancia media en que el agua de lluvia tendría que escurrir sobre los terrenos de una cuenca, en caso de que la escorrentía se diese en línea recta desde donde cayó la lluvia cayó hasta el punto más próximo al lecho de una corriente cualquiera de la cuenca.

Extensión media del Escurrimiento Superficial — Es = A/4Li

Es = 0.304

5.4.- Cálculo del Tiempo de Concentración (Tc), Según Kirpich

Tiempo de Concentración (Tc)

$$Tc = \left(\frac{0.87\,L^3}{H}\right)^{0.385}$$

0.001387

Tc (Horas) = 0.079

Tc (Min) = 4.763

6.- OTROS PARAMETROS :

6.1 - Cálculo del Indice de Pendiente (Ip)

$$I_p = \sum_{i=1}^{n} \sqrt{\beta_i (a_i - a_{i-1})}\,\frac{1}{\sqrt{L}}$$

Indice de Pendiente (Ip):

$$\beta_i = \frac{A_i}{A_t}$$

Cuadro N° 04: Cuadro para el calculo de Indice de pendiente — 1/(L)^0.5 — 0.66029549

Ai 1	Bi = Ai/At 2	ai - ai-1 3	Bi* (ai -Ai-1) 4	Raíz (4) 5	5 * 1/(L)^0.5 6
0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00
0.08	0.05	150.00	7.60	2.76	1.82
0.05	0.03	120.00	3.99	2.00	1.32
0.08	0.05	150.00	7.96	2.82	1.86
0.08	0.05	152.00	8.07	2.84	1.88
0.50	0.33	154.00	51.15	7.15	4.72
0.30	0.20	150.00	29.96	5.47	3.61
0.24	0.16	150.00	24.00	4.90	3.23
0.18	0.12	170.00	20.07	4.48	2.96
1.51				***Ip =***	**21.40670**

6.2.- Cálculo de la Pendiente de la Cuenca

$$S = \frac{H}{L}$$

H = 1,196.00

L= 2,293.63

S = 0.5214

52.144 %

Teniendo el registro de precipitación mensual de cuatro estaciones meteorológicas ubicadas en la cuenca de estudio o circundantes a la misma se realizara los siguientes cálculos: análisis de consistencia. (dibujo de histograma, análisis de doble masa, análisis estadístico).

1.- Estacion de Parayoc
2.- Estacion de kayra

8.1.3 Obtención del tiempo de concentración

- **Obtención de tiempo de concentración microcuenca principal de comunidad Ccoyaraqui.**

Se usaron cuatro métodos para hallar el tiempo de concentración óptimo. Es así que para el tramo más largo que recorre el flujo dentro de la zona de estudio se obtuvo los siguientes datos:

Cuadro 47: ***Datos topográficos de la Zona de estudio***

ZONA DE ESTUDIO		
DATOS		UNIDAD
Cota Máxima	4500.00	m.s.n.m.
Cota Mínima	3100.00	m.s.n.m.
Longitud	4.20	km.
Area (A)	6.950	km2
Pendiente media	32.3%	

Luego se realizó el cálculo del tiempo de concentración por los diferentes Métodos

MÉTODO KIRPICH

$$t_c = 0.01947 * L^{0.77} * S^{-0.385}$$

Dónde:

Tc: tiempo de concentración (min).

L: longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida (m)

S: pendiente promedio de la cuenca (m/m)

Operando con la fórmula de Kirpich obtenemos el Tiempo de Concentración para la zona de estudio.

Cuadro 48: ***Tiempo de concentración de la zona de estudio – Método Kirpich***

ZONA DE ESTUDIO	
ITEM	UNIDAD
Pendiente s=	0.323 m/m.
Longitud L=	3.85 Km
Tiempo de concentración tc =	18.35 min

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

MÉTODO CALIFORNIA CULVERTS PRACTICE

$$t_c = 0.0195 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$$

Dónde:

Tc: tiempo de concentración (min).

L: longitud del curso de agua más largo (m).

H: diferencia de nivel entre divisoria de aguas y salida (m).

Operando con la fórmula de California Culverts Practice obtenemos el Tiempo de Concentración para la zona 01.

*Cuadro 49: **Tiempo de concentración de la zona de estudio – Método California Culverts Practice***

ZONA DE ESTUDIO		
ITEM		UNIDAD
Pendiente	s=	0.323 m/m.
Longitud	L=	3.85 Km
Tiempo de concentración	tc =	18.35 min

MÉTODO FEDERAL AVIATION ADMINISTRATION

$$t_c = 0.7035 * \frac{(1.1 - C) * L^{0.50}}{S^{0.333}}$$

Dónde:

Tc: tiempo de concentración (min).
C: Coeficiente de escorrentía del método racional.
C=0.58
L: longitud de flujo superficial (m).
S: pendiente de la superficie (m/m).
Operando con la fórmula de Federal Aviation Administration obtenemos el Tiempo de Concentración para la zona 01.

*Tabla 16: **Coeficientes de escorrentía método racional- drenaje pluvial***

Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional.

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

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

Tabla 16: Tiempo de concentración de la zona de Estudio – Método Federal Aviation Administration

$$t_c = 0.7035 * \frac{(1.1 - C) * L^{0.50}}{S^{0.333}}$$

ZONA DE ESTUDIO		
ITEM		UNIDAD
Pendiente	s=	0.323m/m.
Longitud	L=	3.85 Km
Tiempo de concentración	tc =	40.51 min

MÉTODO RACIONAL MODIFICADO

A) Tiempo de Concentración (Tc)

$$Tc = 0.3(L/S^{0.25})^{0.76}$$

Donde:

L= Longitud del cauce mayor (km)

S= Pendiente promedio del cauce mayor (m/m)

Tc= Tiempo de concentración (horas)

ZONA DE ESTUDIO	
ITEM	UNIDAD
Pendiente s=	0.323m/m.
Longitud L=	3.85 Km
Tiempo de concentración tc =	62.16 min

Cuadro 50: De los resultados obtenidos. Tomamos como tiempo de concentración al promedio de los resultados Ccoyaraqui.

Tiempo de concentración tc =	18.34 min
Tiempo de concentración tc =	18.35 min
Tiempo de concentración tc =	40.51 min
Tiempo de concentración tc =	62.15 min
Tc promedio	34.84 min

Tc=34.84 min

- **Obtención de tiempo de concentración microcuenca de comunidad ccollotaro.**

Se usaron cuatro métodos para hallar el tiempo de concentración óptimo. Es así que para el tramo más largo que recorre el flujo dentro de la zona de estudio se obtuvo los siguientes datos:

Tabla 17: ***Datos topográficos de la Zona de estudio***

ZONA DE ESTUDIO		
DATOS		UNIDAD
Cota Máxima	4285.00	m.s.n.m.
Cota Mínima	3089.00	m.s.n.m.
Longitud de cauce	1.24	km.
Area (A)	1.51	km2
Pendiente media	96.45%	

Luego se realizó el cálculo del tiempo de concentración por los diferentes Métodos

MÉTODO KIRPICH

$$t_c = 0.01947 * L^{0.77} * S^{-0.385}$$

Dónde:

Tc: tiempo de concentración (min).

L: longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida (m)

S: pendiente promedio de la cuenca (m/m)

Operando con la fórmula de Kirpich obtenemos el Tiempo de Concentración para la zona de estudio.

Tabla 18: ***Tiempo de concentración de la zona de estudio – Método Kirpich***

ZONA DE ESTUDIO	
ITEM	UNIDAD
Pendiente s=	0.9645 m/m.
Longitud L=	1.24 Km
Tiempo de concentración tc =	4.76 min

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

MÉTODO CALIFORNIA CULVERTS PRACTICE

$$t_c = 0.0195 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$$

Dónde:

Tc: tiempo de concentración (min).

L: longitud del curso de agua más largo (m).

H: diferencia de nivel entre divisoria de aguas y salida (m).

Operando con la fórmula de California Culverts Practice obtenemos el Tiempo de Concentración para la zona 01.

Tabla 19: ***Tiempo de concentración de la zona de estudio – Método California Culverts Practice***

ZONA DE ESTUDIO	
ITEM	UNIDAD
Pendiente s=	0.9645 m/m.
Longitud L=	1.24 Km
Tiempo de concentración tc =	4.75 min

MÉTODO FEDERAL AVIATION ADMINISTRATION

$$t_c = 0.7035 * \frac{(1.1 - C) * L^{0.50}}{S^{0.333}}$$

Dónde:

Tc: tiempo de concentración (min).
C: Coeficiente de escorrentía del método racional.
C=0.58
L: longitud de flujo superficial (m).
S: pendiente de la superficie (m/m).
Operando con la fórmula de Federal Aviation Administration obtenemos el Tiempo de Concentración para la zona 01.

*Tabla 20: **Coeficientes de escorrentía método racional***

Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional.

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

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

Tabla 20: Tiempo de concentración de la zona de Estudio – Método Federal Aviation Administration

$$t_c = 0.7035 * \frac{(1.1 - C) * L^{0.50}}{S^{0.333}}$$

ZONA DE ESTUDIO		
ITEM		UNIDAD
Pendiente	s=	0.9645m/m.
Longitud	L=	1.24 Km
Tiempo de concentración	tc =	12.79 min

MÉTODO RACIONAL MODIFICADO

A) Tiempo de Concentración (Tc)

$$Tc = 0.3(L/S^{0.25})^{0.76}$$

Donde:

L= Longitud del cauce mayor (km)

S= Pendiente promedio del cauce mayor (m/m)

Tc= Tiempo de concentración (horas)

ZONA DE ESTUDIO	
ITEM	UNIDAD
Pendiente s=	0.522m/m.
Longitud L=	1.24 Km
Tiempo de concentración tc =	23.99 min

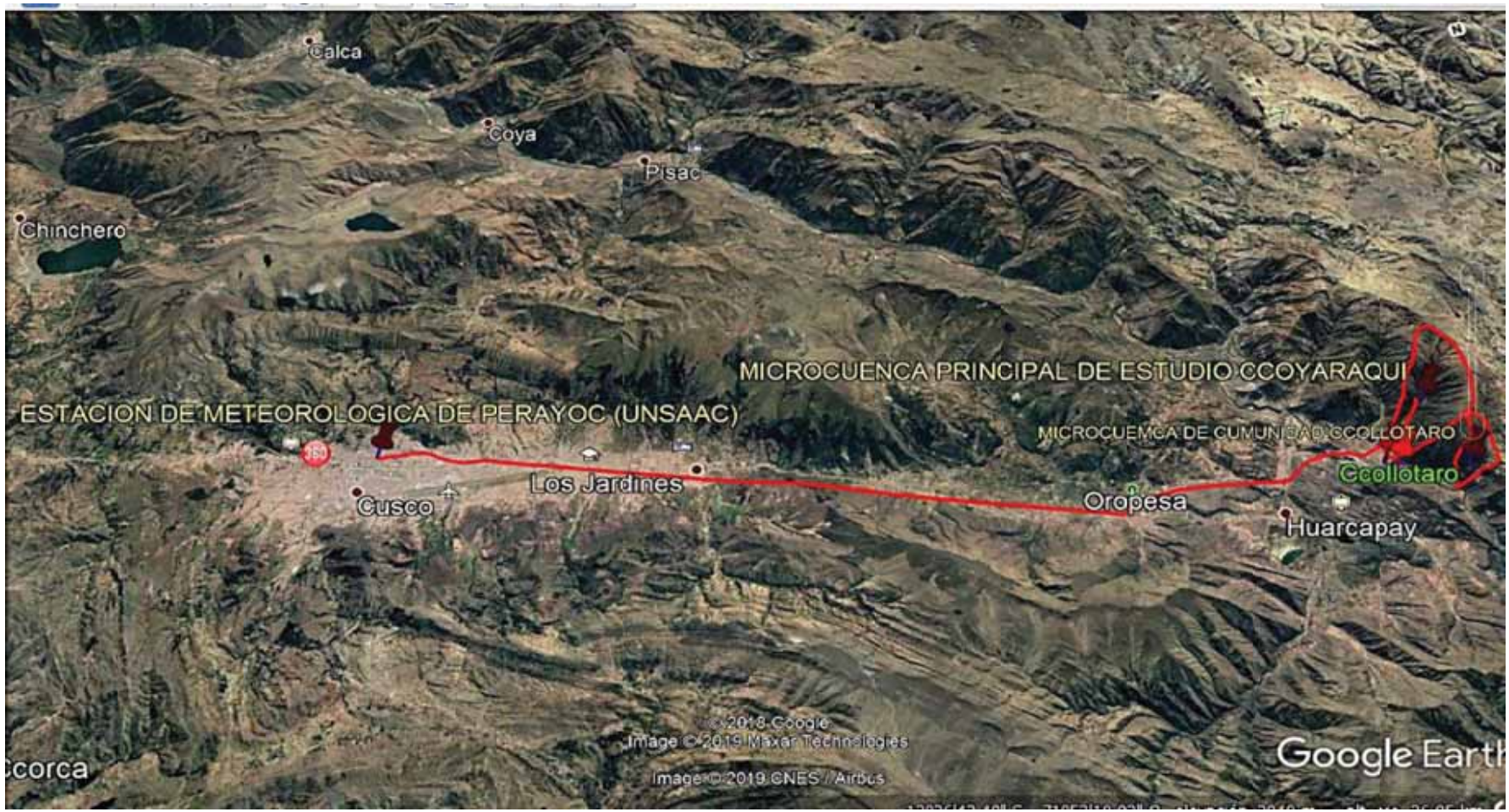
Cuadro 51:De los resultados obtenidos. Tomamos como tiempo de concentración al promedio de los resultados- Ccollotaro.

Tiempo de concentración tc =	4.76 min
Tiempo de concentración tc =	4.76 min
Tiempo de concentración tc =	12.79 min
Tiempo de concentración tc =	23.99 min
Tc promedio	11.57 min

Tc=11.57 min

8.1.4 Análisis probabilístico de precipitaciones, microcuenca principal de comunidad. Ccoyaraqui.

Figura: 3.3.6.1 ubicación de la estacion meteorológica, distritos beneficiados y zona de proyecto- aplicación de regionalización de datos pluviométricos a microcuenca principal de estudio com. De Ccoyaraqui.



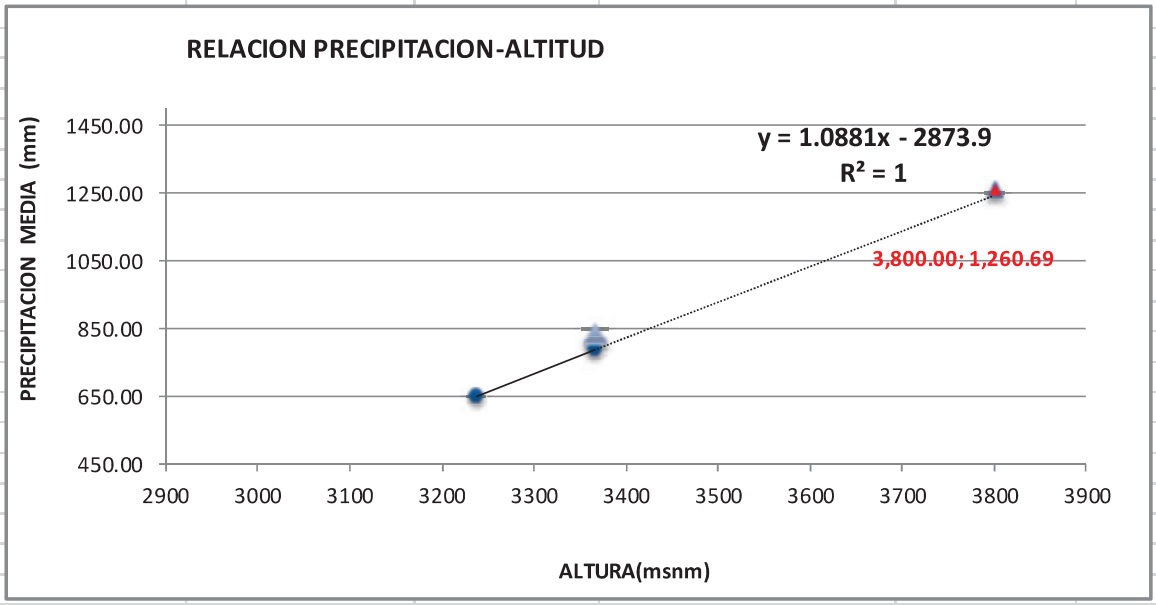
Fuente: propio

REGIONALIZACION DE DATOS PLUVIOMETRICOS, MICROCUENCA PRINCIPAL DE COM. CCOYARAQUI

La regionalización de datos permite calcular la precipitación media en la cuenca en estudio, se basa en la obtención del coeficiente de correlación simple, a partir de un estudio probabilístico entre las estaciones cercanas a la cuenca y la estación índice que en este caso es la estación de Perayoc.

METODO GRAFICO

Estacion	LATITUD	LONGITUD	Altitud (msnm)	Precipitacion media anual registrada (mm)
PERAYOC	13º31'16"	71º57'53"	3365	787.39
KAYRA	13°33'24.7"	71°52'29.8"	3238	649.21
PROYECTO			3800	1260.69
MEDIA			3301.50	718.30



PROYECTO	Altitud (msnm)	Precipitacion media anual (mm)
PROYECTO	3800	1260.69

Factor de Corrección, tomando en cuenta la altura sobre el nivel del mar de cada estación y las precipitaciones medias de las diferentes estaciones con la estación índice de Perayoc de la cual se poseen mayores datos, obteniéndose un valor de:

FACTOR DE REGIONALIZACION K= 1.60

ON RESPECTO A LA ESTACION PERAYOC (FIGURA 3.3.6.

- **análisis probabilístico de precipitaciones, microcuenca principal de comunidad. Ccoyaraqui.**

ANALISIS DE TORMENTA ESTACION PERAYOC , MICROCUENCA PRNCIPAL DE COMUNIDAD DE CCOYARAQUI.

NUM.	FECHA	HORA	Intervalo de tiempo (min)	Precipitación (mm)	Intensidad (mm/h)	INTENSIDADES MAXIMAS (mm/h)					INTENSIDAD MAXIMA ANUAL				
		INICIO - FIN				10min	30min	60min	120min	240min	10min	30min	60min	120min	240min
1	19/03/1965	23h15m - 24h00m	45	10.50	14.00	14.00	14.00	10.50	5.25	2.63	24.00	14.00	10.50	5.25	2.63
2	12/10/1965	18h30m - 18h45m	15	6.00	24.00	24.00	12.00	6.00	3.00	1.50					
3	05/03/1966	13h50m - 14h00m	10	7.80	46.80	46.80	15.60	7.80	3.90	1.95	46.80	15.60	7.80	3.90	1.95
4	16/11/1967	23h00m - 23h15m	15	8.10	32.40	32.40	21.07	15.40	7.70	3.85	32.40	21.07	15.40	7.70	3.85
5		23h15m - 24h00m	45	7.30	9.73										
6	13/12/1968	21h45m - 22h00m	15	9.50	38.00	38.00	20.33	11.50	6.75	3.38	38.00	20.33	11.50	6.75	3.38
7		22h00m - 23h30m	90	4.00	2.67										
8	12/01/1969	20h00m - 20h10m	10	2.00	12.00	12.00	11.60	11.50	6.73	4.04	20.80	11.60	11.50	6.73	4.04
9		20h10m - 21h00m	50	9.50	11.40										
10		21h00m - 22h00m	60	1.50	1.50										
11		22h00m - 24h00m	120	3.90	1.95										
12	11/02/1969	21h00m - 21h15m	15	5.20	20.80	20.80	11.20	6.40	3.20	1.60					
13		21h15m - 22h00m	45	0.00	0.00										
14		22h00m - 22h45m	45	1.20	1.60										
15	29/12/1970	15h50m - 16h00m	10	7.30	43.80	43.80	29.47	24.78	15.58	9.41	43.80	29.47	24.78	15.58	9.41
16		16h00m - 16h30m	30	11.15	22.30										
17		16h30m - 17h00m	30	9.50	19.00										
18		17h00m - 17h15m	15	0.00	0.00										
19		17h15m - 17h30m	15	1.50	6.00										
20		17h30m - 17h35m	5	1.70	20.40										
21		17h35m - 17h50m	15	0.00	0.00										
22		17h50m - 18h00m	10	6.50	39.00										
23	18/01/1971	18h00m - 18h30m	30	11.50	23.00	23.00	23.00	13.50	8.21	4.80	23.00	23.00	13.50	8.21	4.80
24		18h30m - 19h30m	60	4.00	4.00										
25		19h30m - 21h30m	120	3.70	1.85										
26	26/01/1971	21h30m - 23h30m	120	5.00	2.50	22.40	22.40	12.45	7.48	4.05					
27		23h30m - 24h00m	30	11.20	22.40										
28	23/11/1972	19h30m - 20h00m	30	12.50	25.00	25.00	25.00	15.00	9.82	5.98	25.00	25.00	15.00	9.82	5.98
29		20h00m - 21h00m	60	5.00	5.00										
30		21h00m - 22h30m	90	6.40	4.27										
31	09/11/1973	00h00m - 22h45m	1365	0.00	0.00	13.44	13.44	13.44	8.40	4.20	13.44	13.44	13.44	8.40	4.20
32		22h45m - 24h00m	75	16.80	13.44										
33	14/02/1974	15h00m - 15h10m	10	9.00	54.00	54.00	29.60	18.80	9.40	4.70	54.00	29.60	18.80	9.40	4.70
34		15h10m - 15h45m	35	0.00	0.00										
35		15h45m - 16h00m	15	5.00	20.00										
36		16h00m - 16h30m	30	4.80	9.60										
37		16h30m - 23h00m	210	0	0										
38		23h00m - 24h00m	60	2.00	2.00										
39	13/10/1974	21h30m - 21h45m	15	4.00	16.00	16.00	15.00	7.50	3.75	1.88					
40		21h45m - 22h00m	15	3.50	14.00										
41	15/10/1974	09h30m - 09h45m	15	5.00	20.00	20.00	10.00	5.00	2.50	1.25					
42	21/10/1974	17h00m - 18h00m	60	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	5.00	2.50					
43	15/02/1975	22h00m - 22h05m	5	1.50	18.00	12.00	8.00	7.00	5.30	2.65	12.00	8.00	7.00	5.30	2.65
44		22h05m - 22h15m	10	0.50	3.00										
45		22h15m - 22h45m	30	1.50	3.00										
46		22h45m - 23h45m	60	6.00	6.00										
47		23h45m - 24h00m	15	1.10	4.40										
48	27/09/1975	10h30m - 11h00m	30	1.00	2.00	2.00	2.00	1.50	1.00	0.50					
49		18h00m - 19h00m	60	1.00	1.00										
50		19h00m - 24h00m	300	0.00	0.00										
51	12/12/1976	00h00m - 16h30m	990	0.00	0.00	5.48	5.48	5.48	5.48	5.48	12.00	11.00	8.90	5.80	5.48
52		16h30m - 23h00m	390	35.60	5.48										
53		23h00m - 24h00m	60	0.00	0.00										
54	12/04/1976	03h00m - 03h05m	5	1.00	12.00	12.00	11.00	8.90	5.80	2.90					
55		03h05m - 03h15m	10	2.00	12.00										
56		03h15m - 03h45m	30	5.00	10.00										
57		03h45m - 04h45m	60	3.60	3.60										
58	13/02/1977	13h15m - 13h20m	5	2.00	24.00	18.60	14.60	10.80	6.38	3.53	20.00	20.00	17.50	14.17	7.50
59		13h20m - 13h30m	10	2.00	12.00										
60		13h30m - 13h45m	15	3.30	13.20										
61		13h45m - 14h00m	15	3.00	12.00										
62		14h00m - 15h00m	60	2.00	2.00										
63		15h00m - 16h00m	60	1.80	1.80										
64	17/11/1977	00h00m - 17h00m	1020	0.00	0.00	20.00	20.00	17.50	14.17	7.50					
65		17h00m - 17h40m	40	10.00	15.00										
66		17h40m - 18h10m	30	10.00	20.00										
67		18h10m - 19h10m	60	10.00	10.00										
68		19h10m - 24h00m	290	0.00	0.00										
69	25/11/1978	00h00m - 08h00m	480	0.00	0.00	6.43	6.43	6.43	6.43	6.43	6.43	6.43	6.43	6.43	6.43
70		08h00m - 12h45m	285	0.30	0.06										
71		12h45m - 21h00m	495	0.00	0.00										
72		21h00m - 03h00m	360	38.60	6.43										

ANALISIS DE TORMENTA ESTACION PERAYOC , MICROCUENCA PRNCIPAL DE COMUNIDAD DE CCOYARAQUI.

NUM.	FECHA	HORA	Intervalo de tiempo (min)	Precipitación (mm)	Intensidad (mm/h)	INTENSIDADES MAXIMAS (mm/h)					INTENSIDAD MAXIMA ANUAL				
		INICIO - FIN				10min	30min	60min	120min	240min	10min	30min	60min	120min	240min
73	13/01/1979	02h00m - 02h05m	5	3.00	36.00	24.30	15.20	11.53	8.62	5.03					
74		02h05m - 02h15m	10	2.10	12.60										
75		02h15m - 04h00m	105	10.00	5.71										
76		04h00m - 04h30m	30	5.00	10.00										
77	11/12/1979	00h00m - 11h45m	705	0.00	0.00	36.00	31.50	23.80	15.55	7.78					
78		11h45m - 12h10m	25	5.50	13.20						36.00	31.50	23.80	15.55	7.78
79		12h10m - 12h30m	20	9.00	27.00										
80		12h30m - 12h45m	15	9.00	36.00										
81		12h45m - 13h10m	25	5.80	13.92										
82		13h10m - 17h35m	265	0.00	0.00										
83		17h35m - 17h45m	10	1.80	10.80										
84		17h45m - 24h00m	375	0.00	0.00										
85	03/10/1980	00h00m - 08h20m	500	0.00	0.00	36.00	25.20	15.36	8.31	4.45					
86		08h20m - 09h45m	85	2.00	1.41										
87		09h45m - 11h00m	75	0.00	0.00										
88		11h00m - 11h45m	45	0.80	1.07						36.00	25.20	15.36	8.31	4.45
89		11h45m - 21h50m	605	0.00	0.00										
90		21h50m - 22h15m	25	6.00	14.40										
91		22h15m - 22h30m	15	9.00	36.00										
92		22h30m - 24h00m	90	0.00	0.00										
93	13/10/1981	17h50m - 18h15m	25	10.00	24.00	24.00	20.00	10.00	5.00	2.50	24.00	20.00	10.00	5.00	2.50
94	24/03/1982	20h15m - 20h30m	15	6.00	24.00	24.00	15.35	11.03	6.35	3.18					
95		20h30m - 21h30m	60	6.70	6.70										
96	17/11/1982	07h15m - 07h30m	15	8.00	32.00	64.00	34.00	17.00	8.50	4.25					
97		07h30m - 07h55m	25	0.00	0.00						64.00	34.00	17.00	8.50	4.25
98		07h55m - 08h00m	5	8.00	96.00										
99		08h00m - 08h20m	20	0.00	0.00										
100		08h20m - 08h30m	10	1.00	6.00										
101	04/12/1983	00h00m - 04h00m	240	0.00	0.00	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50					
102		04h00m - 05h00m	60	0.20	0.20										
103		05h00m - 20h00m	900	0.00	0.00										
104		20h00m - 24h00m	240	30.00	7.50						7.50	7.50	7.50	7.50	7.50
105	29/12/1983	18h30m - 20h20m	110	13.00	7.09	7.09	7.09	7.09	6.50	3.25					
106	03/10/1983	19h45m - 20h15m	30	2.60	5.20	5.20	5.20	5.09	5.03	2.83					
107		20h15m - 22h00m	105	8.70	4.97										
108	14/01/1984	01h00m - 02h00m	60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	2.30	1.15					
109	12/02/1984	04h45m - 05h45m	60	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	9.50	4.75					
110	02/04/1984	17h50m - 18h45m	55	16.20	17.67	17.67	17.67	16.20	8.10	4.05	19.00	19.00	19.00	9.50	4.75
111	18/04/1984	12h30m - 14h00m	90	12.50	8.33	8.33	8.33	8.33	6.25	3.13					
112	17/10/1984	23h00m - 23h15m	75	7.40	5.92	5.92	5.92	5.92	3.70	1.85					
113	29/10/1984	14h00m - 14h50m	50	4.80	5.76	5.76	5.76	4.80	2.40	1.20					
114	14/01/1985	15h15m - 15h30m	15	9.50	38.00	38.00	19.00	9.50	4.75	2.38					
115	16/02/1985	16h00m - 16h15m	15	2.80	11.20	11.20	5.60	2.80	1.40	0.70	38.00	19.00	9.60	4.80	2.40
116	04/10/1985	07h45m - 08h30m	45	9.60	12.80	12.80	12.80	9.60	4.80	2.40					
117	24/11/1986	01h00m - 01h50m	50	7.10	8.52	8.52	8.52	7.10	3.55	1.78	8.52	8.52	7.10	3.55	1.78
118	04/01/1987	14h50m - 15h15m	25	1.20	2.88	2.88	2.88	1.20	0.60	0.30					
119	06/01/1987	02h10m - 04h15m	125	9.80	4.70	4.70	4.70	4.70	4.70	2.45					
120	22/01/1987	21h30m - 22h00m	30	3.50	7.00	7.00	7.00	3.50	1.75	0.88					
121	31/01/1987	20h20m - 20h55m	35	7.40	12.69	12.69	12.69	7.40	3.70	1.85	12.69	12.69	7.40	4.70	2.45
122	07/03/1987	15h30m - 15h55m	25	4.40	10.56	10.56	8.80	4.40	2.20	1.10					
123	12/10/1987	14h20m - 15h05m	45	7.00	9.33	9.33	9.33	7.00	3.50	1.75					
124	14/12/1987	19h40m - 21h00m	80	9.40	7.05	7.05	7.05	7.05	4.70	2.35					
125	01/01/1988	16h00m - 16h40m	40	5.40	8.10	8.10	8.10	5.40	2.70	1.35					
126	10/01/1988	22h10m - 22h40m	30	5.60	11.20	11.20	11.20	5.60	2.80	1.40					
127	02/02/1988	02h50m - 03h10m	20	7.00	21.00	21.00	14.00	7.00	3.50	1.75					
128	23/03/1988	12hj50m - 13h00m	10	4.00	24.00	24.00	8.00	4.00	2.00	1.00	24.00	14.00	9.50	8.25	4.13
129	28/03/1988	13h50m - 14h50m	60	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	4.75	2.38					
130	22/11/1988	17h55m - 18h05m	10	2.20	13.20	13.20	4.40	2.20	1.10	0.55					
131	24/12/1988	00h00m - 02h00m	120	16.50	8.25	8.25	8.25	8.25	8.25	4.13					
132	05/01/1989	16h10m - 16h50m	40	10.00	15.00	15.00	15.00	10.00	5.00	2.50	26.70	17.80	10.00	5.00	2.50
133	03/11/1989	20h50m - 21h10m	20	8.90	26.70	26.70	17.80	8.90	4.45	2.23					
134	07/01/1990	15h45m - 16h15m	30	10.00	20.00	20.00	20.00	13.60	6.80	3.40					
135		16h15m - 16h45m	30	3.60	7.20										
136	12/01/1990	00h10m - 00h25m	15	10.60	42.40	42.40	29.30	21.40	10.70	5.35					
137		00h30m - 01h10m	40	10.80	16.20						42.40	29.30	21.40	10.70	5.35
138	17/01/1990	12h50m - 13h10m	20	5.20	15.60	15.60	10.40	5.20	2.60	1.30					
139	07/04/1990	18h55m - 19h10m	15	10.40	41.60	41.60	20.80	10.40	5.20	2.60					
140	17/11/1990	18h50m - 19h10m	20	4.70	14.10	14.10	9.40	4.70	2.35	1.18					
141	01/01/1991	16h10m - 16h45m	35	18.10	31.03	31.03	31.03	18.10	9.05	4.53					
142	17/01/1991	23h30m - 24h00m	30	14.00	28.00	28.00	28.00	14.00	7.00	3.50					
143	01/03/1991	15h30m - 15h55m	25	7.20	17.28	17.28	14.40	7.20	3.60	1.80	31.03	31.03	18.10	9.05	4.53
144	23/03/1991	22h05m - 22h30m	25	8.50	20.40	20.40	17.00	8.50	4.25	2.13					
145	01/11/1991	16h00m - 16h50m	40	10.10	15.15	15.15	15.15	10.10	5.05	2.53					

ANALISIS DE TORMENTA ESTACION PERAYOC , MICROCUENCA PRNCIPAL DE COMUNIDAD DE CCOYARAQUI.

NUM.	FECHA	HORA	Intervalo de tiempo (min)	Precipitación (mm)	Intensidad (mm/h)	INTENSIDADES MAXIMAS (mm/h)					INTENSIDAD MAXIMA ANUAL				
		INICIO - FIN				10min	30min	60min	120min	240min	10min	30min	60min	120min	240min
146	03/01/1992	21h10m - 21h40m	30	7.20	14.40	14.40	14.40	7.20	3.60	1.80					
147	04/01/1992	18h10m - 19h00m	50	3.60	4.32	4.32	4.32	3.60	1.80	0.90					
148	13/01/1992	14h55m - 15h10m	15	5.80	23.20	23.20	11.60	5.80	2.90	1.45					
149	27/01/1992	18h20m - 18h55m	35	9.80	16.80	16.80	16.80	9.80	4.90	2.45					
150	14/03/1992	21h20m - 21h30m	10	7.00	42.00	42.00	14.00	7.00	3.50	1.75					
151	02/11/1992	13h30m - 14h05m	35	7.20	12.34	12.34	12.34	7.20	3.60	1.80	42.00	20.60	10.30	5.15	2.58
152	05/11/1992	17h15m - 17h45m	30	10.30	20.60	20.60	20.60	10.30	5.15	2.58					
153	27/11/1992	22h50m - 23h00m	10	5.30	31.80	31.80	10.60	5.30	2.65	1.33					
154	03/12/1992	01h50m - 02h05m	15	2.30	9.20	9.20	4.60	2.30	1.15	0.58					
155	14/12/1992	14h05m - 14h50m	45	8.80	11.73	11.73	11.73	8.80	4.40	2.20					
156	28/12/1992	20h10m - 20h40m	30	4.90	9.80	9.80	9.80	4.90	2.45	1.23					
157	12/01/1993	14h50m - 15h05m	15	5.80	23.20	23.20	11.60	5.80	2.90	1.45					
158	15/03/1993	13h30m - 14h05m	35	6.60	11.31	11.31	11.31	6.60	3.30	1.65					
159	19/10/1993	13h00m - 13h10m	10	5.50	33.00	33.00	11.00	5.50	2.75	1.38	33.00	16.70	16.70	16.70	8.35
160	03/12/1993	21h20m - 21h50m	30	7.80	15.60	15.60	15.60	7.80	3.90	1.95					
161	11/12/1993	14h00m - 14h40m	40	7.20	10.80	10.80	10.80	5.40	2.70	1.35					
162	30/12/1993	19h00m - 21h00m	120	33.40	16.70	16.70	16.70	16.70	16.70	8.35					
163	04/11/1994	16h00m - 16h30m	30	14.20	28.40	28.40	28.40	14.20	7.10	3.55	28.40	28.40	14.20	7.10	3.55
164	24/03/1995	20h15m - 20h30m	15.00	6.00	24.00	24.00	15.35	11.03	6.35	3.18					
165		20h30m - 21h30m	60.00	6.70	6.70										
166	17/11/1995	07h15m - 07h30m	15.00	8.00	32.00	64.00	34.00	17.00	8.50	4.25					
167		07h30m - 07h55m	25.00	0.00	0.00						64.00	34.00	17.00	8.50	4.25
168		07h55m - 08h00m	5.00	8.00	96.00										
169		08h00m - 08h20m	20.00	0.00	0.00										
170		08h20m - 08h30m	10.00	1.00	6.00										
171	04/12/1996	00h00m - 04h00m	240.00	0.00	0.00	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50					
172		04h00m - 05h00m	60.00	0.20	0.20										
173		05h00m - 20h00m	900.00	0.00	0.00										
174		20h00m - 24h00m	240.00	30.00	7.50						7.50	7.50	7.50	7.50	7.50
175	29/12/1996	18h30m - 20h20m	110.00	13.00	7.09	7.09	7.09	7.09	6.50	3.25					
176	03/10/1996	19h45m - 20h15m	30.00	2.60	5.20	5.20	5.20	5.09	5.03	2.83					
177		20h15m - 22h00m	105.00	8.70	4.97										
178	14/01/1997	01h00m - 02h00m	60.00	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	2.30	1.15					
179	12/02/1997	04h45m - 05h45m	60.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	9.50	4.75					
180	02/04/1997	17h50m - 18h45m	55.00	16.20	17.67	17.67	17.67	16.20	8.10	4.05	29.60	19.00	19.00	9.50	4.75
181	18/04/1997	12h30m - 14h00m	90.00	12.50	8.33	8.33	8.33	8.33	6.25	3.13					
182	17/10/1997	23h00m - 23h15m	15.00	7.40	29.60	29.60	14.80	7.40	3.70	1.85					
183	29/10/1997	14h00m - 14h50m	50.00	4.80	5.76	5.76	5.76	4.80	2.40	1.20					
184	14/01/1998	07h45m - 08h30m	45.00	9.50	12.67	12.67	12.67	9.50	4.75	2.38					
185	16/02/1998	01h00m - 01h50m	50.00	2.80	3.36	3.36	3.36	2.80	1.40	0.70	23.04	19.20	9.60	4.80	2.40
186	14/10/1998	14h50m - 15h15m	25.00	9.60	23.04	23.04	19.20	9.60	4.80	2.40					
187	24/11/1999	01h00m - 01h50m	50.00	7.10	8.52	8.52	8.52	7.10	3.55	1.78	8.52	8.52	7.10	3.55	1.78
188	04/01/2000	14h50m - 15h15m	25.00	1.20	2.88	2.88	2.40	1.20	0.60	0.30					
189	06/01/2000	02h10m - 04h15m	125.00	9.80	4.70	4.70	4.70	4.70	4.70	2.45					
190	22/01/2000	21h30m - 22h00m	30.00	3.50	7.00	7.00	7.00	3.50	1.75	0.88					
191	31/01/2000	20h20m - 20h55m	35.00	7.40	12.69	12.69	12.69	7.40	3.70	1.85	12.69	12.69	7.40	4.70	2.45
192	07/03/2000	15h30m - 15h55m	25.00	4.40	10.56	10.56	8.80	4.40	2.20	1.10					
193	12/10/2000	14h20m - 15h05m	45.00	7.00	9.33	9.33	9.33	7.00	3.50	1.75					
194	14/12/2000	19h40m - 21h00m	80.00	9.40	7.05	7.05	7.05	7.05	4.70	2.35					
195	01/01/2001	16h00m - 16h40m	40.00	5.40	8.10	8.10	8.10	5.40	2.70	1.35					
196	10/01/2001	22h10m - 22h40m	30.00	5.60	11.20	11.20	11.20	5.60	2.80	1.40					
197	02/02/2001	02h45m - 03h10m	25.00	7.00	16.80	16.80	14.00	7.00	3.50	1.75					
198	23/03/2001	12h45m - 13h00m	15.00	4.00	16.00	16.00	8.00	4.00	2.00	1.00					
199	28/03/2001	13h50m - 14h50m	60.00	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	4.75	2.38	26.70	17.80	10.00	8.25	4.13
200	22/11/2001	17h55m - 18h05m	10.00	2.20	13.20	13.20	4.40	2.20	1.10	0.55					
201	24/12/2001	00h00m - 02h00m	120.00	16.50	8.25	8.25	8.25	8.25	8.25	4.13					
202	05/01/2001	16h10m - 16h50m	40.00	10.00	15.00	15.00	15.00	10.00	5.00	2.50					
203	03/11/2001	20h50m - 21h10m	20.00	8.90	26.70	26.70	17.80	8.90	4.45	2.23					
204	07/01/2002	15h45m - 16h15m	30.00	10.00	20.00	20.00	20.00	13.60	5.00	2.50					
205		16h15m - 16h45m	30.00	3.60	7.20										
206	12/01/2002	00h10m - 00h25m	15.00	10.60	42.40	42.40	29.30	21.40	10.70	5.35					
207		00h30m - 01h10m	40.00	10.80	16.20						42.40	29.30	21.40	10.70	5.35
208	17/01/2002	12h50m - 13h10m	20.00	5.20	15.60	15.60	10.40	5.20	2.60	1.30					
209	07/04/2002	18h55m - 19h10m	15.00	10.40	41.60	41.60	20.80	10.40	5.20	2.60					
210	17/11/2002	18h50m - 19h10m	20.00	4.70	14.10	14.10	9.40	4.70	2.35	1.18					
211	01/01/2003	16h10m - 16h45m	35.00	18.10	31.03	31.03	31.03	18.10	9.05	4.53					
212	17/01/2003	23h30m - 24h00m	30.00	14.00	28.00	28.00	28.00	14.00	7.00	3.50					
213	01/03/2003	15h30m - 15h55m	25.00	7.20	17.28	17.28	14.40	7.20	3.60	1.80	31.03	31.03	18.10	9.05	4.53
214	23/03/2003	22h05m - 22h30m	25.00	8.50	20.40	20.40	17.00	8.50	4.25	2.13					
215	01/11/2003	16h00m - 16h50m	50.00	10.10	12.12	12.12	12.12	10.10	5.05	2.53					
216	03/01/2004	21h10m - 21h40m	30.00	7.20	14.40	14.40	14.40	7.20	3.60	1.80					
217	04/01/2004	18h10m - 19h00m	50.00	3.60	4.32	4.32	4.32	3.60	1.80	0.90					
218	13/01/2004	14h55m - 15h10m	15.00	5.80	23.20	23.20	11.60	5.80	2.90	1.45					
219	27/01/2004	18h20m - 18h55m	35.00	9.80	16.80	16.80	16.80	9.80	4.90	2.45					
220	14/03/2004	21h20m - 21h30m	10.00	7.00	42.00	42.00	14.00	7.00	3.50	1.75					
221	02/11/2004	13h30m - 14h05m	35.00	7.20	12.34	12.34	12.34	7.20	3.60	1.80	42.00	20.60	10.30	5.15	2.58
222	05/11/2004	17h15m - 17h45m	30.00	10.30	20.60	20.60	20.60	10.30	5.15	2.58					
223	27/11/2004	22h50m - 23h00m	10.00	5.30	31.80	31.80	10.60	5.30	2.65	1.33					
224	13/12/2004	01h50m - 02h05m	15.00	2.30	9.20	9.20	4.60	2.30	1.15	0.58					
225	14/12/2004	14h05m - 14h50m	45.00	8.80	11.73	11.73	11.73	8.80	4.40	2.20					
226	28/12/2004	20h10m - 20h40m	30.00	4.90	9.80	9.80	9.80	4.90	2.45	1.23					
227	12/01/2005	14h50m - 15h05m	15.00	5.80	23.20	23.20	11.60	5.80	2.90	1.45					
228	15/03/2005	13h30m - 14h05m	35.00	6.60	11.31	11.31	11.31	6.60	3.30	1.65					
229	19/10/2005	13h00m - 13h10m	10.00	5.50	33.00	33.00	11.00	5.50	2.75	1.38	33.00	16.70	16.70	16.70	8.35
230	03/12/2005	21h20m - 21h50m	30.00	7.80	15.60	15.60	15.60	7.80	3.90	1.95					
231	11/12/2005	14h00m - 14h40m	40.00	7.20	10.80	10.80	10.80	7.20	3.60	1.80					
232	30/12/2005	19h00m - 21h00m	120.00	33.40	16.70	16.70	16.70	16.70	16.70	8.35					
233	04/11/2006	16h00m - 16h30m	30.00	14.20	28.40	28.40	28.40	14.20	7.10	3.55	28.40	28.40	14.20	7.10	3.55
234	13/12/2007	21h45m - 22h00m	15	9.50	38.00	38.00	20.33	11.50	6.75	3.38	38.00	20.33	11.50	6.75	3.38
235		22h00m - 23h30m	90	4.00	2.67										

ANALISIS DE TORMENTA ESTACION PERAYOC , MICROCUENCA PRNCIPAL DE COMUNIDAD DE CCOYARAQUI.

NUM.	FECHA	HORA	Intervalo de tiempo (min)	Precipitación (mm)	Intensidad (mm/h)	INTENSIDADES MAXIMAS (mm/h)					INTENSIDAD MAXIMA ANUAL				
		INICIO - FIN				10min	30min	60min	120min	240min	10min	30min	60min	120min	240min
236	12/01/2008	20h00m - 20h10m	10	2.00	12.00	12.00	11.60	11.50	6.73	4.04					
237		20h10m - 21h00m	50	9.50	11.40										
238		21h00m - 22h00m	60	1.50	1.50										
239		22h00m - 24h00m	120	3.90	1.95						20.80	11.60	11.50	6.73	4.04
240	11/02/2008	21h00m - 21h15m	15	5.20	20.80	20.80	11.20	6.40	3.20	1.60					
241		21h15m - 22h00m	45	0.00	0.00										
242		22h00m - 22h45m	45	1.20	1.60										
94	24/03/2009	20h15m - 20h30m	15	6.00	24.00	24.00	15.35	11.03	6.35	3.18					
95		20h30m - 21h30m	60	6.70	6.70										
96	17/11/2009	07h15m - 07h30m	12	8.00	40.00	96.00	34.00	17.00	8.50	4.25					
97		07h30m - 07h55m	25	0.00	0.00						96.00	34.00	17.00	8.50	4.25
98		07h55m - 08h00m	5	8.00	96.00										
99		08h00m - 08h20m	20	0.00	0.00										
100		08h20m - 08h30m	10	1.00	6.00										
243	29/12/2010	15h50m - 16h00m	10	7.30	43.80	43.80	29.47	24.78	15.58	9.41					
244		16h00m - 16h30m	30	11.15	22.30										
245		16h30m - 17h00m	30	9.50	19.00										
246		17h00m - 17h15m	15	0.00	0.00										
247		17h15m - 17h30m	15	1.50	6.00						43.80	29.47	24.78	15.58	9.41
248		17h30m - 17h35m	5	1.70	20.40										
249		17h35m - 17h50m	15	0.00	0.00										
250		17h50m - 18h00m	10	6.50	39.00										
251	18/01/2011	18h00m - 18h30m	30	11.50	23.00	23.00	23.00	13.50	8.21	4.80					
252		18h30m - 19h30m	60	4.00	4.00										
253		19h30m - 21h30m	120	3.70	1.85						23.00	23.00	13.50	8.21	4.80
254	26/01/2011	21h30m - 23h30m	120	5.00	2.50	22.40	22.40	12.45	7.48	4.05					
255		23h30m - 24h00m	30	11.20	22.40										
204	07/01/2012	15h45m - 16h15m	30.00	10.00	20.00	20.00	20.00	13.60	5.00	2.50					
205		16h15m - 16h45m	30.00	3.60	7.20										
206	12/01/2012	00h10m - 00h25m	15.00	10.60	42.40	42.40	29.30	21.40	10.70	5.35					
207		00h30m - 01h10m	40.00	10.80	16.20						42.40	29.30	21.40	10.70	5.35
208	17/01/2012	12h50m - 13h10m	20.00	5.20	15.60	15.60	10.40	5.20	2.60	1.30					
209	07/04/2012	18h55m - 19h10m	15.00	10.40	41.60	41.60	20.80	10.40	5.20	2.60					
210	17/11/2012	18h50m - 19h10m	20.00	4.70	14.10	14.10	9.40	4.70	2.35	1.18					
256	23/11/2013	19h30m - 20h00m	30	12.50	25.00	25.00	25.00	15.00	9.82	5.98					
257		20h00m - 21h00m	60	5.00	5.00						25.00	25.00	15.00	9.82	5.98
258		21h00m - 22h30m	90	6.40	4.27										
259	09/11/2014	00h00m - 22h45m	1365	0.00	0.00	13.44	13.44	13.44	8.40	4.20	13.44	13.44	13.44	8.40	4.20
260		22h45m - 24h00m	75	16.80	13.44										
261	14/02/2015	15h00m - 15h10m	10	9.00	54.00	54.00	29.60	18.80	9.40	4.70					
262		15h10m - 15h45m	35	0.00	0.00										
263		15h45m - 16h00m	15	5.00	20.00										
264		16h00m - 16h30m	30	4.80	9.60										
265		16h30m - 23h00m	210	0	0						54.00	29.60	18.80	9.40	4.70
266		23h00m - 24h00m	60	2.00	2.00										
267	13/10/2015	21h30m - 21h45m	15	4.00	16.00	16.00	15.00	7.50	3.75	1.88					
268		21h45m - 22h00m	15	3.50	14.00										
269	15/10/2015	09h30m - 09h45m	15	5.00	20.00	20.00	10.00	5.00	2.50	1.25					
270	21/10/2015	17h00m - 18h00m	60	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	5.00	2.50					
271	15/02/2016	22h00m - 22h05m	8	1.50	11.25	8.63	6.88	6.44	5.02	2.51					
272		22h05m - 22h15m	10	0.50	3.00										
273		22h15m - 22h45m	30	1.50	3.00										
274		22h45m - 23h45m	60	6.00	6.00										
275		23h45m - 24h00m	15	1.10	4.40						8.63	6.88	6.44	5.02	2.51
276	27/09/2016	10h30m - 11h00m	30	1.00	2.00	2.00	2.00	1.50	1.00	0.50					
277		18h00m - 19h00m	60	1.00	1.00										
278		19h00m - 24h00m	300	0.00	0.00										
279	12/12/2017	00h00m - 16h30m	990	0.00	0.00	5.48	5.48	5.48	5.48	5.48					
280		16h30m - 23h00m	390	35.60	5.48										
281		23h00m - 24h00m	60	0.00	0.00										
282	12/04/2017	03h00m - 03h05m	4	1.00	15.00	13.50	11.50	9.15	5.93	2.96	13.50	11.50	9.15	5.93	5.48
283		03h05m - 03h15m	10	2.00	12.00										
284		03h15m - 03h45m	30	5.00	10.00										
285		03h45m - 04h45m	60	3.60	3.60										
286	13/02/2018	13h15m - 13h20m	5	2.00	24.00	18.60	14.60	10.80	6.38	3.53					
287		13h20m - 13h30m	10	2.00	12.00										
288		13h30m - 13h45m	15	3.30	13.20										
289		13h45m - 14h00m	15	3.00	12.00										
290		14h00m - 15h00m	60	2.00	2.00										
291		15h00m - 16h00m	60	1.80	1.80						20.00	20.00	17.50	14.17	7.50
292	17/11/2018	00h00m - 17h00m	1020	0.00	0.00	20.00	20.00	17.50	14.17	7.50					
293		17h00m - 17h40m	40	10.00	15.00										
294		17h40m - 18h10m	30	10.00	20.00										
295		18h10m - 19h10m	60	10.00	10.00										
296		19h10m - 24h00m	290	0.00	0.00										

ESTACION METEREOLOGICA DE PERAYOC-UNSAAC						
num.	AÑO	INTENSIDAD MAXIMA ANUAL				
		10min	30min	60min	120min	240min
1	1965	24.00	14.00	10.50	5.25	2.63
2	1966	46.80	15.60	7.80	3.90	1.95
3	1967	32.40	21.07	15.40	7.70	3.85
4	1968	38.00	20.33	11.50	6.75	3.38
5	1969	20.80	11.60	11.50	6.73	4.04
6	1970	43.80	29.47	24.78	15.58	9.41
7	1971	23.00	23.00	13.50	8.21	4.80
8	1972	25.00	25.00	15.00	9.82	5.98
9	1973	13.44	13.44	13.44	8.40	4.20
10	1974	54.00	29.60	18.80	9.40	4.70
11	1975	12.00	8.00	7.00	5.30	2.65
12	1976	12.00	11.00	8.90	5.80	5.48
13	1977	20.00	20.00	17.50	14.17	7.50
14	1978	6.43	6.43	6.43	6.43	6.43
15	1979	36.00	31.50	23.80	15.55	7.78
16	1980	36.00	25.20	15.36	8.31	4.45
17	1981	24.00	20.00	10.00	5.00	2.50
18	1982	64.00	34.00	17.00	8.50	4.25
19	1983	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50
20	1984	19.00	19.00	19.00	9.50	4.75
21	1985	38.00	19.00	9.60	4.80	2.40
22	1986	8.52	8.52	7.10	3.55	1.78
23	1987	12.69	12.69	7.40	4.70	2.45
24	1988	24.00	14.00	9.50	8.25	4.13
25	1989	26.70	17.80	10.00	5.00	2.50
26	1990	42.40	29.30	21.40	10.70	5.35
27	1991	31.03	31.03	18.10	9.05	4.53
28	1992	42.00	20.60	10.30	5.15	2.58
29	1993	33.00	16.70	16.70	16.70	8.35
30	1994	28.40	28.40	14.20	7.10	3.55
31	1995	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
32	1996	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50
33	1997	29.60	19.00	19.00	9.50	4.75
34	1998	23.04	19.20	9.60	4.80	2.40
35	1999	8.52	8.52	7.10	3.55	1.78
36	2000	12.69	12.69	7.40	4.70	2.45
37	2001	26.70	17.80	10.00	8.25	4.13
38	2002	42.40	29.30	21.40	10.70	5.35
39	2003	31.03	31.03	18.10	9.05	4.53
40	2004	42.00	20.60	10.30	5.15	2.58
41	2005	33.00	16.70	16.70	16.70	8.35
42	2006	28.40	28.40	14.20	7.10	3.55
43	2007	38.00	20.33	11.50	6.75	3.38
44	2008	20.80	11.60	11.50	6.73	4.04
45	2009	96.00	34.00	17.00	8.50	4.25
46	2010	43.80	29.47	24.78	15.58	9.41
47	2011	23.00	23.00	13.50	8.21	4.80
48	2012	42.40	29.30	21.40	10.70	5.35
49	2013	25.00	25.00	15.00	9.82	5.98
50	2014	13.44	13.44	13.44	8.40	4.20
51	2015	54.00	29.60	18.80	9.40	4.70
52	2016	8.63	6.88	6.44	5.02	2.51
53	2017	13.50	11.50	9.15	5.93	5.48
54	2018	20.00	20.00	17.50	14.17	7.50

INTENSIDADES MAXIMAS ANUALES AFECTADOS POR EL FACTOR DE CORRECION (K)						
num.	AÑO	INTENSIDAD MAXIMA ANUAL				
		10min	30min	60min	120min	240min
1	1965	38.43	22.42	16.81	8.41	4.20
2	1966	74.93	24.98	12.49	6.24	3.12
3	1967	51.88	33.73	24.66	12.33	6.16
4	1968	60.84	32.56	18.41	10.81	5.40
5	1969	33.30	18.57	18.41	10.77	6.46
6	1970	70.13	47.18	39.68	24.94	15.07
7	1971	36.83	36.83	21.61	13.15	7.69
8	1972	40.03	40.03	24.02	15.72	9.57
9	1973	21.52	21.52	21.52	13.45	6.72
10	1974	86.46	47.39	30.10	15.05	7.53
11	1975	19.21	12.81	11.21	8.49	4.24
12	1976	19.21	17.61	14.25	9.29	8.77
13	1977	32.02	32.02	28.02	22.68	12.01
14	1978	10.30	10.30	10.30	10.30	10.30
15	1979	57.64	50.43	38.11	24.90	12.45
16	1980	57.64	40.35	24.59	13.31	7.12
17	1981	38.43	32.02	16.01	8.01	4.00
18	1982	102.47	54.44	27.22	13.61	6.80
19	1983	12.01	12.01	12.01	12.01	12.01
20	1984	30.42	30.42	30.42	15.21	7.61
21	1985	60.84	30.42	15.37	7.69	3.84
22	1986	13.64	13.64	11.37	5.68	2.84
23	1987	20.31	20.31	11.85	7.53	3.92
24	1988	38.43	22.42	15.21	13.21	6.60
25	1989	42.75	28.50	16.01	8.01	4.00
26	1990	67.89	46.91	34.26	17.13	8.57
27	1991	49.68	49.68	28.98	14.49	7.24
28	1992	67.25	32.98	16.49	8.25	4.12
29	1993	52.84	26.74	26.74	26.74	13.37
30	1994	45.47	45.47	22.74	11.37	5.68
31	1995	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
32	1996	12.01	12.01	12.01	12.01	12.01
33	1997	47.39	30.42	30.42	15.21	7.61
34	1998	36.89	30.74	15.37	7.69	3.84
35	1999	13.64	13.64	11.37	5.68	2.84
36	2000	20.31	20.31	11.85	7.53	3.92
37	2001	42.75	28.50	16.01	13.21	6.60
38	2002	67.89	46.91	34.26	17.13	8.57
39	2003	49.68	49.68	28.98	14.49	7.24
40	2004	67.25	32.98	16.49	8.25	4.12
41	2005	52.84	26.74	26.74	26.74	13.37
42	2006	45.47	45.47	22.74	11.37	5.68
43	2007	60.84	32.56	18.41	10.81	5.40
44	2008	33.30	18.57	18.41	10.77	6.46
45	2009	153.71	54.44	27.22	13.61	6.80
46	2010	70.13	47.18	39.68	24.94	15.07
47	2011	36.83	36.83	21.61	13.15	7.69
48	2012	67.89	46.91	34.26	17.13	8.57
49	2013	40.03	40.03	24.02	15.72	9.57
50	2014	21.52	21.52	21.52	13.45	6.72
51	2015	86.46	47.39	30.10	15.05	7.53
52	2016	13.81	11.01	10.31	8.04	4.02
53	2017	21.61	18.41	14.65	9.49	8.77
54	2018	32.02	32.02	28.02	22.68	12.01

DISTRIBUCION GUMBEL, MICROCUENCA DE COM. CCOYARAQUI.

N° Orden (m)	Año	Periodo Retorno en Años	Intensidades históricas Duraciones [minutos]				
			10.00	30.00	60.00	120.00	240.00
1	1965	43.00	38.43	22.42	16.81	8.41	4.20
2	1966	21.50	74.93	24.98	12.49	6.24	3.12
3	1967	14.33	51.88	33.73	24.66	12.33	6.16
4	1968	10.75	60.84	32.56	18.41	10.81	5.40
5	1969	8.60	33.30	18.57	18.41	10.77	6.46
6	1970	7.17	70.13	47.18	39.68	24.94	15.07
7	1971	6.14	36.83	36.83	21.61	13.15	7.69
8	1972	5.38	40.03	40.03	24.02	15.72	9.57
9	1973	4.78	21.52	21.52	21.52	13.45	6.72
10	1974	4.30	86.46	47.39	30.10	15.05	7.53
11	1975	3.91	19.21	12.81	11.21	8.49	4.24
12	1976	3.58	19.21	17.61	14.25	9.29	8.77
13	1977	3.31	32.02	32.02	28.02	22.68	12.01
14	1978	3.07	10.30	10.30	10.30	10.30	10.30
15	1979	2.87	57.64	50.43	38.11	24.90	12.45
16	1980	2.69	57.64	40.35	24.59	13.31	7.12
17	1981	2.53	38.43	32.02	16.01	8.01	4.00
18	1982	2.39	102.47	54.44	27.22	13.61	6.80
19	1983	2.26	12.01	12.01	12.01	12.01	12.01
20	1984	2.15	30.42	30.42	30.42	15.21	7.61
21	1985	2.05	60.84	30.42	15.37	7.69	3.84
22	1986	1.95	13.64	13.64	11.37	5.68	2.84
23	1987	1.87	20.31	20.31	11.85	7.53	3.92
24	1988	1.79	38.43	22.42	15.21	13.21	6.60
25	1989	1.72	42.75	28.50	16.01	8.01	4.00
26	1990	1.65	67.89	46.91	34.26	17.13	8.57
27	1991	1.59	49.68	49.68	28.98	14.49	7.24
28	1992	1.54	67.25	32.98	16.49	8.25	4.12
29	1993	1.48	52.84	26.74	26.74	26.74	13.37
30	1994	1.43	45.47	45.47	22.74	11.37	5.68
31	1995	1.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
32	1996	1.34	12.01	12.01	12.01	12.01	12.01
33	1997	1.30	47.39	30.42	30.42	15.21	7.61
34	1998	1.26	36.89	30.74	15.37	7.69	3.84
35	1999	1.23	13.64	13.64	11.37	5.68	2.84
36	2000	1.19	20.31	20.31	11.85	7.53	3.92
37	2001	1.16	42.75	28.50	16.01	13.21	6.60
38	2002	1.13	67.89	46.91	34.26	17.13	8.57
39	2003	1.10	49.68	49.68	28.98	14.49	7.24
40	2004	1.08	67.25	32.98	16.49	8.25	4.12
41	2005	1.05	52.84	26.74	26.74	26.74	13.37
42	2006	1.02	45.47	45.47	22.74	11.37	5.68
43	2007	1.00	60.84	32.56	18.41	10.81	5.40
44	2008	0.98	33.30	18.57	18.41	10.77	6.46
45	2009	0.96	153.71	54.44	27.22	13.61	6.80
46	2010	0.93	70.13	47.18	39.68	24.94	15.07
47	2011	0.91	36.83	36.83	21.61	13.15	7.69
48	2012	0.90	67.89	46.91	34.26	17.13	8.57
49	2013	0.88	40.03	40.03	24.02	15.72	9.57
50	2014	0.86	21.52	21.52	21.52	13.45	6.72
51	2015	0.84	86.46	47.39	30.10	15.05	7.53
52	2016	0.83	13.81	11.01	10.31	8.04	4.02
53	2017	0.81	21.61	18.41	14.65	9.49	8.77
54	2018	0.80	32.02	32.02	28.02	22.68	12.01
Promedio			**45.32**	**31.09**	**21.36**	**13.02**	**7.26**
Desviación estándar			**26.89**	**13.38**	**8.66**	**5.73**	**3.29**

Aplicando el modelo probabilistico de Gumbel, con la siguiente expresion según Ven Te Chow, la distribucion puede expresarse de la siguiente forma:

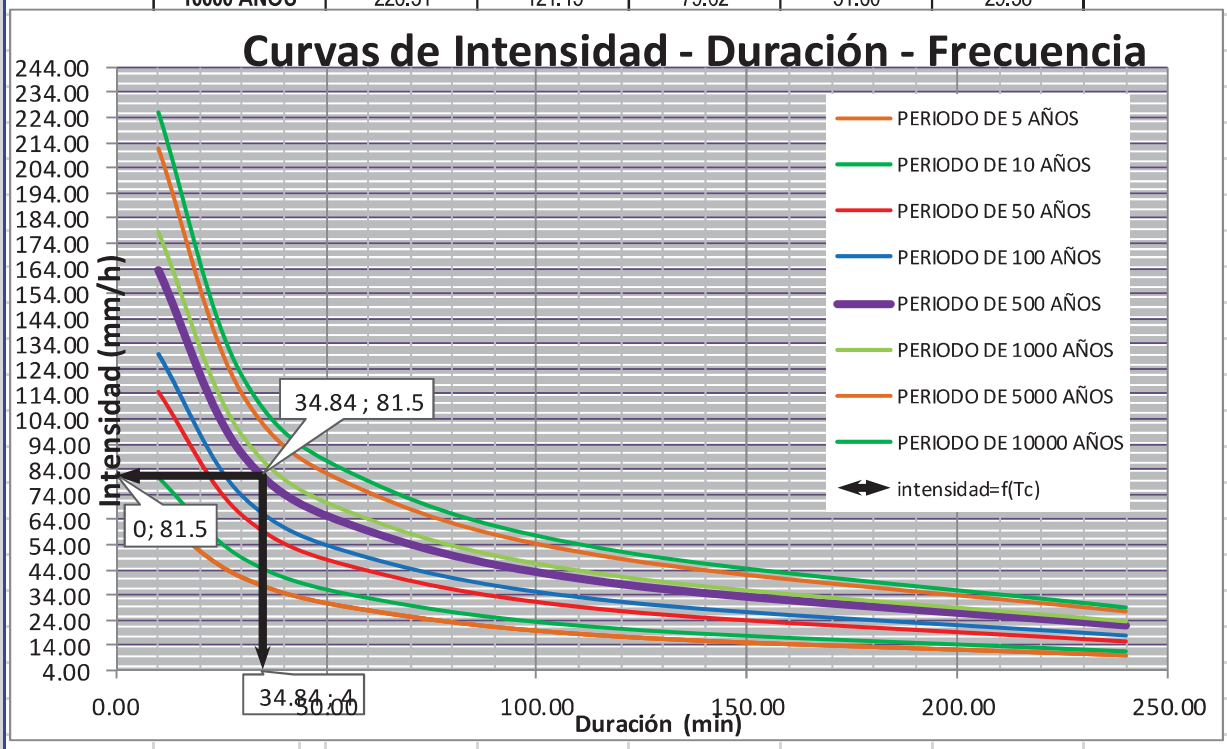
$$X_t = \mu + \alpha Y_t \qquad \alpha = \frac{\sqrt{6}\,.S}{\pi} \qquad \mu = x - 0{,}5772\ .\alpha \qquad Y_t = -Ln\left[Ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right]$$

Donde:

$$X_t = x - \frac{\sqrt{6}.S}{\pi} \times \left(0.5772 + Ln\left[Ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right]\right)$$

Calculo de la intensidad según la duración de la lluvia y el periodo de retorno

Tiempo de Retorno	Duración de la Precipitación en Minutos				
	10.00	30.00	60.00	120.00	240.00
5 AÑOS	64.66	40.72	27.58	17.14	9.62
10 AÑOS	80.39	48.55	32.65	20.49	11.54
50 AÑOS	115.02	65.77	43.80	27.88	15.78
100 AÑOS	129.66	73.06	48.51	31.00	17.56
500 AÑOS	163.48	89.89	59.40	38.21	21.70
1000 AÑOS	178.03	97.13	64.08	41.31	23.48
5000 AÑOS	211.78	113.92	74.94	48.50	27.60
10000 AÑOS	226.31	121.15	79.62	51.60	29.38



PEARSON TIPO III, MICROCUENCA PRINCIPAL DE COM. CCOYARAQUI

INTENSIDADES MAXIMAS ANUALES AFECTADOS POR EL FACTOR DE CORRECION (K)

AÑO	INTENSIDAD MAXIMA ANUAL					(Xi-X')^2				
	10min	30min	60min	120min	240min	10min	30min	60min	120min	240min
1965	38.43	22.42	16.81	8.41	4.20	47.72	75.60	20.84	21.43	9.44
1966	74.93	24.98	12.49	6.24	3.12	876.01	37.61	78.99	46.11	17.25
1967	51.88	33.73	24.66	12.33	6.16	42.79	6.86	10.76	0.50	1.23
1968	60.84	32.56	18.41	10.81	5.40	240.49	2.09	8.78	4.96	3.50
1969	33.30	18.57	18.41	10.77	6.46	144.75	157.19	8.78	5.14	0.66
1970	70.13	47.18	39.68	24.94	15.07	614.75	258.21	335.05	141.67	60.76
1971	36.83	36.83	21.61	13.15	7.69	72.40	32.66	0.06	0.01	0.17
1972	40.03	40.03	24.02	15.72	9.57	28.16	79.52	6.97	7.20	5.25
1973	21.52	21.52	21.52	13.45	6.72	567.16	92.00	0.02	0.17	0.30
1974	86.46	47.39	30.10	15.05	7.53	1691.30	265.12	76.12	4.06	0.06
1975	19.21	12.81	11.21	8.49	4.24	682.30	334.94	103.40	20.69	9.20
1976	19.21	17.61	14.25	9.29	8.77	682.30	182.20	50.78	14.05	2.23
1977	32.02	32.02	28.02	22.68	12.01	177.21	0.83	44.13	93.08	22.40
1978	10.30	10.30	10.30	10.30	10.30	1227.35	433.05	122.67	7.48	9.15
1979	57.64	50.43	38.11	24.90	12.45	151.43	373.43	279.90	140.72	26.76
1980	57.64	40.35	24.59	13.31	7.12	151.43	85.33	10.30	0.07	0.02
1981	38.43	32.02	16.01	8.01	4.00	47.72	0.83	28.78	25.29	10.71
1982	102.47	54.44	27.22	13.61	6.80	3264.57	544.16	34.14	0.33	0.22
1983	12.01	12.01	12.01	12.01	12.01	1110.61	364.88	87.76	1.05	22.40
1984	30.42	30.42	30.42	15.21	7.61	222.40	0.48	81.81	4.73	0.11
1985	60.84	30.42	15.37	7.69	3.84	240.49	0.48	36.07	28.61	11.78
1986	13.64	13.64	11.37	5.68	2.84	1004.42	305.16	100.17	54.03	19.65
1987	20.31	20.31	11.85	7.53	3.92	626.15	116.62	90.78	30.28	11.24
1988	38.43	22.42	15.21	13.21	6.60	47.72	75.60	38.02	0.03	0.45
1989	42.75	28.50	16.01	8.01	4.00	6.68	6.82	28.78	25.29	10.71
1990	67.89	46.91	34.26	17.13	8.57	508.62	249.70	166.09	16.79	1.67
1991	49.68	49.68	28.98	14.49	7.24	18.89	344.83	57.82	2.12	0.00
1992	67.25	32.98	16.49	8.25	4.12	480.14	3.51	23.86	22.93	9.94
1993	52.84	26.74	26.74	26.74	13.37	56.28	19.11	28.75	187.80	37.14
1994	45.47	45.47	22.74	11.37	5.68	0.02	206.24	1.85	2.78	2.53
1995	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1965.50	906.62	415.19	144.83	39.38
1996	12.01	12.01	12.01	12.01	12.01	1110.61	364.88	87.76	1.05	22.40
1997	47.39	30.42	30.42	15.21	7.61	4.24	0.48	81.81	4.73	0.11
1998	36.89	30.74	15.37	7.69	3.84	71.31	0.14	36.07	28.61	11.78
1999	13.64	13.64	11.37	5.68	2.84	1004.42	305.16	100.17	54.03	19.65
2000	20.31	20.31	11.85	7.53	3.92	626.15	116.62	90.78	30.28	11.24
2001	42.75	28.50	16.01	13.21	6.60	6.68	6.82	28.78	0.03	0.45
2002	67.89	46.91	34.26	17.13	8.57	508.62	249.70	166.09	16.79	1.67
2003	49.68	49.68	28.98	14.49	7.24	18.89	344.83	57.82	2.12	0.00
2004	67.25	32.98	16.49	8.25	4.12	480.14	3.51	23.86	22.93	9.94
2005	52.84	26.74	26.74	26.74	13.37	56.28	19.11	28.75	187.80	37.14
2006	45.47	45.47	22.74	11.37	5.68	0.02	206.24	1.85	2.78	2.53
2007	60.84	32.56	18.41	10.81	5.40	240.49	2.09	8.78	4.96	3.50
2008	33.30	18.57	18.41	10.77	6.46	144.75	157.19	8.78	5.14	0.66
2009	153.71	54.44	27.22	13.61	6.80	11744.41	544.16	34.14	0.33	0.22
2010	70.13	47.18	39.68	24.94	15.07	614.75	258.21	335.05	141.67	60.76
2011	36.83	36.83	21.61	13.15	7.69	72.40	32.66	0.06	0.01	0.17
2012	67.89	46.91	34.26	17.13	8.57	508.62	249.70	166.09	16.79	1.67
2013	40.03	40.03	24.02	15.72	9.57	28.16	79.52	6.97	7.20	5.25
2014	21.52	21.52	21.52	13.45	6.72	567.16	92.00	0.02	0.17	0.30
2015	86.46	47.39	30.10	15.05	7.53	1691.30	265.12	76.12	4.06	0.06
2016	13.81	11.01	10.31	8.04	4.02	993.80	404.12	122.52	24.99	10.61
2017	21.61	18.41	14.65	9.49	8.77	562.60	161.23	45.24	12.59	2.23
2018	32.02	32.02	28.02	22.68	12.01	177.21	0.83	44.13	93.08	22.40
PROMEDIO	45.33	31.11	21.38	13.03	7.28	20885.11	7179.16	3081.14	1405.40	463.23
DESVIACION	26.86	13.34	8.61	5.69	3.28			SUMATORIA		

K(10min)	K(30min)	K(60min)	K(120min)	K(240min)	PERIODO
0.838	0.835	0.833	0.828	0.819	5
1.277	1.282	1.287	1.294	1.306	10
1.745	1.762	1.778	1.802	1.849	50
2.049	2.076	2.100	2.138	2.212	100
2.976	3.061	3.188	3.431	3.870	500
3.219	3.303	3.431	3.674	4.112	1000
3.462	3.546	3.674	3.917	4.355	5000
3.705	3.789	3.917	4.160	4.598	10000

COEFICIENTE DE ASIMETRIA	
Cs (10min)	0.03
Cs (30min)	0.08
Cs (60min)	0.12
Cs (120min)	0.20
Cs (240min)	0.34

DISTRIBUCION ESTADISTICA SEGÚN PEARSON TIPO III					
PERIODO (AÑOS)	INTENCIDADES FINALES PARA LAS DISTINTAS DURACIONES				
	10	30	60	120	240
5	67.834	42.248	28.545	17.749	9.964
10	79.627	48.209	32.457	20.398	11.563
50	92.199	54.611	36.685	23.292	13.346
100	100.359	58.790	39.459	25.204	14.537
500	125.268	71.926	48.829	32.559	19.977
1000	131.792	75.165	50.920	33.942	20.774
5000	138.316	78.404	53.012	35.324	21.572
10000	144.840	81.644	55.103	36.706	22.369

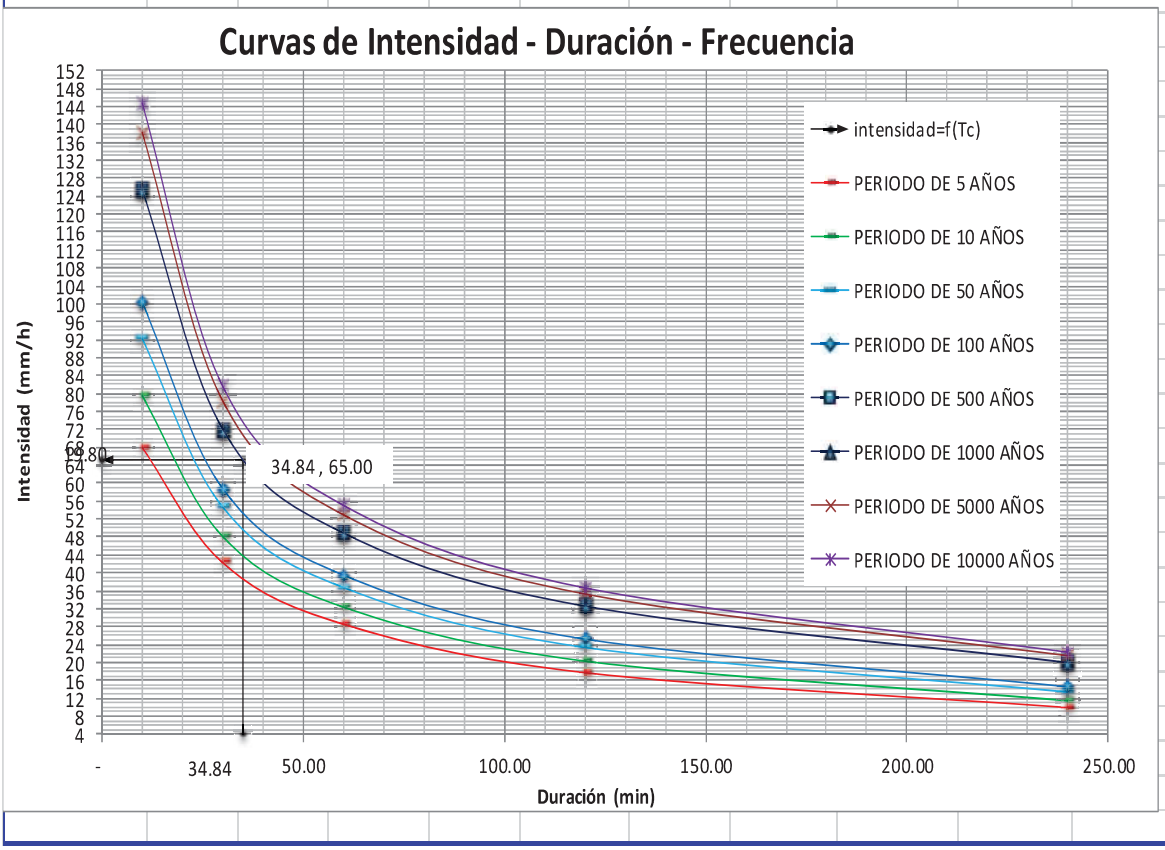
- Calcule el coeficiente de oblicuidad de los logaritmos, Cs.

$$C_s = \frac{n\sum_{i=1}^{n}(Y_i - \bar{Y})^3}{(n-1)(n-2)S_y^3}$$

- Calcule $Y_T = \bar{Y} + S_y \cdot K_T$

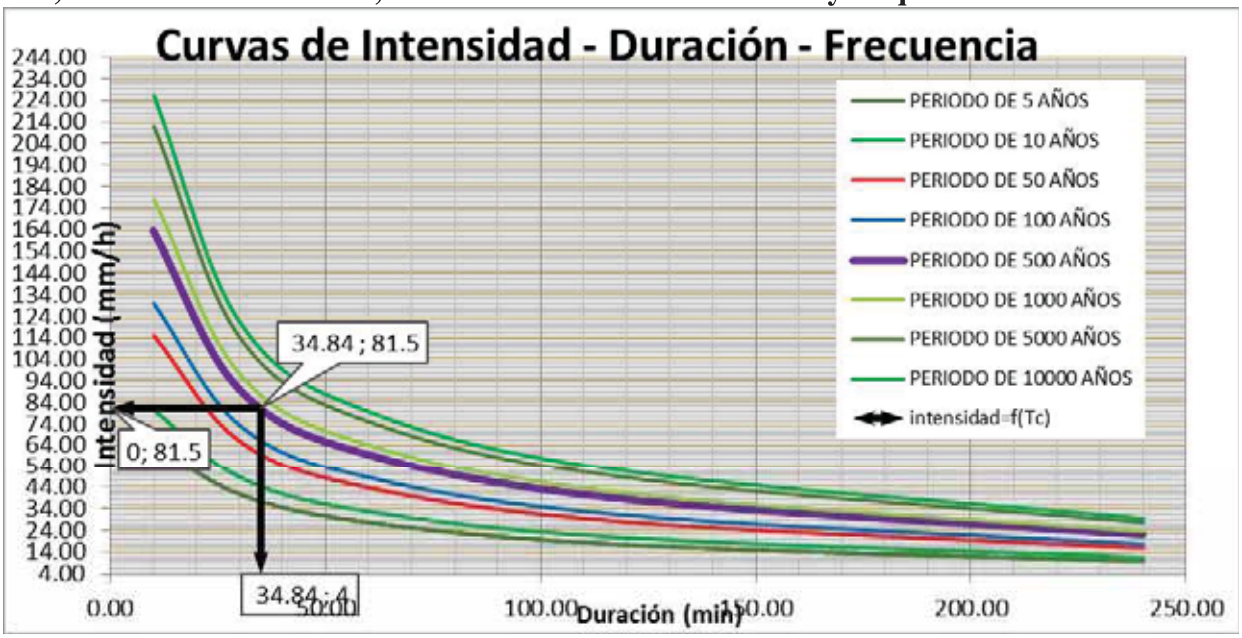
- De donde Kt se obtiene del cuadro adjunto, y con Cs, y el periodo de retorno conocidos.

- Calcule $X_T = Antilog\, Y_T$

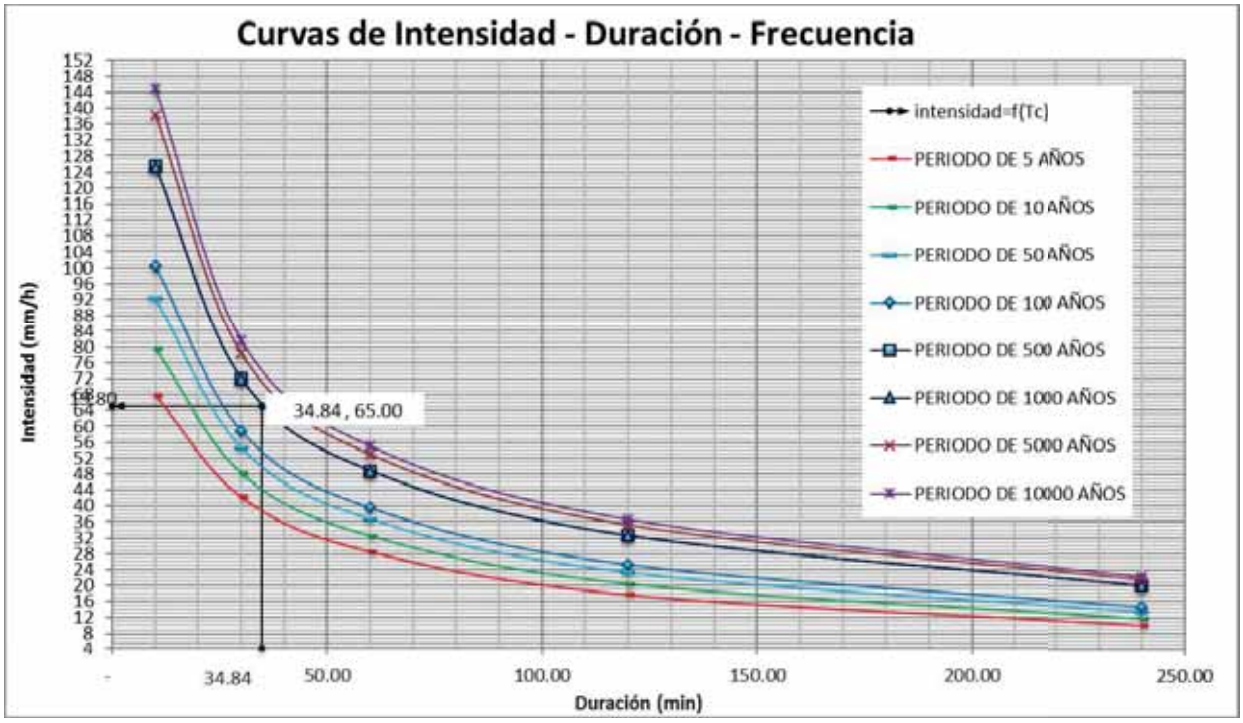


Análisis comparativo de curvas IDF, elaborados para los métodos utilizados en la microcuenca principal de Ccoyaraqui. (TC promedio = 34.84 min)

3) Distribución Gumbel, microcuenca de comunidad Ccoyaraqui.



4) Pearson tipo III, microcuenca principal de comunidad Ccoyaraqui.



En Tabla 3.3 se muestra un resumen de la prueba Kolmogorov – Smirnov según el orden de preferencia indicado por cada prueba, dando 1 a la "mejor" y 5 a la "peor"

Tabla 3.3 Resumen de la prueba Kolmogorov – Smirnov

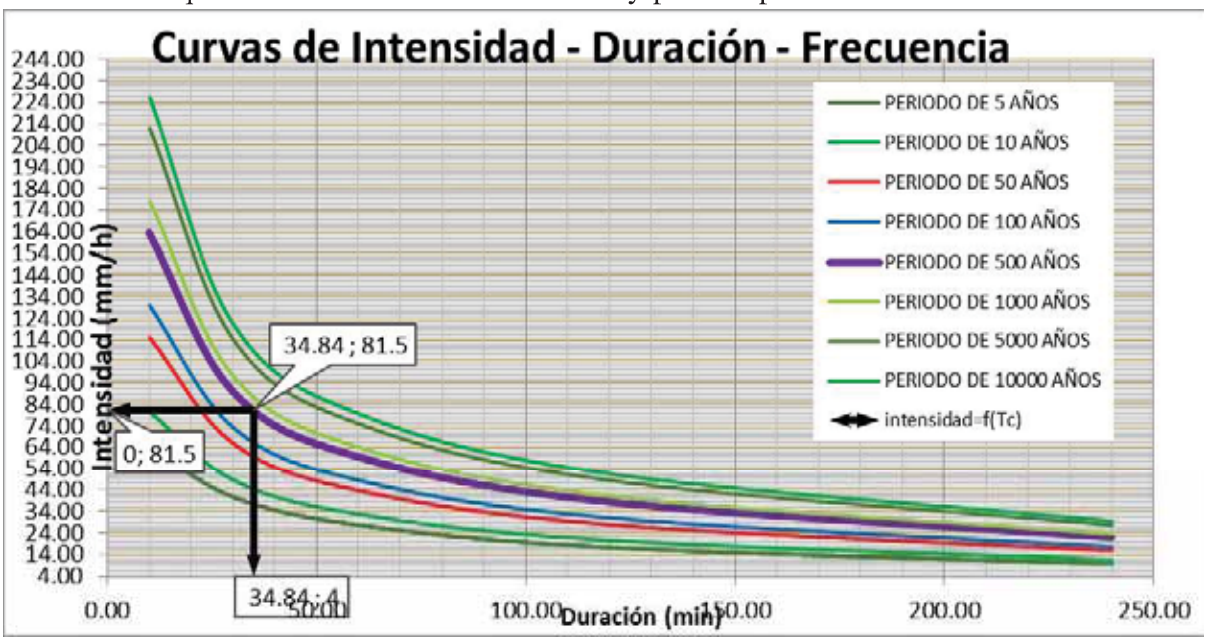
FUNCIÓN	KOLMOGOROV	D
Gumbel	1	0.11240
Pearson III	2	0.11500
Log Pearson III	3	0.11760
Log Normal	4	0.13160
Normal	5	0.15850

Adaptado: "Fundamentos de Hidrología de superficie", Aparicio (1992), pág. 280

La función de distribución con el menor valor de D es la Gumbel (tabla 3.3) por lo que, según esta prueba, esta función sería la preferible y será utilizara. Para el caso de proyecto de tesis.

Para tomar intensidad de precipitación se tomará el de acuerdo a la tabla (3.3), de la distribución Gumbel por ser mejor de 1. Para un periodo de retorno de 500 años. De acuerdo a curva **IDF** de **GUMBEL**

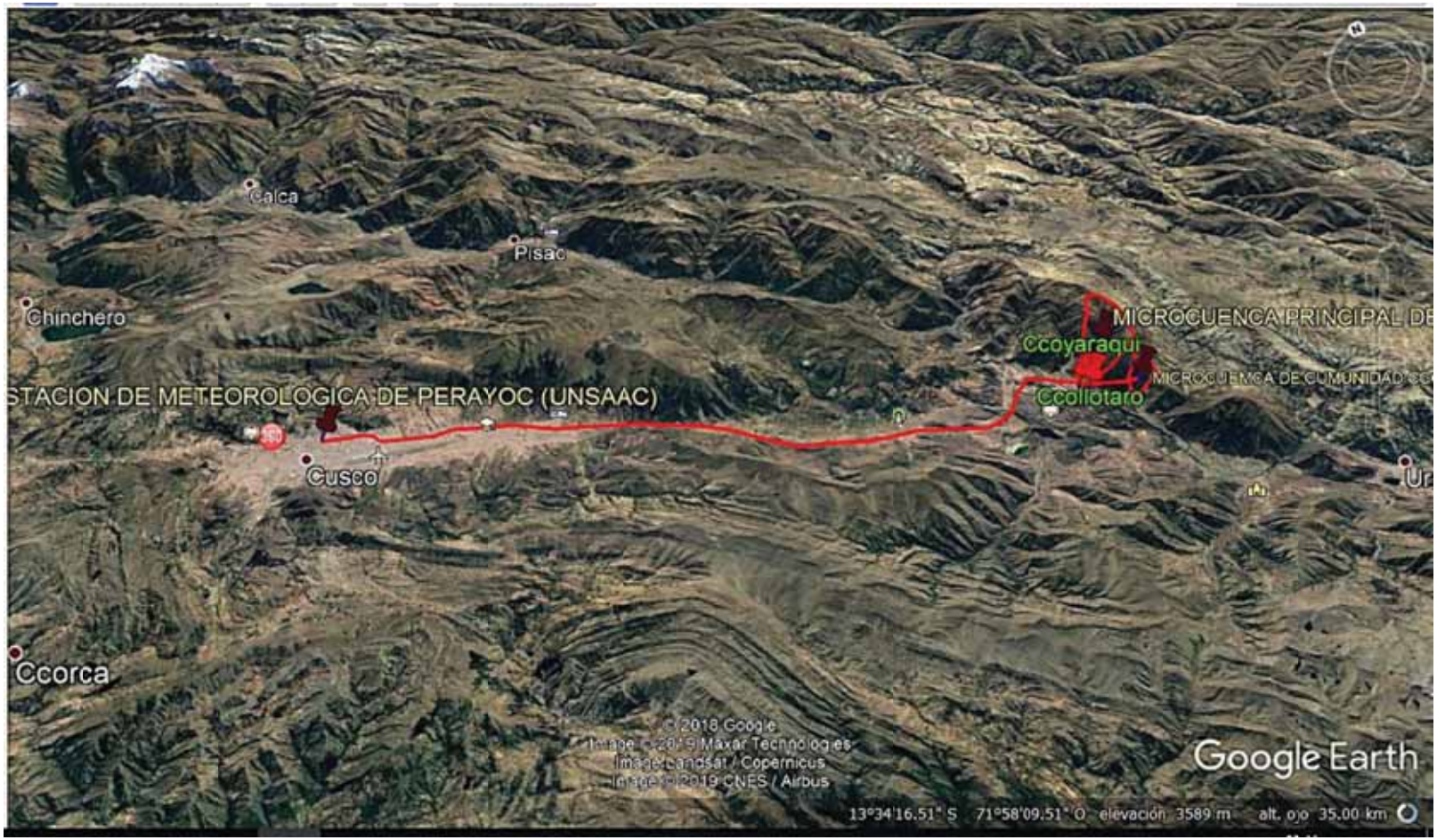
La duración que tenemos es de **34.84 minutos** y para un período de retorno de **500 años** se



obtiene una **intensidad** de **81.5 mm/hr.**

8.1.5 Análisis probabilístico de precipitaciones, microcuenca de comunidad Ccollotaro.

Figura: 3.3.6.2 ubicación de la estacion meteorológica, distritos beneficiados y zona de proyecto- aplicación de regionalización de datos pluviométricos a microcuenca com. De Ccollotaro.



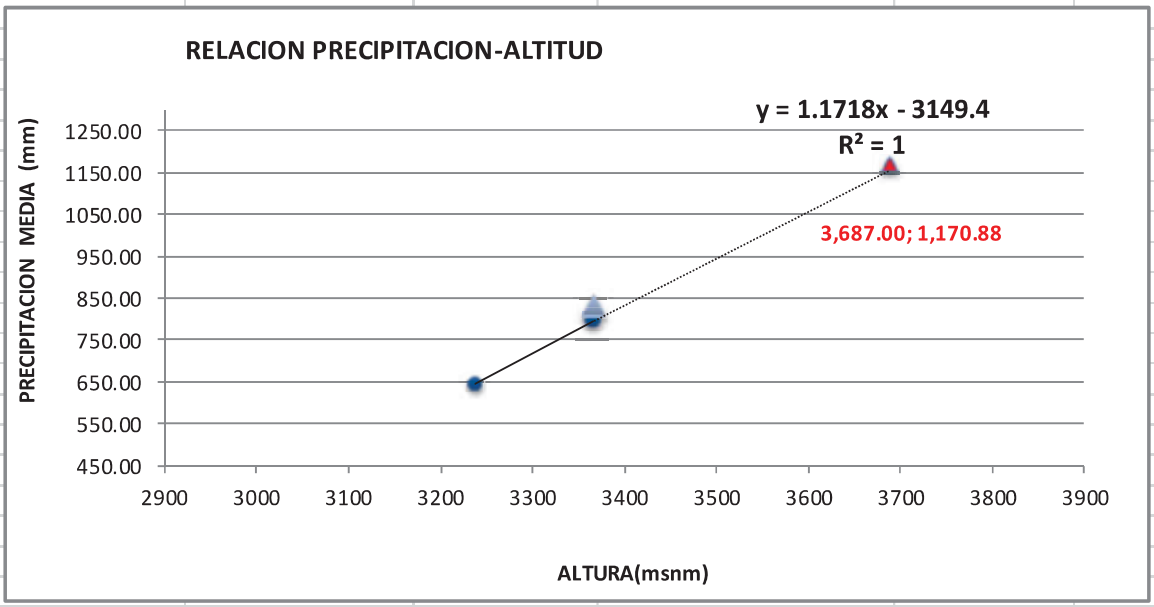
Fuente: Google Earth

REGIONALIZACION DE DATOS PLUVIOMETRICOS, MICROCUENCA DE LA COMUNIDAD DE CCOLLOTARO.

La regionalización de datos permite calcular la precipitación media en la cuenca en estudio, se basa en la obtención del coeficiente de correlación simple, a partir de un estudio probabilístico entre las estaciones cercanas a la cuenca y la estación índice que en este caso es la estación de Perayoc.

METODO GRAFICO

Estacion	LATITUD	LONGITUD	Altitud (msnm)	Precipitacion media anual registrada (mm)
PERAYOC	13º31'16"	71º57'53"	3365	793.57
KAYRA	13°33'24.7"	71°52'29.8"	3238	644.76
PROYECTO			3687	X
MEDIA			3301.50	719.17



PROYECTO	Altitud (msnm)	Precipitacion media anual (mm)
PROYECTO	3687	1170.88

Factor de Corrección, tomando en cuenta la altura sobre el nivel del mar de cada estación y las precipitaciones medias de las diferentes estaciones con la estación índice de Perayoc de la cual se poseen mayores datos, obteniéndose un valor de:

FACTOR DE REGIONALIZACION K= 1.48

CON RESPECTO A LA ESTACION PERAYOC (FIGURA 3.3.6.2)

ANALISIS DE TORMENTA ESTACION PERAYOC, MICROCUENCA DE LA COMUNIDAD CCOLLOTARO.

NUM.	FECHA	HORA	Intervalo de tiempo (min)	Precipitación (mm)	Intensidad (mm/h)	INTENSIDADES MAXIMAS (mm/h)					INTENSIDAD MAXIMA ANUAL				
		INICIO - FIN				10min	30min	60min	120min	240min	10min	30min	60min	120min	240min
1	19/03/1965	23h15m- 24h00m	45	10.50	14.00	14.00	14.00	10.50	5.25	2.63	24.00	14.00	10.50	5.25	2.63
2	12/10/1965	18h30m- 18h45m	15	6.00	24.00	24.00	12.00	6.00	3.00	1.50					
3	05/03/1966	13h50m- 14h00m	10	7.80	46.80	46.80	15.60	7.80	3.90	1.95	46.80	15.60	7.80	3.90	1.95
4	16/11/1967	23h00m- 23h15m	15	8.10	32.40	32.40	21.07	15.40	7.70	3.85	32.40	21.07	15.40	7.70	3.85
5		23h15m- 24h00m	45	7.30	9.73										
6	13/12/1968	21h45m- 22h00m	15	9.50	38.00	38.00	20.33	11.50	6.75	3.38	38.00	20.33	11.50	6.75	3.38
7		22h00m- 23h30m	90	4.00	2.67										
8	12/01/1969	20h00m- 20h10m	10	2.00	12.00	12.00	11.60	11.50	6.73	4.04	20.80	11.60	11.50	6.73	4.04
9		20h10m- 21h00m	50	9.50	11.40										
10		21h00m- 22h00m	60	1.50	1.50										
11		22h00m- 24h00m	120	3.90	1.95										
12	11/02/1969	21h00m- 21h15m	15	5.20	20.80	20.80	11.20	6.40	3.20	1.60					
13		21h15m- 22h00m	45	0.00	0.00										
14		22h00m- 22h45m	45	1.20	1.60										
15	29/12/1970	15h50m- 16h00m	10	7.30	43.80	43.80	29.47	24.78	15.58	9.41	43.80	29.47	24.78	15.58	9.41
16		16h00m- 16h30m	30	11.15	22.30										
17		16h30m- 17h00m	30	9.50	19.00										
18		17h00m- 17h15m	15	0.00	0.00										
19		17h15m- 17h30m	15	1.50	6.00										
20		17h30m- 17h35m	5	1.70	20.40										
21		17h35m- 17h50m	15	0.00	0.00										
22		17h50m- 18h00m	10	6.50	39.00										
23	18/01/1971	18h00m- 18h30m	30	11.50	23.00	23.00	23.00	13.50	8.21	4.80	23.00	23.00	13.50	8.21	4.80
24		18h30m- 19h30m	60	4.00	4.00										
25		19h30m- 21h30m	120	3.70	1.85										
26	26/01/1971	21h30m- 23h30m	120	5.00	2.50	22.40	22.40	12.45	7.48	4.05					
27		23h30m- 24h00m	30	11.20	22.40										
28	23/11/1972	19h30m- 20h00m	30	12.50	25.00	25.00	25.00	15.00	9.82	5.98	25.00	25.00	15.00	9.82	5.98
29		20h00m- 21h00m	60	5.00	5.00										
30		21h00m- 22h30m	90	6.40	4.27										
31	09/11/1973	00h00m- 22h45m	1365	0.00	0.00	13.44	13.44	13.44	8.40	4.20	13.44	13.44	13.44	8.40	4.20
32		22h45m- 24h00m	75	16.80	13.44										
33	14/02/1974	15h00m- 15h10m	10	9.00	54.00	54.00	29.60	18.80	9.40	4.70	54.00	29.60	18.80	9.40	4.70
34		15h10m- 15h45m	35	0.00	0.00										
35		15h45m- 16h00m	15	5.00	20.00										
36		16h00m- 16h30m	30	4.80	9.60										
37		16h30m- 23h00m	210	0	0										
38		23h00m- 24h00m	60	2.00	2.00										
39	13/10/1974	21h30m- 21h45m	15	4.00	16.00	16.00	15.00	7.50	3.75	1.88					
40		21h45m- 22h00m	15	3.50	14.00										
41	15/10/1974	09h30m- 09h45m	15	5.00	20.00	20.00	10.00	5.00	2.50	1.25					
42	21/10/1974	17h00m- 18h00m	60	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	5.00	2.50					
43	15/02/1975	22h00m- 22h05m	5	1.50	18.00	12.00	8.00	7.00	5.30	2.65	12.00	8.00	7.00	5.30	2.65
44		22h05m- 22h15m	10	0.50	3.00										
45		22h15m- 22h45m	30	1.50	3.00										
46		22h45m- 23h45m	60	6.00	6.00										
47		23h45m- 24h00m	15	1.10	4.40										
48	27/09/1975	10h30m- 11h00m	30	1.00	2.00	2.00	2.00	1.50	1.00	0.50					
49		18h00m- 19h00m	60	1.00	1.00										
50		19h00m- 24h00m	300	0.00	0.00										
51	12/12/1976	00h00m- 16h30m	990	0.00	0.00	5.48	5.48	5.48	5.48	5.48	12.00	11.00	8.90	5.80	5.48
52		16h30m- 23h00m	390	35.60	5.48										
53		23h00m- 24h00m	60	0.00	0.00										
54	12/04/1976	03h00m- 03h05m	5	1.00	12.00	12.00	11.00	8.90	5.80	2.90					
55		03h05m- 03h15m	10	2.00	12.00										
56		03h15m- 03h45m	30	5.00	10.00										
57		03h45m- 04h45m	60	3.60	3.60										
58	13/02/1977	13h15m- 13h20m	5	2.00	24.00	18.60	14.60	10.80	6.38	3.53	20.00	20.00	17.50	14.17	7.50
59		13h20m- 13h30m	10	2.00	12.00										
60		13h30m- 13h45m	15	3.30	13.20										
61		13h45m- 14h00m	15	3.00	12.00										
62		14h00m- 15h00m	60	2.00	2.00										
63		15h00m- 16h00m	60	1.80	1.80										
64	17/11/1977	00h00m- 17h00m	1020	0.00	0.00	20.00	20.00	17.50	14.17	7.50					
65		17h00m- 17h40m	40	10.00	15.00										
66		17h40m- 18h10m	30	10.00	20.00										
67		18h10m- 19h10m	60	10.00	10.00										
68		19h10m- 24h00m	290	0.00	0.00										
69	25/11/1978	00h00m- 08h00m	480	0.00	0.00	6.43	6.43	6.43	6.43	6.43	6.43	6.43	6.43	6.43	6.43
70		08h00m- 12h45m	285	0.30	0.06										
71		12h45m- 21h00m	495	0.00	0.00										
72		21h00m- 03h00m	360	38.60	6.43										

ANALISIS DE TORMENTA ESTACION PERAYOC, MICROCUENCA DE LA COMUNIDAD CCOLLOTARO.

NUM.	FECHA	HORA	Intervalo de tiempo (min)	Precipitación (mm)	Intensidad (mm/h)	INTENSIDADES MAXIMAS (mm/h)					INTENSIDAD MAXIMA ANUAL				
		INICIO - FIN				10min	30min	60min	120min	240min	10min	30min	60min	120min	240min
73	13/01/1979	02h00m - 02h05m	5	3.00	36.00	24.30	15.20	11.53	8.62	5.03	36.00	31.50	23.80	15.55	7.78
74		02h05m - 02h15m	10	2.10	12.60										
75		02h15m - 04h00m	105	10.00	5.71										
76		04h00m - 04h30m	30	5.00	10.00										
77	11/12/1979	00h00m - 11h45m	705	0.00	0.00	36.00	31.50	23.80	15.55	7.78					
78		11h45m - 12h10m	25	5.50	13.20										
79		12h10m - 12h30m	20	9.00	27.00										
80		12h30m - 12h45m	15	9.00	36.00										
81		12h45m - 13h10m	25	5.80	13.92										
82		13h10m - 17h35m	265	0.00	0.00										
83		17h35m - 17h45m	10	1.80	10.80										
84		17h45m - 24h00m	375	0.00	0.00										
85	03/10/1980	00h00m - 08h20m	500	0.00	0.00	36.00	25.20	15.36	8.31	4.45	36.00	25.20	15.36	8.31	4.45
86		08h20m - 09h45m	85	2.00	1.41										
87		09h45m - 11h00m	75	0.00	0.00										
88		11h00m - 11h45m	45	0.80	1.07										
89		11h45m - 21h50m	605	0.00	0.00										
90		21h50m - 22h15m	25	6.00	14.40										
91		22h15m - 22h30m	15	9.00	36.00										
92		22h30m - 24h00m	90	0.00	0.00										
93	13/10/1981	17h50m - 18h15m	25	10.00	24.00	24.00	20.00	10.00	5.00	2.50	24.00	20.00	10.00	5.00	2.50
94	24/03/1982	20h15m - 20h30m	15	6.00	24.00	24.00	15.35	11.03	6.35	3.18	64.00	34.00	17.00	8.50	4.25
95		20h30m - 21h30m	60	6.70	6.70										
96	17/11/1982	07h15m - 07h30m	15	8.00	32.00	64.00	34.00	17.00	8.50	4.25					
97		07h30m - 07h55m	25	0.00	0.00										
98		07h55m - 08h00m	5	8.00	96.00										
99		08h00m - 08h20m	20	0.00	0.00										
100		08h20m - 08h30m	10	1.00	6.00										
101	04/12/1983	00h00m - 04h00m	240	0.00	0.00	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50
102		04h00m - 05h00m	60	0.20	0.20										
103		05h00m - 20h00m	900	0.00	0.00										
104		20h00m - 24h00m	240	30.00	7.50										
105	29/12/1983	18h30m - 20h20m	110	13.00	7.09	7.09	7.09	7.09	6.50	3.25					
106	03/10/1983	19h45m - 20h15m	30	2.60	5.20	5.20	5.20	5.09	5.03	2.83					
107		20h15m - 22h00m	105	8.70	4.97										
108	14/01/1984	01h00m - 02h00m	60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	2.30	1.15	19.00	19.00	19.00	9.50	4.75
109	12/02/1984	04h45m - 05h45m	60	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	9.50	4.75					
110	02/04/1984	17h50m - 18h45m	55	16.20	17.67	17.67	17.67	16.20	8.10	4.05					
111	18/04/1984	12h30m - 14h00m	90	12.50	8.33	8.33	8.33	8.33	6.25	3.13					
112	17/10/1984	23h00m - 23h15m	75	7.40	5.92	5.92	5.92	5.92	3.70	1.85					
113	29/10/1984	14h00m - 14h50m	50	4.80	5.76	5.76	5.76	4.80	2.40	1.20					
114	14/01/1985	15h15m - 15h30m	15	9.50	38.00	38.00	19.00	9.50	4.75	2.38	38.00	19.00	9.60	4.80	2.40
115	16/02/1985	16h00m - 16h15m	15	2.80	11.20	11.20	5.60	2.80	1.40	0.70					
116	04/10/1985	07h45m - 08h30m	45	9.60	12.80	12.80	12.80	9.60	4.80	2.40					
117	24/11/1986	01h00m - 01h50m	50	7.10	8.52	8.52	8.52	7.10	3.55	1.78	8.52	8.52	7.10	3.55	1.78
118	04/01/1987	14h50m - 15h15m	25	1.20	2.88	2.88	2.88	1.20	0.60	0.30	12.69	12.69	7.40	4.70	2.45
119	06/01/1987	02h10m - 04h15m	125	9.80	4.70	4.70	4.70	4.70	4.70	2.45					
120	22/01/1987	21h30m - 22h00m	30	3.50	7.00	7.00	7.00	3.50	1.75	0.88					
121	31/01/1987	20h20m - 20h55m	35	7.40	12.69	12.69	12.69	7.40	3.70	1.85					
122	07/03/1987	15h30m - 15h55m	25	4.40	10.56	10.56	8.80	4.40	2.20	1.10					
123	12/10/1987	14h20m - 15h05m	45	7.00	9.33	9.33	9.33	7.00	3.50	1.75					
124	14/12/1987	19h40m - 21h00m	80	9.40	7.05	7.05	7.05	7.05	4.70	2.35					
125	01/01/1988	16h00m - 16h40m	40	5.40	8.10	8.10	8.10	5.40	2.70	1.35	24.00	14.00	9.50	8.25	4.13
126	10/01/1988	22h10m - 22h40m	30	5.60	11.20	11.20	11.20	5.60	2.80	1.40					
127	02/02/1988	02h50m - 03h10m	20	7.00	21.00	21.00	14.00	7.00	3.50	1.75					
128	23/03/1988	12hj50m - 13h00m	10	4.00	24.00	24.00	8.00	4.00	2.00	1.00					
129	28/03/1988	13h50m - 14h50m	60	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	4.75	2.38					
130	22/11/1988	17h55m - 18h05m	10	2.20	13.20	13.20	4.40	2.20	1.10	0.55					
131	24/12/1988	00h00m - 02h00m	120	16.50	8.25	8.25	8.25	8.25	8.25	4.13					
132	05/01/1989	16h10m - 16h50m	40	10.00	15.00	15.00	15.00	10.00	5.00	2.50	26.70	17.80	10.00	5.00	2.50
133	03/11/1989	20h50m - 21h10m	20	8.90	26.70	26.70	17.80	8.90	4.45	2.23					
134	07/01/1990	15h45m - 16h15m	30	10.00	20.00	20.00	20.00	13.60	6.80	3.40	42.40	29.30	21.40	10.70	5.35
135		16h15m - 16h45m	30	3.60	7.20										
136	12/01/1990	00h10m - 00h25m	15	10.60	42.40	42.40	29.30	21.40	10.70	5.35					
137		00h30m - 01h10m	40	10.80	16.20										
138	17/01/1990	12h50m - 13h10m	20	5.20	15.60	15.60	10.40	5.20	2.60	1.30					
139	07/04/1990	18h55m - 19h10m	15	10.40	41.60	41.60	20.80	10.40	5.20	2.60					
140	17/11/1990	18h50m - 19h10m	20	4.70	14.10	14.10	9.40	4.70	2.35	1.18					
141	01/01/1991	16h10m - 16h45m	35	18.10	31.03	31.03	31.03	18.10	9.05	4.53	31.03	31.03	18.10	9.05	4.53
142	17/01/1991	23h30m - 24h00m	30	14.00	28.00	28.00	28.00	14.00	7.00	3.50					
143	01/03/1991	15h30m - 15h55m	25	7.20	17.28	17.28	14.40	7.20	3.60	1.80					
144	23/03/1991	22h05m - 22h30m	25	8.50	20.40	20.40	17.00	8.50	4.25	2.13					
145	01/11/1991	16h00m - 16h50m	40	10.10	15.15	15.15	15.15	10.10	5.05	2.53					

ANALISIS DE TORMENTA ESTACION PERAYOC, MICROCUENCA DE LA COMUNIDAD CCOLLOTARO.

NUM.	FECHA	HORA	Intervalo de tiempo (min)	Precipitación (mm)	Intensidad (mm/h)	INTENSIDADES MAXIMAS (mm/h)					INTENSIDAD MAXIMA ANUAL				
		INICIO - FIN				10min	30min	60min	120min	240min	10min	30min	60min	120min	240min
146	03/01/1992	21h10m - 21h40m	30	7.20	14.40	14.40	14.40	7.20	3.60	1.80					
147	04/01/1992	18h10m - 19h00m	50	3.60	4.32	4.32	4.32	3.60	1.80	0.90					
148	13/01/1992	14h55m - 15h10m	15	5.80	23.20	23.20	11.60	5.80	2.90	1.45					
149	27/01/1992	18h20m - 18h55m	35	9.80	16.80	16.80	16.80	9.80	4.90	2.45					
150	14/03/1992	21h20m - 21h30m	10	7.00	42.00	42.00	14.00	7.00	3.50	1.75					
151	02/11/1992	13h30m - 14h05m	35	7.20	12.34	12.34	12.34	7.20	3.60	1.80	42.00	20.60	10.30	5.15	2.58
152	05/11/1992	17h15m - 17h45m	30	10.30	20.60	20.60	20.60	10.30	5.15	2.58					
153	27/11/1992	22h50m - 23h00m	10	5.30	31.80	31.80	10.60	5.30	2.65	1.33					
154	03/12/1992	01h50m - 02h05m	15	2.30	9.20	9.20	4.60	2.30	1.15	0.58					
155	14/12/1992	14h05m - 14h50m	45	8.80	11.73	11.73	11.73	8.80	4.40	2.20					
156	28/12/1992	20h10m - 20h40m	30	4.90	9.80	9.80	9.80	4.90	2.45	1.23					
157	12/01/1993	14h50m - 15h05m	15	5.80	23.20	23.20	11.60	5.80	2.90	1.45					
158	15/03/1993	13h30m - 14h05m	35	6.60	11.31	11.31	11.31	6.60	3.30	1.65					
159	19/10/1993	13h00m - 13h10m	10	5.50	33.00	33.00	11.00	5.50	2.75	1.38	33.00	16.70	16.70	16.70	8.35
160	03/12/1993	21h20m - 21h50m	30	7.80	15.60	15.60	15.60	7.80	3.90	1.95					
161	11/12/1993	14h00m - 14h40m	40	7.20	10.80	10.80	10.80	5.40	2.70	1.35					
162	30/12/1993	19h00m - 21h00m	120	33.40	16.70	16.70	16.70	16.70	16.70	8.35					
163	04/11/1994	16h00m - 16h30m	30	14.20	28.40	28.40	28.40	14.20	7.10	3.55	28.40	28.40	14.20	7.10	3.55
164	24/03/1995	20h15m - 20h30m	15.00	6.00	24.00	24.00	15.35	11.03	6.35	3.18					
165		20h30m - 21h30m	60.00	6.70	6.70										
166	17/11/1995	07h15m - 07h30m	15.00	8.00	32.00	64.00	34.00	17.00	8.50	4.25					
167		07h30m - 07h55m	25.00	0.00	0.00						64.00	34.00	17.00	8.50	4.25
168		07h55m - 08h00m	5.00	8.00	96.00										
169		08h00m - 08h20m	20.00	0.00	0.00										
170		08h20m - 08h30m	10.00	1.00	6.00										
171	04/12/1996	00h00m - 04h00m	240.00	0.00	0.00	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50					
172		04h00m - 05h00m	60.00	0.20	0.20										
173		05h00m - 20h00m	900.00	0.00	0.00										
174		20h00m - 24h00m	240.00	30.00	7.50						7.50	7.50	7.50	7.50	7.50
175	29/12/1996	18h30m - 20h20m	110.00	13.00	7.09	7.09	7.09	7.09	6.50	3.25					
176	03/10/1996	19h45m - 20h15m	30.00	2.60	5.20	5.20	5.20	5.09	5.03	2.83					
177		20h15m - 22h00m	105.00	8.70	4.97										
178	14/01/1997	01h00m - 02h00m	60.00	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	2.30	1.15					
179	12/02/1997	04h45m - 05h45m	60.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	9.50	4.75					
180	02/04/1997	17h50m - 18h45m	55.00	16.20	17.67	17.67	17.67	16.20	8.10	4.05	29.60	19.00	19.00	9.50	4.75
181	18/04/1997	12h30m - 14h00m	90.00	12.50	8.33	8.33	8.33	8.33	6.25	3.13					
182	17/10/1997	23h00m - 23h15m	15.00	7.40	29.60	29.60	14.80	7.40	3.70	1.85					
183	29/10/1997	14h00m - 14h50m	50.00	4.80	5.76	5.76	5.76	4.80	2.40	1.20					
184	14/01/1998	07h45m - 08h30m	45.00	9.50	12.67	12.67	12.67	9.50	4.75	2.38					
185	16/02/1998	01h00m - 01h50m	50.00	2.80	3.36	3.36	3.36	2.80	1.40	0.70	23.04	19.20	9.60	4.80	2.40
186	14/10/1998	14h50m - 15h15m	25.00	9.60	23.04	23.04	19.20	9.60	4.80	2.40					
187	24/11/1999	01h00m - 01h50m	50.00	7.10	8.52	8.52	8.52	7.10	3.55	1.78	8.52	8.52	7.10	3.55	1.78
188	04/01/2000	14h50m - 15h15m	25.00	1.20	2.88	2.88	2.40	1.20	0.60	0.30					
189	06/01/2000	02h10m - 04h15m	125.00	9.80	4.70	4.70	4.70	4.70	4.70	2.45					
190	22/01/2000	21h30m - 22h00m	30.00	3.50	7.00	7.00	7.00	3.50	1.75	0.88					
191	31/01/2000	20h20m - 20h55m	35.00	7.40	12.69	12.69	12.69	7.40	3.70	1.85	12.69	12.69	7.40	4.70	2.45
192	07/03/2000	15h30m - 15h55m	25.00	4.40	10.56	10.56	8.80	4.40	2.20	1.10					
193	12/10/2000	14h20m - 15h05m	45.00	7.00	9.33	9.33	9.33	7.00	3.50	1.75					
194	14/12/2000	19h40m - 21h00m	80.00	9.40	7.05	7.05	7.05	7.05	4.70	2.35					
195	01/01/2001	16h00m - 16h40m	40.00	5.40	8.10	8.10	8.10	5.40	2.70	1.35					
196	10/01/2001	22h10m - 22h40m	30.00	5.60	11.20	11.20	11.20	5.60	2.80	1.40					
197	02/02/2001	02h45m - 03h10m	25.00	7.00	16.80	16.80	14.00	7.00	3.50	1.75					
198	23/03/2001	12h45m - 13h00m	15.00	4.00	16.00	16.00	8.00	4.00	2.00	1.00					
199	28/03/2001	13h50m - 14h50m	60.00	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	4.75	2.38	26.70	17.80	10.00	8.25	4.13
200	22/11/2001	17h55m - 18h05m	10.00	2.20	13.20	13.20	4.40	2.20	1.10	0.55					
201	24/12/2001	00h00m - 02h00m	120.00	16.50	8.25	8.25	8.25	8.25	8.25	4.13					
202	05/01/2001	16h10m - 16h50m	40.00	10.00	15.00	15.00	15.00	10.00	5.00	2.50					
203	03/11/2001	20h50m - 21h10m	20.00	8.90	26.70	26.70	17.80	8.90	4.45	2.23					
204	07/01/2002	15h45m - 16h15m	30.00	10.00	20.00	20.00	20.00	13.60	5.00	2.50					
205		16h15m - 16h45m	30.00	3.60	7.20										
206	12/01/2002	00h10m - 00h25m	15.00	10.60	42.40	42.40	29.30	21.40	10.70	5.35					
207		00h30m - 01h10m	40.00	10.80	16.20						42.40	29.30	21.40	10.70	5.35
208	17/01/2002	12h50m - 13h10m	20.00	5.20	15.60	15.60	10.40	5.20	2.60	1.30					
209	07/04/2002	18h55m - 19h10m	15.00	10.40	41.60	41.60	20.80	10.40	5.20	2.60					
210	17/11/2002	18h50m - 19h10m	20.00	4.70	14.10	14.10	9.40	4.70	2.35	1.18					
211	01/01/2003	16h10m - 16h45m	35.00	18.10	31.03	31.03	31.03	18.10	9.05	4.53					
212	17/01/2003	23h30m - 24h00m	30.00	14.00	28.00	28.00	28.00	14.00	7.00	3.50					
213	01/03/2003	15h30m - 15h55m	25.00	7.20	17.28	17.28	14.40	7.20	3.60	1.80	31.03	31.03	18.10	9.05	4.53
214	23/03/2003	22h05m - 22h30m	25.00	8.50	20.40	20.40	17.00	8.50	4.25	2.13					
215	01/11/2003	16h00m - 16h50m	50.00	10.10	12.12	12.12	12.12	10.10	5.05	2.53					
216	03/01/2004	21h10m - 21h40m	30.00	7.20	14.40	14.40	14.40	7.20	3.60	1.80					
217	04/01/2004	18h10m - 19h00m	50.00	3.60	4.32	4.32	4.32	3.60	1.80	0.90					
218	13/01/2004	14h55m - 15h10m	15.00	5.80	23.20	23.20	11.60	5.80	2.90	1.45					
219	27/01/2004	18h20m - 18h55m	35.00	9.80	16.80	16.80	16.80	9.80	4.90	2.45					
220	14/03/2004	21h20m - 21h30m	10.00	7.00	42.00	42.00	14.00	7.00	3.50	1.75					
221	02/11/2004	13h30m - 14h05m	35.00	7.20	12.34	12.34	12.34	7.20	3.60	1.80	42.00	20.60	10.30	5.15	2.58
222	05/11/2004	17h15m - 17h45m	30.00	10.30	20.60	20.60	20.60	10.30	5.15	2.58					
223	27/11/2004	22h50m - 23h00m	10.00	5.30	31.80	31.80	10.60	5.30	2.65	1.33					
224	13/12/2004	01h50m - 02h05m	15.00	2.30	9.20	9.20	4.60	2.30	1.15	0.58					
225	14/12/2004	14h05m - 14h50m	45.00	8.80	11.73	11.73	11.73	8.80	4.40	2.20					
226	28/12/2004	20h10m - 20h40m	30.00	4.90	9.80	9.80	9.80	4.90	2.45	1.23					
227	12/01/2005	14h50m - 15h05m	15.00	5.80	23.20	23.20	11.60	5.80	2.90	1.45					
228	15/03/2005	13h30m - 14h05m	35.00	6.60	11.31	11.31	11.31	6.60	3.30	1.65					
229	19/10/2005	13h00m - 13h10m	10.00	5.50	33.00	33.00	11.00	5.50	2.75	1.38	33.00	16.70	16.70	16.70	8.35
230	03/12/2005	21h20m - 21h50m	30.00	7.80	15.60	15.60	15.60	7.80	3.90	1.95					
231	11/12/2005	14h00m - 14h40m	40.00	7.20	10.80	10.80	10.80	7.20	3.60	1.80					
232	30/12/2005	19h00m - 21h00m	120.00	33.40	16.70	16.70	16.70	16.70	16.70	8.35					
233	04/11/2006	16h00m - 16h30m	30.00	14.20	28.40	28.40	28.40	14.20	7.10	3.55	28.40	28.40	14.20	7.10	3.55

ANALISIS DE TORMENTA ESTACION PERAYOC, MICROCUENCA DE LA COMUNIDAD CCOLLOTARO.

NUM.	FECHA	HORA	Intervalo de tiempo (min)	Precipitación (mm)	Intensidad (mm/h)	INTENSIDADES MAXIMAS (mm/h)					INTENSIDAD MAXIMA ANUAL				
		INICIO - FIN				10min	30min	60min	120min	240min	10min	30min	60min	120min	240min
234	13/12/2007	21h45m - 22h00m	15	9.50	38.00	38.00	20.33	11.50	6.75	3.38	38.00	20.33	11.50	6.75	3.38
235		22h00m - 23h30m	90	4.00	2.67										
236	12/01/2008	20h00m - 20h10m	10	2.00	12.00	12.00	11.60	11.50	6.73	4.04	20.80	11.60	11.50	6.73	4.04
237		20h10m - 21h00m	50	9.50	11.40										
238		21h00m - 22h00m	60	1.50	1.50										
239		22h00m - 24h00m	120	3.90	1.95										
240	11/02/2008	21h00m - 21h15m	15	5.20	20.80	20.80	11.20	6.40	3.20	1.60					
241		21h15m - 22h00m	45	0.00	0.00										
242		22h00m - 22h45m	45	1.20	1.60										
94	24/03/2009	20h15m - 20h30m	15	6.00	24.00	24.00	15.35	11.03	6.35	3.18	96.00	34.00	17.00	8.50	4.25
95		20h30m - 21h30m	60	6.70	6.70										
96	17/11/2009	07h15m - 07h30m	12	8.00	40.00	96.00	34.00	17.00	8.50	4.25					
97		07h30m - 07h55m	25	0.00	0.00										
98		07h55m - 08h00m	5	8.00	96.00										
99		08h00m - 08h20m	20	0.00	0.00										
100		08h20m - 08h30m	10	1.00	6.00										
243	29/12/2010	15h50m - 16h00m	10	7.30	43.80	43.80	29.47	24.78	15.58	9.41	43.80	29.47	24.78	15.58	9.41
244		16h00m - 16h30m	30	11.15	22.30										
245		16h30m - 17h00m	30	9.50	19.00										
246		17h00m - 17h15m	15	0.00	0.00										
247		17h15m - 17h30m	15	1.50	6.00										
248		17h30m - 17h35m	5	1.70	20.40										
249		17h35m - 17h50m	15	0.00	0.00										
250		17h50m - 18h00m	10	6.50	39.00										
251	18/01/2011	18h00m - 18h30m	30	11.50	23.00	23.00	23.00	13.50	8.21	4.80	23.00	23.00	13.50	8.21	4.80
252		18h30m - 19h30m	60	4.00	4.00										
253		19h30m - 21h30m	120	3.70	1.85										
254	26/01/2011	21h30m - 23h30m	120	5.00	2.50	22.40	22.40	12.45	7.48	4.05					
255		23h30m - 24h00m	30	11.20	22.40										
204	07/01/2012	15h45m - 16h15m	30.00	10.00	20.00	20.00	20.00	13.60	5.00	2.50	42.40	29.30	21.40	10.70	5.35
205		16h15m - 16h45m	30.00	3.60	7.20										
206	12/01/2012	00h10m - 00h25m	15.00	10.60	42.40	42.40	29.30	21.40	10.70	5.35					
207		00h30m - 01h10m	40.00	10.80	16.20										
208	17/01/2012	12h50m - 13h10m	20.00	5.20	15.60	15.60	10.40	5.20	2.60	1.30					
209	07/04/2012	18h55m - 19h10m	15.00	10.40	41.60	41.60	20.80	10.40	5.20	2.60					
210	17/11/2012	18h50m - 19h10m	20.00	4.70	14.10	14.10	9.40	4.70	2.35	1.18					
256	23/11/2013	19h30m - 20h00m	30	12.50	25.00	25.00	25.00	15.00	9.82	5.98	25.00	25.00	15.00	9.82	5.98
257		20h00m - 21h00m	60	5.00	5.00										
258		21h00m - 22h30m	90	6.40	4.27										
259	09/11/2014	00h00m - 22h45m	1365	0.00	0.00	13.44	13.44	13.44	8.40	4.20	13.44	13.44	13.44	8.40	4.20
260		22h45m - 24h00m	75	16.80	13.44										
261	14/02/2015	15h00m - 15h10m	10	9.00	54.00	54.00	29.60	18.80	9.40	4.70	54.00	29.60	18.80	9.40	4.70
262		15h10m - 15h45m	35	0.00	0.00										
263		15h45m - 16h00m	15	5.00	20.00										
264		16h00m - 16h30m	30	4.80	9.60										
265		16h30m - 23h00m	210	0	0										
266		23h00m - 24h00m	60	2.00	2.00										
267	13/10/2015	21h30m - 21h45m	15	4.00	16.00	16.00	15.00	7.50	3.75	1.88					
268		21h45m - 22h00m	15	3.50	14.00										
269	15/10/2015	09h30m - 09h45m	15	5.00	20.00	20.00	10.00	5.00	2.50	1.25					
270	21/10/2015	17h00m - 18h00m	60	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	5.00	2.50					
271	15/02/2016	22h00m - 22h05m	8	1.50	11.25	8.63	6.88	6.44	5.02	2.51	8.63	6.88	6.44	5.02	2.51
272		22h05m - 22h15m	10	0.50	3.00										
273		22h15m - 22h45m	30	1.50	3.00										
274		22h45m - 23h45m	60	6.00	6.00										
275		23h45m - 24h00m	15	1.10	4.40										
276	27/09/2016	10h30m - 11h00m	30	1.00	2.00	2.00	2.00	1.50	1.00	0.50					
277		18h00m - 19h00m	60	1.00	1.00										
278		19h00m - 24h00m	300	0.00	0.00										
279	12/12/2017	00h00m - 16h30m	990	0.00	0.00	5.48	5.48	5.48	5.48	5.48	13.50	11.50	9.15	5.93	5.48
280		16h30m - 23h00m	390	35.60	5.48										
281		23h00m - 24h00m	60	0.00	0.00										
282	12/04/2017	03h00m - 03h05m	4	1.00	15.00	13.50	11.50	9.15	5.93	2.96					
283		03h05m - 03h15m	10	2.00	12.00										
284		03h15m - 03h45m	30	5.00	10.00										
285		03h45m - 04h45m	60	3.60	3.60										
286	13/02/2018	13h15m - 13h20m	5	2.00	24.00	18.60	14.60	10.80	6.38	3.53	20.00	20.00	17.50	14.17	7.50
287		13h20m - 13h30m	10	2.00	12.00										
288		13h30m - 13h45m	15	3.30	13.20										
289		13h45m - 14h00m	15	3.00	12.00										
290		14h00m - 15h00m	60	2.00	2.00										
291		15h00m - 16h00m	60	1.80	1.80										
292	17/11/2018	00h00m - 17h00m	1020	0.00	0.00	20.00	20.00	17.50	14.17	7.50					
293		17h00m - 17h40m	40	10.00	15.00										
294		17h40m - 18h10m	30	10.00	20.00										
295		18h10m - 19h10m	60	10.00	10.00										
296		19h10m - 24h00m	290	0.00	0.00										
						170	170	170	170	170					

ESTACION METEREOLOGICA DE PERAYOC-UNSAAC						
num.	AÑO	INTENSIDAD MAXIMA ANUAL				
		10min	30min	60min	120min	240min
1	1965	24.00	14.00	10.50	5.25	2.63
2	1966	46.80	15.60	7.80	3.90	1.95
3	1967	32.40	21.07	15.40	7.70	3.85
4	1968	38.00	20.33	11.50	6.75	3.38
5	1969	20.80	11.60	11.50	6.73	4.04
6	1970	43.80	29.47	24.78	15.58	9.41
7	1971	23.00	23.00	13.50	8.21	4.80
8	1972	25.00	25.00	15.00	9.82	5.98
9	1973	13.44	13.44	13.44	8.40	4.20
10	1974	54.00	29.60	18.80	9.40	4.70
11	1975	12.00	8.00	7.00	5.30	2.65
12	1976	12.00	11.00	8.90	5.80	5.48
13	1977	20.00	20.00	17.50	14.17	7.50
14	1978	6.43	6.43	6.43	6.43	6.43
15	1979	36.00	31.50	23.80	15.55	7.78
16	1980	36.00	25.20	15.36	8.31	4.45
17	1981	24.00	20.00	10.00	5.00	2.50
18	1982	64.00	34.00	17.00	8.50	4.25
19	1983	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50
20	1984	19.00	19.00	19.00	9.50	4.75
21	1985	38.00	19.00	9.60	4.80	2.40
22	1986	8.52	8.52	7.10	3.55	1.78
23	1987	12.69	12.69	7.40	4.70	2.45
24	1988	24.00	14.00	9.50	8.25	4.13
25	1989	26.70	17.80	10.00	5.00	2.50
26	1990	42.40	29.30	21.40	10.70	5.35
27	1991	31.03	31.03	18.10	9.05	4.53
28	1992	42.00	20.60	10.30	5.15	2.58
29	1993	33.00	16.70	16.70	16.70	8.35
30	1994	28.40	28.40	14.20	7.10	3.55
31	1995	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
32	1996	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50
33	1997	29.60	19.00	19.00	9.50	4.75
34	1998	23.04	19.20	9.60	4.80	2.40
35	1999	8.52	8.52	7.10	3.55	1.78
36	2000	12.69	12.69	7.40	4.70	2.45
37	2001	26.70	17.80	10.00	8.25	4.13
38	2002	42.40	29.30	21.40	10.70	5.35
39	2003	31.03	31.03	18.10	9.05	4.53
40	2004	42.00	20.60	10.30	5.15	2.58
41	2005	33.00	16.70	16.70	16.70	8.35
42	2006	28.40	28.40	14.20	7.10	3.55
43	2007	38.00	20.33	11.50	6.75	3.38
44	2008	20.80	11.60	11.50	6.73	4.04
45	2009	96.00	34.00	17.00	8.50	4.25
46	2010	43.80	29.47	24.78	15.58	9.41
47	2011	23.00	23.00	13.50	8.21	4.80
48	2012	42.40	29.30	21.40	10.70	5.35
49	2013	25.00	25.00	15.00	9.82	5.98
50	2014	13.44	13.44	13.44	8.40	4.20
51	2015	54.00	29.60	18.80	9.40	4.70
52	2016	8.63	6.88	6.44	5.02	2.51
53	2017	13.50	11.50	9.15	5.93	5.48
54	2018	20.00	20.00	17.50	14.17	7.50

INTENSIDADES MAXIMAS ANUALES AFECTADOS POR EL FACTOR DE CORRECION (K)						
num.	AÑO	INTENSIDAD MAXIMA ANUAL				
		10min	30min	60min	120min	240min
1	1965	35.41	20.66	15.49	7.75	3.87
2	1966	69.05	23.02	11.51	5.75	2.88
3	1967	47.80	31.08	22.72	11.36	5.68
4	1968	56.07	30.00	16.97	9.96	4.98
5	1969	30.69	17.12	16.97	9.92	5.96
6	1970	64.62	43.48	36.57	22.98	13.89
7	1971	33.94	33.94	19.92	12.12	7.08
8	1972	36.89	36.89	22.13	14.48	8.82
9	1973	19.83	19.83	19.83	12.39	6.20
10	1974	79.67	43.67	27.74	13.87	6.93
11	1975	17.71	11.80	10.33	7.82	3.91
12	1976	17.71	16.23	13.13	8.56	8.08
13	1977	29.51	29.51	25.82	20.90	11.07
14	1978	9.49	9.49	9.49	9.49	9.49
15	1979	53.12	46.48	35.12	22.94	11.47
16	1980	53.12	37.18	22.66	12.26	6.57
17	1981	35.41	29.51	14.75	7.38	3.69
18	1982	94.43	50.17	25.08	12.54	6.27
19	1983	11.07	11.07	11.07	11.07	11.07
20	1984	28.03	28.03	28.03	14.02	7.01
21	1985	56.07	28.03	14.16	7.08	3.54
22	1986	12.57	12.57	10.48	5.24	2.62
23	1987	18.72	18.72	10.92	6.94	3.61
24	1988	35.41	20.66	14.02	12.17	6.09
25	1989	39.39	26.26	14.75	7.38	3.69
26	1990	62.56	43.23	31.57	15.79	7.89
27	1991	45.78	45.78	26.71	13.35	6.68
28	1992	61.97	30.39	15.20	7.60	3.80
29	1993	48.69	24.64	24.64	24.64	12.32
30	1994	41.90	41.90	20.95	10.48	5.24
31	1995	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
32	1996	11.07	11.07	11.07	11.07	11.07
33	1997	43.67	28.03	28.03	14.02	7.01
34	1998	33.99	28.33	14.16	7.08	3.54
35	1999	12.57	12.57	10.48	5.24	2.62
36	2000	18.72	18.72	10.92	6.94	3.61
37	2001	39.39	26.26	14.75	12.17	6.09
38	2002	62.56	43.23	31.57	15.79	7.89
39	2003	45.78	45.78	26.71	13.35	6.68
40	2004	61.97	30.39	15.20	7.60	3.80
41	2005	48.69	24.64	24.64	24.64	12.32
42	2006	41.90	41.90	20.95	10.48	5.24
43	2007	56.07	30.00	16.97	9.96	4.98
44	2008	30.69	17.12	16.97	9.92	5.96
45	2009	141.64	50.17	25.08	12.54	6.27
46	2010	64.62	43.48	36.57	22.98	13.89
47	2011	33.94	33.94	19.92	12.12	7.08
48	2012	62.56	43.23	31.57	15.79	7.89
49	2013	36.89	36.89	22.13	14.48	8.82
50	2014	19.83	19.83	19.83	12.39	6.20
51	2015	79.67	43.67	27.74	13.87	6.93
52	2016	12.73	10.14	9.50	7.40	3.70
53	2017	19.92	16.97	13.50	8.74	8.08
54	2018	29.51	29.51	25.82	20.90	11.07

DISTRIBUCION GUMBEL, MICROCUENCA DE LA COMUNIDAD DE CCOLLOTARO.

N° Orden (m)	Año	Periodo Retorno en Años	Intensidades históricas				
			Duraciones [minutos]				
			10.00	30.00	60.00	120.00	240.00
1	1965	43.00	35.41	20.66	15.49	7.75	3.87
2	1966	21.50	69.05	23.02	11.51	5.75	2.88
3	1967	14.33	47.80	31.08	22.72	11.36	5.68
4	1968	10.75	56.07	30.00	16.97	9.96	4.98
5	1969	8.60	30.69	17.12	16.97	9.92	5.96
6	1970	7.17	64.62	43.48	36.57	22.98	13.89
7	1971	6.14	33.94	33.94	19.92	12.12	7.08
8	1972	5.38	36.89	36.89	22.13	14.48	8.82
9	1973	4.78	19.83	19.83	19.83	12.39	6.20
10	1974	4.30	79.67	43.67	27.74	13.87	6.93
11	1975	3.91	17.71	11.80	10.33	7.82	3.91
12	1976	3.58	17.71	16.23	13.13	8.56	8.08
13	1977	3.31	29.51	29.51	25.82	20.90	11.07
14	1978	3.07	9.49	9.49	9.49	9.49	9.49
15	1979	2.87	53.12	46.48	35.12	22.94	11.47
16	1980	2.69	53.12	37.18	22.66	12.26	6.57
17	1981	2.53	35.41	29.51	14.75	7.38	3.69
18	1982	2.39	94.43	50.17	25.08	12.54	6.27
19	1983	2.26	11.07	11.07	11.07	11.07	11.07
20	1984	2.15	28.03	28.03	28.03	14.02	7.01
21	1985	2.05	56.07	28.03	14.16	7.08	3.54
22	1986	1.95	12.57	12.57	10.48	5.24	2.62
23	1987	1.87	18.72	18.72	10.92	6.94	3.61
24	1988	1.79	35.41	20.66	14.02	12.17	6.09
25	1989	1.72	39.39	26.26	14.75	7.38	3.69
26	1990	1.65	62.56	43.23	31.57	15.79	7.89
27	1991	1.59	45.78	45.78	26.71	13.35	6.68
28	1992	1.54	61.97	30.39	15.20	7.60	3.80
29	1993	1.48	48.69	24.64	24.64	24.64	12.32
30	1994	1.43	41.90	41.90	20.95	10.48	5.24
31	1995	1.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
32	1996	1.34	11.07	11.07	11.07	11.07	11.07
33	1997	1.30	43.67	28.03	28.03	14.02	7.01
34	1998	1.26	33.99	28.33	14.16	7.08	3.54
35	1999	1.23	12.57	12.57	10.48	5.24	2.62
36	2000	1.19	18.72	18.72	10.92	6.94	3.61
37	2001	1.16	39.39	26.26	14.75	12.17	6.09
38	2002	1.13	62.56	43.23	31.57	15.79	7.89
39	2003	1.10	45.78	45.78	26.71	13.35	6.68
40	2004	1.08	61.97	30.39	15.20	7.60	3.80
41	2005	1.05	48.69	24.64	24.64	24.64	12.32
42	2006	1.02	41.90	41.90	20.95	10.48	5.24
43	2007	1.00	56.07	30.00	16.97	9.96	4.98
44	2008	0.98	30.69	17.12	16.97	9.92	5.96
45	2009	0.96	141.64	50.17	25.08	12.54	6.27
46	2010	0.93	64.62	43.48	36.57	22.98	13.89
47	2011	0.91	33.94	33.94	19.92	12.12	7.08
48	2012	0.90	62.56	43.23	31.57	15.79	7.89
49	2013	0.88	36.89	36.89	22.13	14.48	8.82
50	2014	0.86	19.83	19.83	19.83	12.39	6.20
51	2015	0.84	79.67	43.67	27.74	13.87	6.93
52	2016	0.83	12.73	10.14	9.50	7.40	3.70
53	2017	0.81	19.92	16.97	13.50	8.74	8.08
54	2018	0.80	29.51	29.51	25.82	20.90	11.07
Promedio			**41.76**	**28.65**	**19.68**	**11.99**	**6.69**
Desviación estándar			**24.78**	**12.33**	**7.98**	**5.28**	**3.06**

DISTRIBUCION GUMBEL, MICROCUENCA DE LA COMUNIDAD DE CCOLLOTARO.

N° Orden (m)	Año	Periodo Retorno en Años	Intensidades históricas				
			Duraciones [minutos]				
			10.00	30.00	60.00	120.00	240.00

Aplicando el modelo probabilistico de Gumbel, con la siguiente expresion según Ven Te Chow, la distribucion puede expresarse de la siguiente forma:

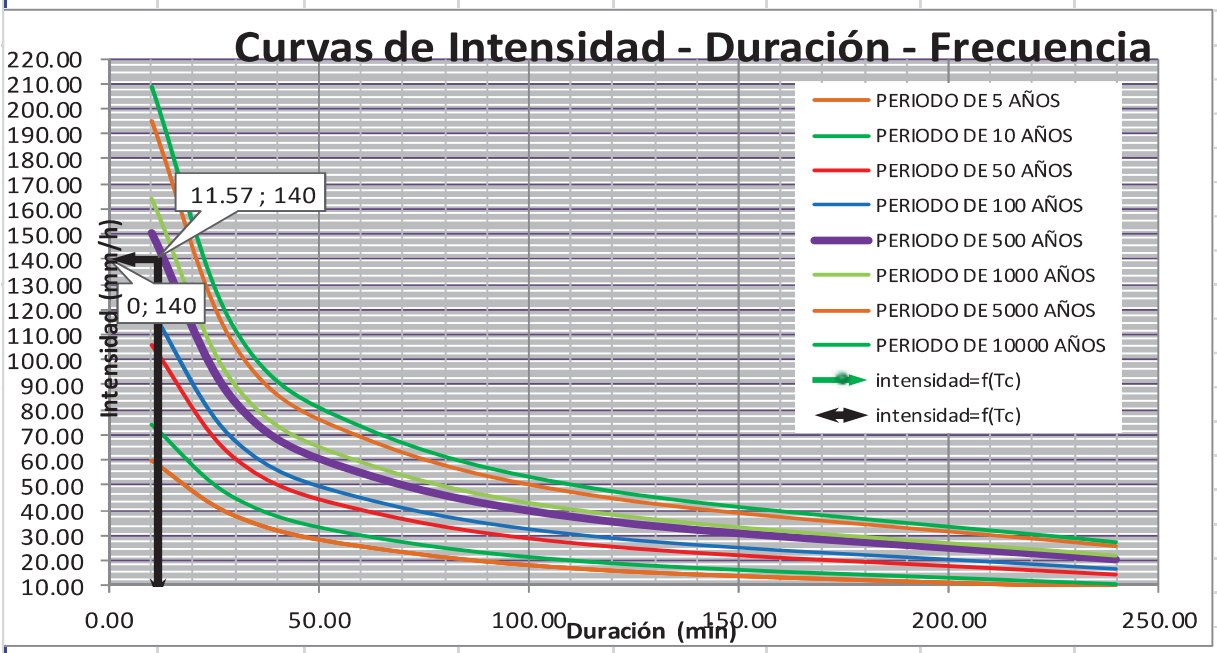
$$X_t = \mu + \alpha Y_t \qquad \alpha = \frac{\sqrt{6}.S}{\pi} \qquad \mu = x - 0{,}5772\ .\alpha \qquad Y_t = -Ln\left[Ln(\frac{T}{T-1})\right]$$

Donde:

$$X_t = x - \frac{\sqrt{6}.S}{\pi} \times \left(0.5772 + Ln\left[Ln(\frac{T}{T-1})\right]\right)$$

Calculo de la intensidad según la duración de la lluvia y el periodo de retorno

Tiempo de Retorno	Duración de la Precipitación en Minutos				
	10.00	30.00	60.00	120.00	240.00
5 AÑOS	59.59	37.52	25.42	15.79	8.89
10	74.09	44.74	30.09	18.89	10.68
50	105.99	60.61	40.36	25.69	14.62
100	119.48	67.32	44.70	28.56	16.29
500	150.66	82.84	54.74	35.21	20.14
1000	164.06	89.50	59.05	38.07	21.79
5000	195.16	104.98	69.06	44.70	25.63
10000	208.55	111.64	73.37	47.55	27.29



PEARSON TIPO III, MICROCUENCA DE LA COMUNIDAD DE CCOLLOTARO										
INTENSIDADES MAXIMAS ANUALES AFECTADOS POR EL FACTOR DE CORRECION (K)										
AÑO	INTENSIDAD MAXIMA ANUAL					(Xi-X')^2				
	10min	30min	60min	120min	240min	10min	30min	60min	120min	240min
1965	35.41	20.66	15.49	7.75	3.87	40.54	64.22	17.71	18.21	8.02
1966	69.05	23.02	11.51	5.75	2.88	743.84	31.96	67.10	39.17	14.66
1967	47.80	31.08	22.72	11.36	5.68	36.32	5.82	9.13	0.43	1.05
1968	56.07	30.00	16.97	9.96	4.98	204.19	1.77	7.47	4.22	2.98
1969	30.69	17.12	16.97	9.92	5.96	122.95	133.52	7.47	4.37	0.56
1970	64.62	43.48	36.57	22.98	13.89	521.99	219.23	284.48	120.28	51.58
1971	33.94	33.94	19.92	12.12	7.08	61.50	27.72	0.05	0.01	0.14
1972	36.89	36.89	22.13	14.48	8.82	23.93	67.50	5.91	6.11	4.45
1973	19.83	19.83	19.83	12.39	6.20	481.70	78.15	0.02	0.14	0.26
1974	79.67	43.67	27.74	13.87	6.93	1436.15	225.09	64.62	3.45	0.05
1975	17.71	11.80	10.33	7.82	3.91	579.48	284.48	87.83	17.58	7.82
1976	17.71	16.23	13.13	8.56	8.08	579.48	154.76	43.15	11.94	1.89
1977	29.51	29.51	25.82	20.90	11.07	150.52	0.70	37.46	79.02	19.01
1978	9.49	9.49	9.49	9.49	9.49	1042.37	367.80	104.20	6.36	7.76
1979	53.12	46.48	35.12	22.94	11.47	128.56	317.07	237.64	119.47	22.71
1980	53.12	37.18	22.66	12.26	6.57	128.56	72.44	8.74	0.06	0.02
1981	35.41	29.51	14.75	7.38	3.69	40.54	0.70	24.46	21.49	9.10
1982	94.43	50.17	25.08	12.54	6.27	2772.15	462.04	28.97	0.28	0.19
1983	11.07	11.07	11.07	11.07	11.07	943.23	309.91	74.55	0.90	19.01
1984	28.03	28.03	28.03	14.02	7.01	188.90	0.41	69.45	4.01	0.09
1985	56.07	28.03	14.16	7.08	3.54	204.19	0.41	30.64	24.31	10.02
1986	12.57	12.57	10.48	5.24	2.62	853.05	259.19	85.09	45.90	16.70
1987	18.72	18.72	10.92	6.94	3.61	531.80	99.06	77.12	25.73	9.55
1988	35.41	20.66	14.02	12.17	6.09	40.54	64.22	32.30	0.03	0.38
1989	39.39	26.26	14.75	7.38	3.69	5.68	5.79	24.46	21.49	9.10
1990	62.56	43.23	31.57	15.79	7.89	431.87	212.01	141.01	14.25	1.41
1991	45.78	45.78	26.71	13.35	6.68	16.03	292.78	49.08	1.79	0.00
1992	61.97	30.39	15.20	7.60	3.80	407.68	2.97	20.28	19.49	8.45
1993	48.69	24.64	24.64	24.64	12.32	47.78	16.24	24.40	159.44	31.52
1994	41.90	41.90	20.95	10.48	5.24	0.02	175.10	1.57	2.36	2.15
1995	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1662.84	765.64	349.69	121.29	32.56
1996	11.07	11.07	11.07	11.07	11.07	943.23	309.91	74.55	0.90	19.01
1997	43.67	28.03	28.03	14.02	7.01	3.59	0.41	69.45	4.01	0.09
1998	33.99	28.33	14.16	7.08	3.54	60.58	0.12	30.64	24.31	10.02
1999	12.57	12.57	10.48	5.24	2.62	853.05	259.19	85.09	45.90	16.70
2000	18.72	18.72	10.92	6.94	3.61	531.80	99.06	77.12	25.73	9.55
2001	39.39	26.26	14.75	12.17	6.09	5.68	5.79	24.46	0.03	0.38
2002	62.56	43.23	31.57	15.79	7.89	431.87	212.01	141.01	14.25	1.41
2003	45.78	45.78	26.71	13.35	6.68	16.03	292.78	49.08	1.79	0.00
2004	61.97	30.39	15.20	7.60	3.80	407.68	2.97	20.28	19.49	8.45
2005	48.69	24.64	24.64	24.64	12.32	47.78	16.24	24.40	159.44	31.52
2006	41.90	41.90	20.95	10.48	5.24	0.02	175.10	1.57	2.36	2.15
2007	56.07	30.00	16.97	9.96	4.98	204.19	1.77	7.47	4.22	2.98
2008	30.69	17.12	16.97	9.92	5.96	122.95	133.52	7.47	4.37	0.56
2009	141.64	50.17	25.08	12.54	6.27	9973.16	462.04	28.97	0.28	0.19
2010	64.62	43.48	36.57	22.98	13.89	521.99	219.23	284.48	120.28	51.58
2011	33.94	33.94	19.92	12.12	7.08	61.50	27.72	0.05	0.01	0.14
2012	62.56	43.23	31.57	15.79	7.89	431.87	212.01	141.01	14.25	1.41
2013	36.89	36.89	22.13	14.48	8.82	23.93	67.50	5.91	6.11	4.45
2014	19.83	19.83	19.83	12.39	6.20	481.70	78.15	0.02	0.14	0.26
2015	79.67	43.67	27.74	13.87	6.93	1436.15	225.09	64.62	3.45	0.05
2016	12.73	10.14	9.50	7.40	3.70	844.02	343.23	104.08	21.24	9.02
2017	19.92	16.97	13.50	8.74	8.08	477.83	136.95	38.44	10.70	1.89
2018	29.51	29.51	25.82	20.90	11.07	150.52	0.70	37.46	79.02	19.01
PROMEDIO	41.78	28.67	19.70	12.01	6.71	32459.46	8000.27	3333.63	1455.84	484.06
DESVIACION	24.75	12.29	7.93	5.24	3.02	SUMATORIA				

PEARSON TIPO III, MICROCUENCA DE LA COMUNIDAD DE CCOLLOTARO

INTENSIDADES MAXIMAS ANUALES AFECTADOS POR EL FACTOR DE CORRECION (K)

AÑO	INTENSIDAD MAXIMA ANUAL	(Xi-X')^2

K(10min)	K(30min)	K(60min)	K(120min)	K(240min	PERIODO
0.836	0.833	0.830	0.824	0.811	5
1.280	1.286	1.292	1.300	1.315	10
1.754	1.774	1.794	1.824	1.887	50
2.063	2.093	2.126	2.172	2.271	100
2.976	3.061	3.188	3.431	3.870	500
3.219	3.303	3.431	3.674	4.112	1000
3.462	3.546	3.674	3.917	4.355	5000
3.705	3.789	3.917	4.160	4.598	10000

COEFICIENTE DE ASIMETRIA	
Cs (10min)	0.05
Cs (30min)	0.11
Cs (60min)	0.17
Cs (120min)	0.26
Cs (240min)	0.45

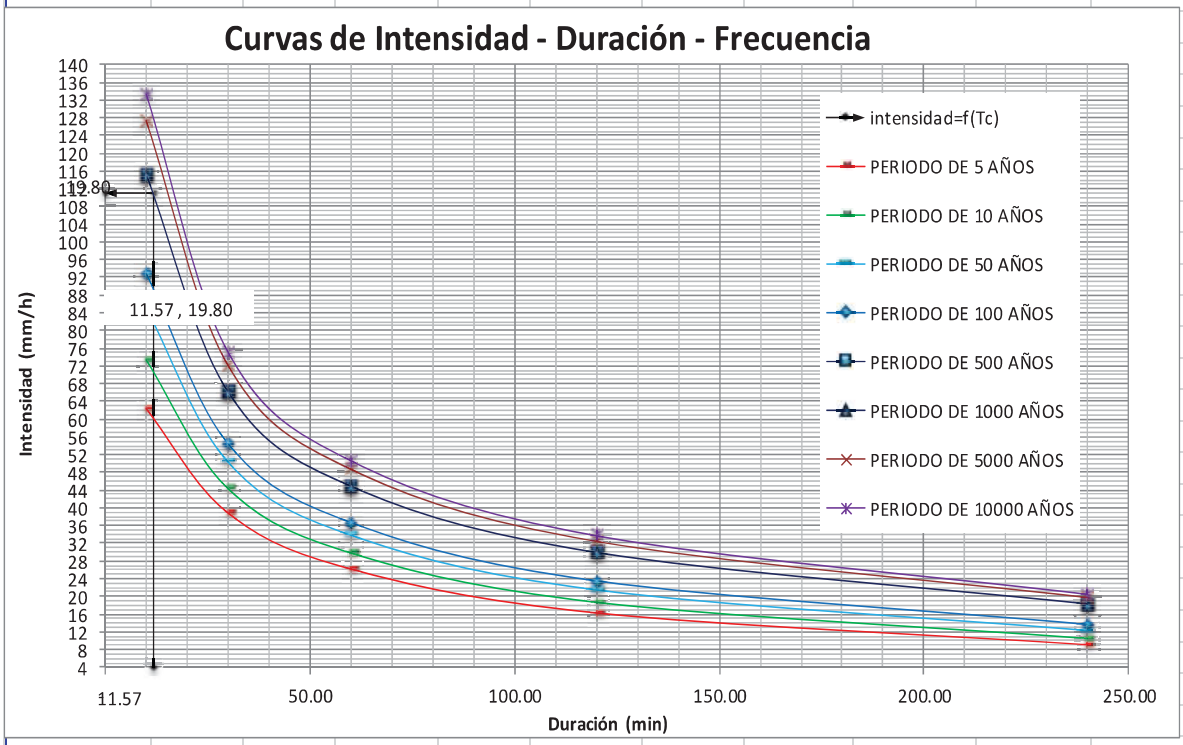
DISTRIBUCION ESTADISTICA SEGÚN PEARSON TIPO III					
PERIODO (AÑOS)	INTENCIDADES FINALES PARA LAS DISTINTAS DURACIONES				
	10	30	60	120	240
5	62.476	38.910	26.282	16.334	9.156
10	73.449	44.465	29.944	18.825	10.681
50	85.195	50.460	33.930	21.572	12.408
100	92.842	54.388	36.558	23.397	13.570
500	115.432	66.273	44.987	29.995	18.400
1000	121.443	69.257	46.914	31.268	19.134
5000	127.454	72.241	48.840	32.541	19.868
10000	133.466	75.226	50.767	33.814	20.602

- Calcule el coeficiente de oblicuidad de los logaritmos, Cs.

$$C_s = \frac{n\sum_{i=1}^{n}(x_i - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)S_x^3}$$

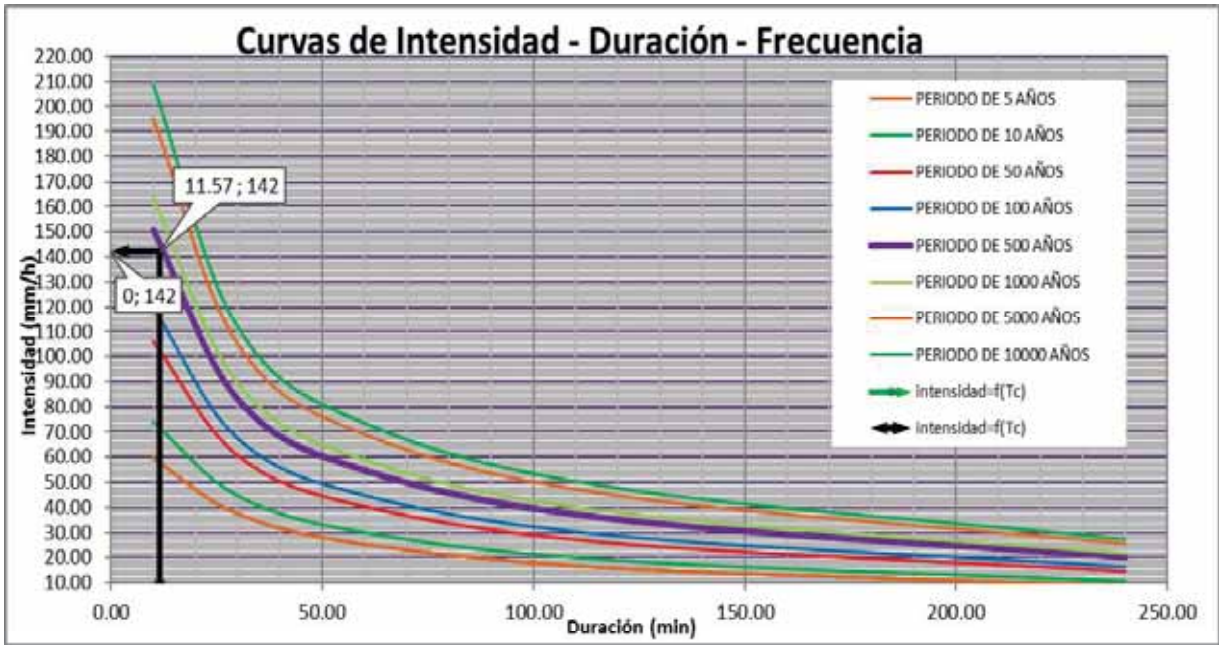
- Calcule $Y_T = \bar{Y} + S_y \cdot K_T$

- De donde Kt se obtiene del cuadro adjunto, y con Cs, y el periodo de retorno conocidos.
- Calcule $X_T = Antilog\, Y_T$



Análisis comparativo de curvas IDF, elaborados para los métodos utilizados en la microcuenca de la comunidad de Ccollotaro. (TC promedio = 11.57 min)

3) Distribución Gumbel, microcuenca de comunidad Ccollotaro.



4) Pearson tipo III, microcuenca principal de comunidad Ccollotaro.

En Tabla 21 se muestra un resumen de la prueba Kolmogorov – Smirnov según el orden de preferencia indicado por cada prueba, dando 1 a la "mejor" y 5 a la "peor"

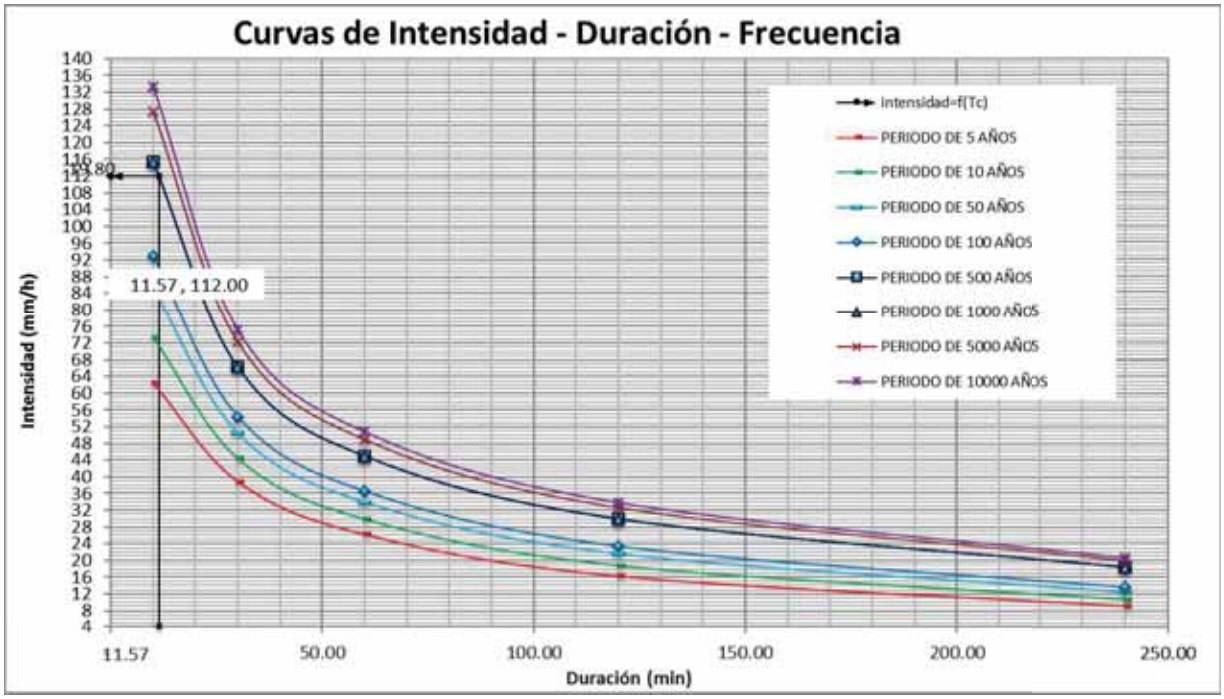


Tabla 21: Resumen de la prueba Kolmogorov – Smirnov

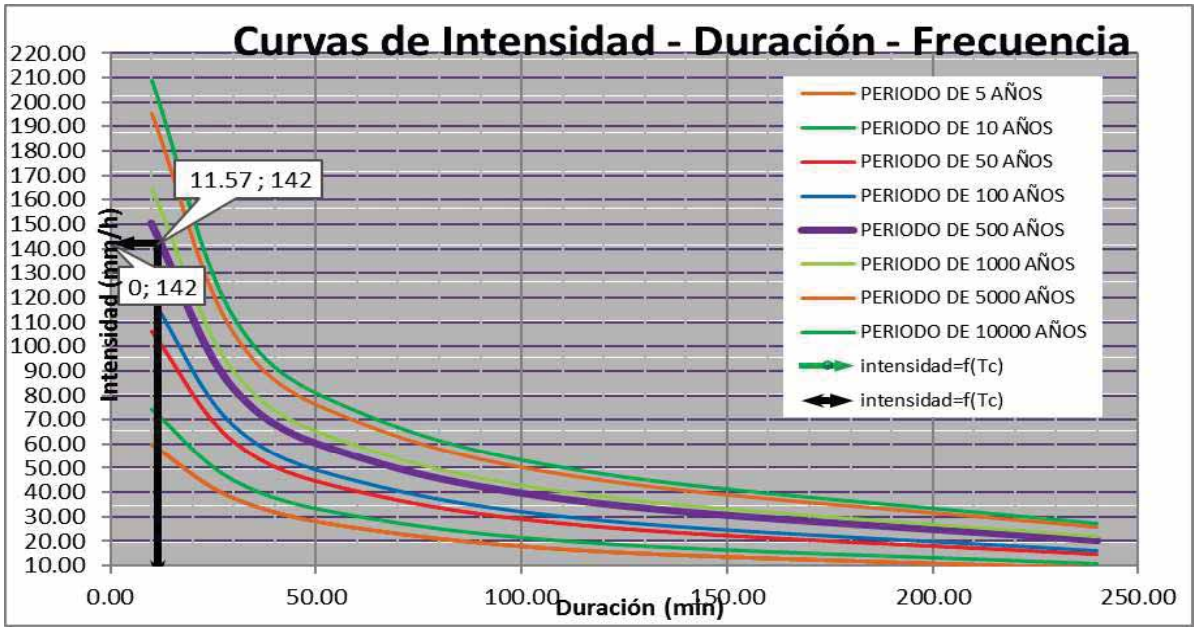
FUNCIÓN	KOLMOGOROV	D
Gumbel	1	0.11240
Pearson III	2	0.11500
Log Pearson III	3	0.11760
Log Normal	4	0.13160
Normal	5	0.15850

Adaptado: "Fundamentos de Hidrología de superficie", Aparicio (1992), pág. 280

La función de distribución con el menor valor de D es la Gumbel (tabla 3.3) por lo que, según esta prueba, esta función sería la preferible y será utilizara. Para el caso de proyecto de tesis.

Para tomar intensidad de precipitación se tomará el de acuerdo a la tabla (3.3), de la distribución Gumbel por ser mejor de 1. Para un periodo de retorno de 500 años. De acuerdo a curva **IDF** de **GUMBEL**

La duración que tenemos es de **11.57 minutos** y para un período de retorno de **500 años** se



obtiene una **intensidad** de **142.00 mm/hr.**

8.1.6 Caudales de diseño

El caudal de escurrimiento superficial se determinará considerando como zona de drenaje las áreas correspondientes a calles, vías de la urbanización, zonas de contribución, patios y techos donde la intensidad será para un periodo de 500 años, valor determinado en el estudio hidrológico.

Para diseñar un sistema de alcantarillado de aguas pluviales, se deberán considerar todos los tipos de aguas pluviales, determinándose además en cada caso el caudal respectivo. Los volúmenes de descarga para el diseño del sistema de alcantarillados pluvial son:

- Aguas pluviales de calles y vías de urbanización.
- Aguas pluviales de contribución alta o cabecera de comunidades.
- Aporte de aguas pluviales techos y patio.

METODO EMPIRICO

Este método consiste en relacionar en forma directa un cierto coeficiente de escorrentía (C), una intensidad de lluvia de diseño (I) y un área aporte (A).

este método es aplicable porque el área es Área < 10 km² menor

$$Q_1 = CxIxA/360^{i}$$

$$Q = 0{,}278\ C\ I\ A$$

Donde:

Q : Descarga Máxima ó Caudal (m^3/s)
C : Coeficiente de escorrentía (Tabla)
I : Intensidad (mm/h)
A : Área (km^2)

C: coeficiente de escorrentía.

I: intensidad máxima en mm/hora.

A: área de estudio en hectáreas.

8.1.2.1 Caudales de calles y vías.

Se tomará el área efectiva de calles y vías. Caudal de agua pluvial, como descarga directa al sistema de alcantarillado pluvial, referido al caudal correspondiente al máximo periodo de retorno de 500 años.

1). Para la comunidad campesina de Ccollotaro.

$$Q_1 = \frac{C\ I\ A}{360}$$

Donde:

I= 81.5 mm/h

C= 0.22 (suelo arenoso pronunciado (>10%) pendiente)

A= área tributaria (calles) = 0.695 ha

Figura 1c
Coeficientes de Escorrontía en áreas no desarrolladas en función del tipo de suelo

Topografía y Vegetación	Tipo de Suelo		
	Tierra Arenosa	Limo arcilloso	Arcilla Pesada
Bosques			
Plano	0.10	0.30	0.40
Ondulado	0.25	0.35	0.50
Pronunciado	0.30	0.50	0.60
Pradera			
Plano	0.10	0.30	0.40
Ondulado	0.16	0.36	0.55
Pronunciado	0.22	0.42	0.60
Terrenos de Cultivo			
Plano	0.30	0.50	0.60
Ondulado	0.40	0.60	0.70
Pronunciado	0.52	0.72	0.82

Nota:
Plano (0 - 5%) Pendiente
Ondulado (5 - 10%) Pendiente
Pronunciado > 10% Pendiente

Q_1= (0. 22x 81.5x 0.695) /360 = 0.0346148611 lps

Q_1 = 34.6148611 lps

2). Para la comunidad campesina de Ccoyaraqui.

$$Q_1 = \frac{C\ I\ A}{360}$$

Donde:

I= 81.5 mm/h

C= 0.22 (suelo arenoso pronunciado (>10%) pendiente)

A= área tributaria (calles) = 0.195 ha

Figura 1c

Coeficientes de Escorrontía en áreas no desarrolladas en función del tipo de suelo

Topografía y Vegetación	Tipo de Suelo		
	Tierra Arenosa	Limo arcilloso	Arcilla Pesada
Bosques			
Plano	0.10	0.30	0.40
Ondulado	0.25	0.35	0.50
Pronunciado	0.30	0.50	0.60
Pradera			
Plano	0.10	0.30	0.40
Ondulado	0.16	0.36	0.55
Pronunciado	0.22	0.42	0.60
Terrenos de Cultivo			
Plano	0.30	0.50	0.60
Ondulado	0.40	0.60	0.70
Pronunciado	0.52	0.72	0.82

Nota:

Plano	(0 - 5%)	Pendiente
Ondulado	(5 - 10%)	Pendiente
Pronunciado	> 10%	Pendiente

Q_1= (0. 22x 81.5x 0.195) /360 = 0.0097121 lps

Q_1 = 9.7121 lps

8.1.2.2 Aguas pluviales de contribución alta o cabecera de comunidades.

Se tomará el área efectiva zona alta a calles. Caudal de agua pluvial, como descarga directa al sistema de alcantarillado pluvial, referido al caudal correspondiente al máximo periodo de retorno de 500 años.

1). Para la comunidad campesina de Ccollotaro.

$$Q_2 = \frac{C\ I\ A}{360}$$

Donde:

I= 81.5 mm/h

C= 0.22 (suelo arenoso pronunciado (>10%) pendiente)

A= área tributaria (calles) = 1.52 ha

Figura 1c

Coeficientes de Escorrontía en áreas no desarrolladas en función del tipo de suelo

Topografía y Vegetación	Tipo de Suelo		
	Tierra Arenosa	Limo arcilloso	Arcilla Pesada
Bosques			
Plano	0.10	0.30	0.40
Ondulado	0.25	0.35	0.50
Pronunciado	0.30	0.50	0.60
Pradera			
Plano	0.10	0.30	0.40
Ondulado	0.16	0.36	0.55
Pronunciado	0.22	0.42	0.60
Terrenos de Cultivo			
Plano	0.30	0.50	0.60
Ondulado	0.40	0.60	0.70
Pronunciado	0.52	0.72	0.82

Nota:

Plano	(0 - 5%)	Pendiente
Ondulado	(5 - 10%)	Pendiente
Pronunciado	> 10%	Pendiente

Q_2= (0. 22x 81.5x 2.5) /360 = 0.0747083 lps

Q_2 = 124.51 lps

2). Para la comunidad campesina de Ccoyaraqui.

$$Q_2 = \frac{C\ I\ A}{360}$$

Donde:

I= 81.5 mm/h

C= 0.22 (suelo arenoso pronunciado (>10%) pendiente)

A= área tributaria (calles) = 1.95 ha

Figura 1c
Coeficientes de Escorrontía en áreas no desarrolladas en función del tipo de suelo

Topografía y Vegetación	Tipo de Suelo		
	Tierra Arenosa	Limo arcilloso	Arcilla Pesada
Bosques			
Plano	0.10	0.30	0.40
Ondulado	0.25	0.35	0.50
Pronunciado	0.30	0.50	0.60
Pradera			
Plano	0.10	0.30	0.40
Ondulado	0.16	0.36	0.55
Pronunciado	0.22	0.42	0.60
Terrenos de Cultivo			
Plano	0.30	0.50	0.60
Ondulado	0.40	0.60	0.70
Pronunciado	0.52	0.72	0.82

Nota:
Plano (0 - 5%) Pendiente
Ondulado (5 - 10%) Pendiente
Pronunciado > 10% Pendiente

Q_2= (0. 22x 81.5x 1.95) /360 = 0.06225694 lps

Q_2 = 97.12 lps

8.1.2.3 Aporte de aguas pluviales domiciliares patio, techos:

El caudal correspondiente al aporte de aguas de lluvias ingresa al sistema de alcantarillado pluvial por ello se derivará a sistema drenaje de las aguas pluviales, se ha calculado con la siguiente expresión:

METODO EMPIRICO

Este método consiste en relacionar en forma directa un cierto coeficiente de escorrentía (C), una intensidad de lluvia de diseño (I) y un área aporte (A).

Área < 10 km²

$$Q_{lluvia} = Q_3 = CxIxA/360$$

Donde:

C: coeficiente de escorrentía.

I: intensidad máxima en mm/hora.

A: área de estudio en hectáreas.

Q = 0,278 C I A

Q : Descarga Máxima ó Caudal (m³/s)
C : Coeficiente de escorrentía (Tabla)
I : Intensidad (mm/h)
A : Área (km²)

Coeficiente C

Cuadro 52: coeficiente de escorrentía

coeficiente C	
para : techos	0.70 - 0.95
para : patios	0.25 - 0.35

De acuerdo al estudio realizando en la zona rural del proyecto y considerando las construcciones futuras del (cuadro7.3) determínanos que el área de techos representara el 30% del área total de lote del cual el 10% se evacuara a las calles y/o vías. Y El área considera para patios será el 50% del área total. Del cuadro anterior se tiene:

Cuadro 53: porcentaje de área de calles y viviendas(techos y patios)

Áreas	
Calles y/o vías	**30%**
Viviendas; (techos y patios)	**70%**

Cuadro 54: porcentaje de área de techos y patios.

Áreas	
Para techos	**20%**
Para patios	**50%**

Asumiendo valores de **coeficiente C**

C=0.70 para (Techos)

C=0.25 para (Patios)

Entonces:

C= (0.70 x 20 % + 0.25 x 50%)/ 100%

C= 0.265 = 0.27

Intensidad máxima

1) Para la comunidad campesina de Ccollotaro

Por ser el caudal de diseño mínimo, las aguas discurrirán libremente por las calles y se colectarán en los sumideros ubicados en la parte inferior de las mismas.

Considerando aporte de aguas pluviales provenientes de techos con caída hacia vías se tiene:

$$Q_{techos} = \frac{C\ I\ A}{360}$$

Donde:

I= 81.5 mm/h

C= 0.27 (techos y patios)

A= 10% (área lotes y otros: 7.89ha área total -0.695ha área total(calles) = 0.72 ha

Q_3 = (0. 27 x 81.5x 0.36) /360 = 0.022005 lps

Q_3 = 44.01 lps

2) Para la comunidad campesina de Ccoyaraqui

Por ser el caudal de diseño mínimo, las aguas discurrirán libremente por las calles y se colectarán en los sumideros ubicados en la parte inferior de las mismas.

Considerando aporte de aguas pluviales provenientes de techos con caída hacia vías se tiene:

$$Q_{techos} = \frac{C\ I\ A}{360}$$

Donde:

I= 81.5 mm/h

C= 0.27 (techos)

A= 10% (área lotes y otros: 4.35 ha área total -0.195ha área total(calles) = 0.24 ha

Q_3= (0. 27x 81.5x 0.12) /360 = 0.0106236 lps

Q_2 = 14.67 lps

Finalmente se tiene:

- **PARA LA COMUNIDAD DE CCOLLOTARO**

$$\boldsymbol{Q_{DISEÑO}} = \boldsymbol{Q_{calles\ y\ vias}} + Q_{cabecera} + Q_{techos\ y\ patio}$$

$Q_{DISEÑO}$= 34.61 +124.51+44.01

- **PARA LA COMUNIDAD DE CCOYARAQUI**

$$\boldsymbol{Q_{DISEÑO}} = \boldsymbol{Q_{calles\ y\ vias}} + Q_{cabecera} + Q_{techos\ y\ patio}$$

$Q_{DISEÑO}$= 9.71 + 97.12+ 14.67

$Q_{DISEÑO}$= 121.5029 lps

$Q_{DISEÑO}$= 203.14 lps

Por tanto, el caudal de diseño es el expresado por el coeficiente de descarga y su área tributaria. (ver cuadro) coeficiente de descarga.

$$C_d = \frac{Q}{A_{tributaria}}$$

$$C_d = \frac{203.14\ lps}{7.89_{ha}}$$

$$C_d = 25.75\ lps$$

8.1.3 Sumideros

Se diseñarán sumideros, considerándolos como desarenadores, para un caudal de 20 veces el caudal de diseño la sección interior será de 0.60m por una longitud variable al ancho de las vías.

$$H = \frac{20xQ}{L\ x\ B}$$

Donde;

H= altura del desarenador.

Q= volumen para l seg.

L= longitud del desarenador (L. menor)

B= ancho del desarenador.

H= $(\frac{20\ x\ \ 203.14Lps}{0.60x\ 8ml})$

H= 10.73 m

Considerando que la altura h, calculada es mínima y teniendo en cuenta que los sumideros deben tener una profundidad considerable para que las tuberías de

conexión con los buzones vayan enterradas a una profundidad mínima, así como para mejorar maniobrabilidad en los trabajos de limpieza posteriores asumimos altura h= 0.70 m. (ver detalles de sumidero).

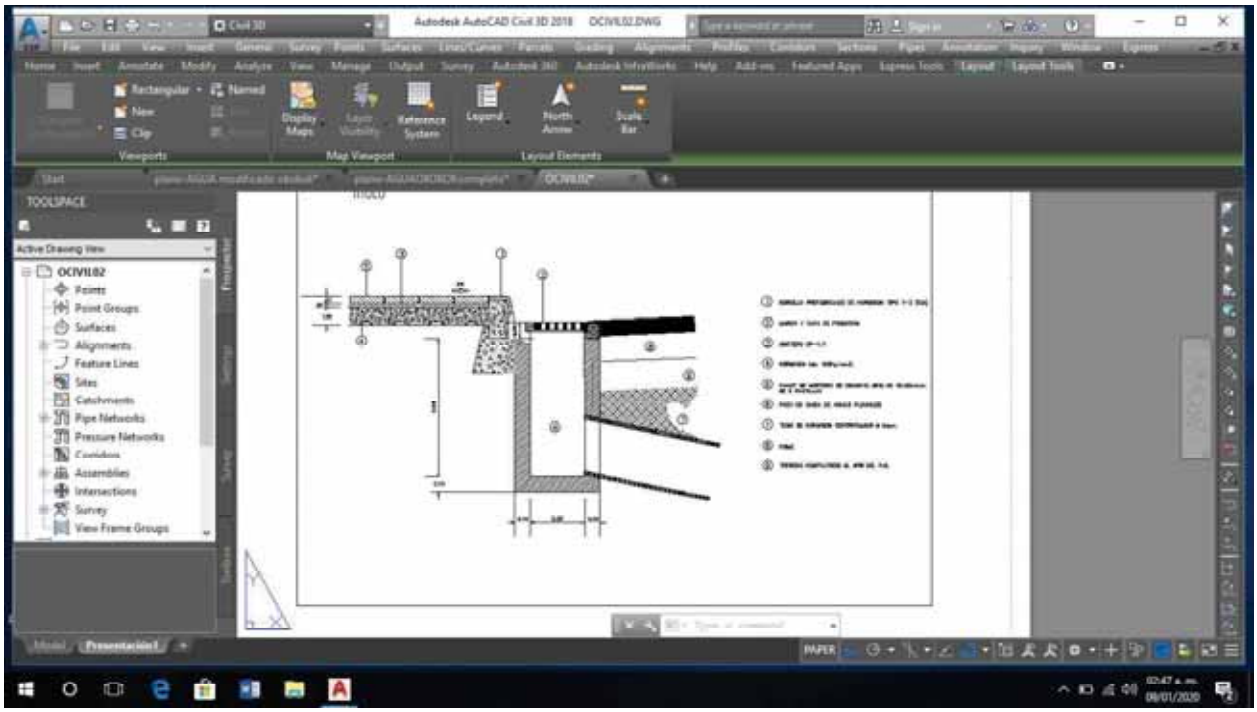
Se dispondrá de sumideros en los puntos más bajos de cada sector, ubicados transversales a las vías, tal como se muestran en los planos.

Se dispondrán tuberías de conexión de los sumideros con las cajas de reunión, las que serán de un Φ = 8" de C°S°N°.

8.1.4 Cajas de reunión

Se diseñarán cajas de reunión que estarán conectadas a los sumideros, así como a lo largo de la tubería en los cambios de dirección.

La sección interior de las cajas de: 0.70*0.70 y de una profundidad variable, como se detallan en los planos.



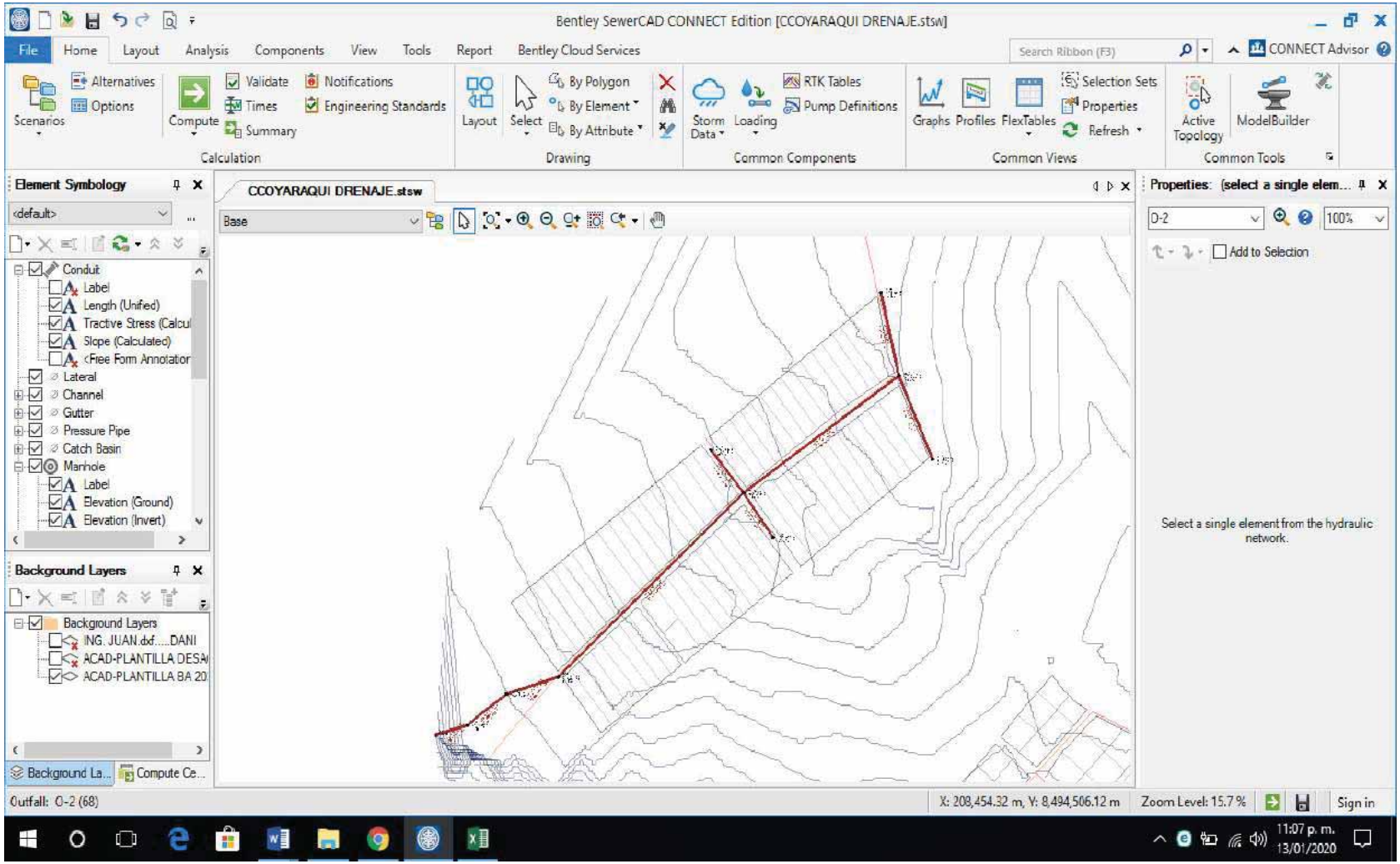
8.1.5 Emisarios

El emisor comprenderá una tubería de C°S°N° de 8" hasta el punto de evacuación final de las aguas pluviales, el rio Vilcanota (ver detalles en el plano).

Para el cálculo hidráulico se utilizará la fórmula de Nanning.

(ver cuadro de verificación hidráulica)

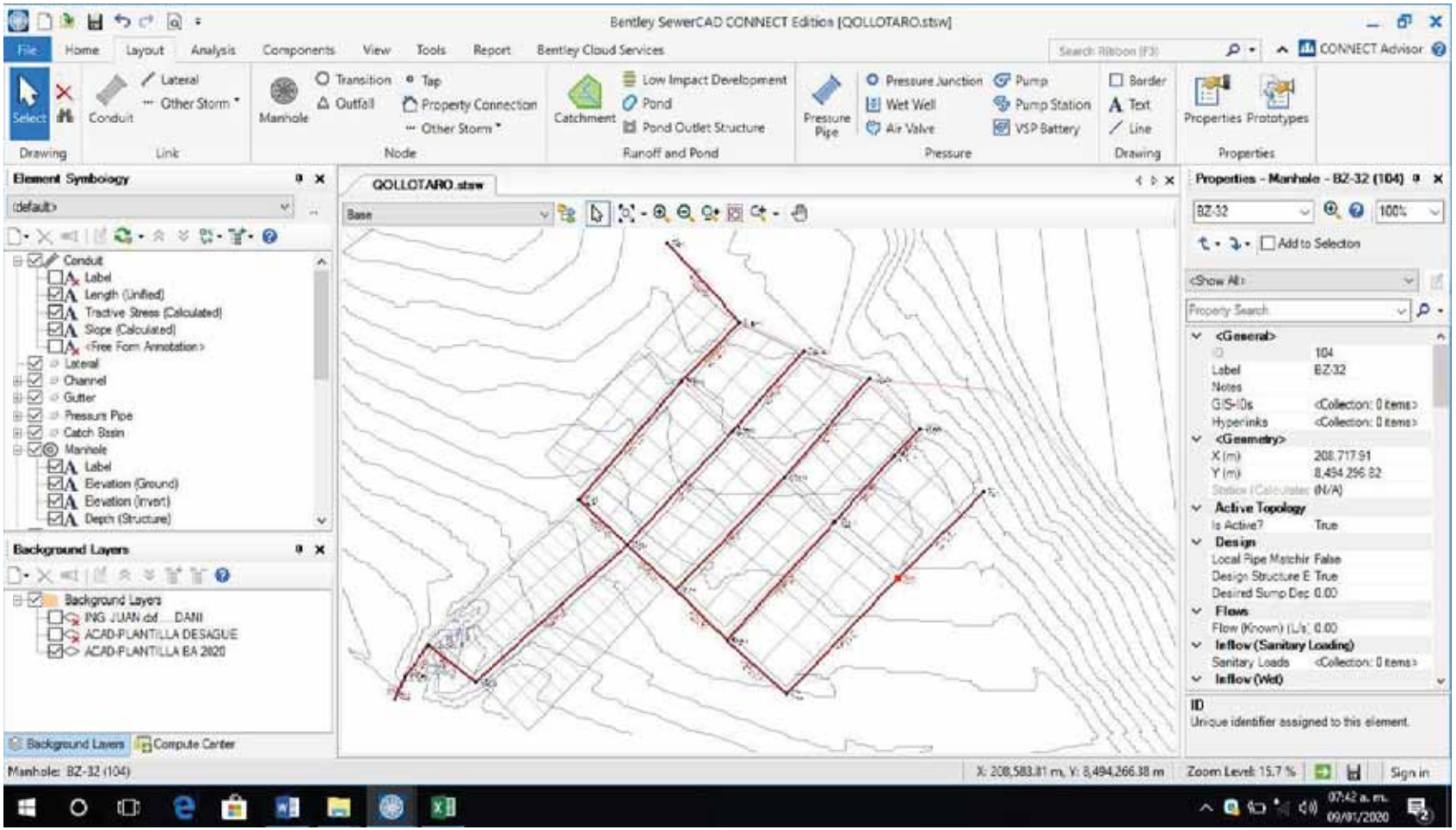
Figura 63: Red de drenaje pluvial de comunidad de Ccoyaraqui



Cuadro 55: Resultados del diseño del alcantarillado pluvial velocidades tensión tractiva de auto limpieza. Comunidad Ccoyaraqui.

ID	Label	Start Node	Set Invert to Start?	Invert (Start) (m)	Stop Node	Invert (Stop) (m)	Length (Scaled) (m)	Slope (Calculated) (%)	Section Type	Diameter (in)	Manning's n	Flow (L/s)	Velocity (m/s)	Depth/Rise (%)	Tractive Stress (Calculated) (Pascals)
69	TUBERIA-13	BZ-15	True	3,161.34	BZ-16	3,156.00	55.2	9.679	Circle	12	0.010	22.61	2.5	53	31.986
70	TUBERIA-14	BZ-17	True	3,156.50	BZ-16	3,156.00	58.8	0.851	Circle	12	0.010	23.1	1.06	53.2	4.802
71	TUBERIA-15	BZ-16	True	3,156.00	BZ-19	3,142.80	133	9.924	Circle	14	0.010	79.42	3.57	67.9	55.046
72	TUBERIA-16	BZ-18	True	3,143.42	BZ-19	3,142.80	35.9	1.728	Circle	14	0.010	21.32	1.31	53.3	7.916
73	TUBERIA-17	BZ-20	True	3,146.78	BZ-19	3,142.80	35.7	11.134	Circle	14	0.010	23.56	2.61	54.1	35.3
74	TUBERIA-18	BZ-19	True	3,142.80	BZ-21	3,127.15	176.4	8.873	Circle	20	0.010	163.24	4.07	54.3	65.206
75	TUBERIA-19	BZ-21	True	3,127.15	BZ-22	3,123.58	38.3	9.314	Circle	20	0.010	168.25	4.18	40	68.623
76	TUBERIA-20	BZ-22	True	3,123.58	BZ-23	3,120.36	34.8	9.25	Circle	20	0.010	168.25	4.17	40	68.254
77	TUBERIA-21	BZ-23	True	3,120.36	O-2	3,112.25	23.4	34.66	Circle	40	0.010	168.25	5.07	14.9	166.79

Figura 64: Red de drenaje pluvial de comunidad de Ccollotaro.



Cuadro 56: Resultados del diseño del alcantarillado pluvial velocidades tensión tractiva de auto limpieza. comunidad de Ccollotaro.

ID	Label	Start Node	Set Invert to Start?	Invert (Start) (m)	Stop Node	Invert (Stop) (m)	Length (Scaled) (m)	Slope (Calculated) (%)	Section Type	Diameter (in)	Manning's n	Flow (L/s)	Velocity (m/s)	Depth/Rise (%)	Tractive Stress (Calculated) (Pascals)
44	TUBERIA-1	BZ-13	True	3,127.16	BZ-7	3,118.24	56.2	15.858	Circle	14	0.010	30.31	4.12	41.9	44.06
45	TUBERIA-2	BZ-7	True	3,118.24	BZ-8	3,106.15	105.5	11.455	Circle	14	0.010	54.32	4.37	49.1	44.426
46	TUBERIA-3	BZ-8	True	3,106.15	BZ-9	3,103.80	44.6	5.273	Circle	20	0.010	71.36	3.45	50	25.682
47	TUBERIA-4	BZ-9	True	3,103.80	BZ-12	3,090.08	138.5	9.903	Circle	30	0.010	298.3	5.52	44.1	73.456
48	TUBERIA-5	BZ-12	True	3,090.08	BZ-26	3,089.35	40.3	1.811	Circle	30	0.010	315.19	3.49	45	19.99
49	TUBERIA-6	BZ-1	True	3,127.58	BZ-6	3,119.28	71.3	11.644	Circle	20	0.010	20.1	3.11	22.8	26.779
50	TUBERIA-7	BZ-6	True	3,119.28	BZ-9	3,103.80	105.4	14.689	Circle	20	0.010	44.09	4.27	46.2	45.785
51	TUBERIA-8	BZ-2	True	3,122.36	BZ-5	3,115.77	87.5	7.534	Circle	20	0.010	21.95	2.74	23.5	19.935
52	TUBERIA-9	BZ-5	True	3,115.77	BZ-10	3,104.32	105.7	10.831	Circle	20	0.010	45.98	3.89	37.1	36.867
53	TUBERIA-10	BZ-10	True	3,104.32	BZ-9	3,103.80	44.6	1.167	Circle	30	0.010	155.07	2.43	37.2	10.4
55	TUBERIA-11	BZ-4	True	3,112.37	BZ-11	3,105.51	108.4	6.33	Circle	30	0.010	39.06	2.9	19.5	20.753
56	TUBERIA-12	BZ-11	True	3,105.51	BZ-10	3,104.32	48.5	2.451	Circle	30	0.010	92.05	2.7	27.3	14.675
101	TUBERIA-26(	BZ-30	True	3,077.08	O-2.	3,074.25	16.9	16.738	Circle	30	0.010	322.75	5.05	31.7	134.7
102	CO-54	BZ-26	True	3,089.35	BZ-30	3,077.08	26.5	46.372	Circle	30	0.010	322.75	5.51	29.5	297.409
107	CO-56	BZ-34	True	3,131.00	BZ-13	3,127.16	72.5	5.295	Circle	14	0.010	11.94	1.64	28.8	14.608
108	CO-58	BZ-31	True	3,156.25	BZ-32	3,120.22	82.5	43.698	Circle	14	0.010	11.94	3.43	26.8	74.884
109	CO-60	BZ-32	True	3,120.22	BZ-33	3,111.79	108.3	7.78	Circle	14	0.010	23.88	2.31	33.2	26.881
110	CO-62	BZ-33	True	3,111.79	BZ-11	3,105.51	54.4	11.546	Circle	20	0.010	35.82	2.85	30	40.859
111	CO-64	BZ-3	True	3,123.85	BZ-4	3,112.37	84.9	13.526	Circle	12	0.010	14.87	2.48	34.1	34.418

CAPITULO IX

ESTUDIOS DE INGENIERIA – SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

9.1 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

9.1.1 Generalidades

Desde tiempo atrás se sabe que la descomposición microbiana de las sustancias orgánicas se produce tanto en las aguas naturales como en las aguas residuales con carga orgánica y que son descargadas en los cuerpos de aguas. Este proceso se denomina auto purificación natural de las aguas.

El crecimiento demográfico y la expansión industrial han dado como resultado una demanda excesiva de esta capacidad de auto purificación de las aguas. Esto ha hecho que aumenten los esfuerzos por clarificar las aguas residuales parcial o totalmente, mediante métodos mecánicos y biológicos, aguas arriba de su ingreso a las aguas superficiales.

Además, teniendo como factor fundamental evitar inconvenientes, molestias y perjuicios a la salud pública y a la ecología en los cuerpos receptores de las descargas de aguas residuales, o de no afectar o perjudicar algún uso posterior de estos cuerpos receptores.

En las llamadas plantas de tratamiento de aguas residuales la depuración de líquido cloacal se lleva a cabo a través de diferentes procesos unitarios, entre los que están: hoy seco ventilado, compostera, sedimentación simple, floculación biológica y sedimentación, digestión y disposición de lodos y desinfección.

En los estanques o lagunas de estabilización, en los canales y zanjas de oxidación se llevan a cabo en forma simultanea diversos procesos que originan la depuración de las aguas residuales.

Los principales parámetros que se utilizan para el grado de polución o agresividad del agua residual son: su demanda bioquímica de oxigeno (DBO), su grado de contaminación bacteria expresada como número más probable (NMP) de coliformes, los sólidos sediméntales (Ss), y los sólidos totales (St), estos parámetros se utilizan también para medir el grado de depuración que se ha producido en un proceso de tratamiento.

Las opciones tecnológicas para la disposición sanitaria de excretas a utilizar tienen que permitir la separación adecuada de la parte sólida y líquida de las aguas residuales generadas por las familias. Dichas opciones tecnológicas operan con arrastre hidráulico y otras en un medio seco.

La siguiente tabla describe las características y principales ventajas y desventajas de las diversas opciones tecnológicas para la disposición sanitaria de excretas que son seleccionables en los proyectos de saneamiento rural.

9.1.2 Tipos de tratamiento existentes para aguas residuales domésticas

El proceso de autodepuración es inherente a los cuerpos de agua, ocurre gracias a la presencia de diversos microorganismos como bacterias y algas, que descomponen los desechos, metabolizándolos y transformándolos en sustancias simples tales como dióxido de carbono, nitrógeno, entre otros, además de ciertos microorganismos que absorben algunas sustancias inorgánicas. Es por esto que, al arrojar sustancias extrañas a los cuerpos de agua, si estas se encuentran dentro de ciertas concentraciones límites, se inicia el proceso de autodepuración, este proceso se aplica a sustancias orgánicas como detergentes, fenoles, ciertas sustancias inorgánicas, entre otros. De lo contrario, si son vertidos que pasan las concentraciones límites para que el cuerpo de agua inicie el proceso de autodepuración natural, es necesario un tratamiento. El diseño eficiente y económico de una planta de tratamiento de aguas residuales requiere de un cuidadoso estudio basado en aspectos, tales como: el caudal (m3/seg), el uso final del producto final (agua tratada), el área disponible para la instalación, la viabilidad económica, características meteorológicas (clima, precipitación). En tal sentido, teniendo en mente que la solución tecnológica más adecuada es aquella que optimiza la eficiencia técnica en la forma más simple y menos costosa, la tecnología debe hacer uso de los recursos humanos y materiales disponibles en el país. Asimismo, cabe señalar que la selección de los procesos y/o el tipo de planta serán diferentes dependiendo de cada caso específico. Sin embargo, el proceso usual del tratamiento de aguas residuales domésticas puede dividirse en las siguientes etapas:

- Pretratamiento,
- tratamiento primario o físico,
- tratamiento secundario o biológico
- tratamiento terciario que normalmente implica una cloración.

a) **Pre Tratamiento** Esta etapa no afecta a la materia orgánica contenida en el agua residual. Se pretende con el pretratamiento la eliminación de materias gruesas, cuerpos gruesos y arenosos cuya presencia en el efluente perturbaría el tratamiento total y el funcionamiento eficiente de las maquinas, equipos e instalaciones de La estación depuradora.

En el pretratamiento se efectúa un desbaste (rejas) para la eliminación de las sustancias de tamaño excesivo y un tamizado para eliminar las partículas en suspensión. Un desarenado, para eliminar las arenas y sustancias sólidas densas en suspensión y un desengrasado para eliminar los aceites presentes en el agua residual, así como elementos flotantes.

i. **Desbaste** Esta operación consiste en hacer pasar el agua residual a través de una reja. De esta forma, el desbaste se clasifica según la separación entre los barrotes de la reja en: • Desbaste fino: con separación libre entre barrotes de 10-25 mm. • Desbaste grueso: con separación libre entre barrotes de 50-100 mm. En cuanto a los barrotes, estos han de tener unos espesores mínimos según sea: • Reja de gruesos: entre 12-25 mm. • Reja de finos: entre 6-12 mm. También tenemos que distinguir entre los tipos de limpieza de rejas igual para finos que para gruesos: • Rejas de limpieza manual • Rejas de limpieza automática

ii. **Tamizado** Consiste en una filtración sobre soporte delgado, y sus objetivos son los mismos que se pretenden con el desbaste, es decir, la eliminación de materia que por su tamaño pueda interferir en los tratamientos posteriores. Según las dimensiones de los orificios de paso del tamiz, se distingue entre: • Macrotamizado: Se hace sobre chapa perforada o enrejado metálico con paso superior a 0,2 mm. Se utilizan para retener materias en suspensión, flotantes o semiflotantes, residuos vegetales o animales, ramas, de tamaño entre 0,2 y varios milímetros. • Microtamizado: Hecho sobre tela metálica o plástica de malla inferior a 100 micras. Se usa para eliminar materias en suspensión muy pequeñas contenidas en el agua de abastecimiento (Plancton) o en aguas residuales pretratadas. Los tamices se incluirán en el pretratamiento de una estación depuradora en casos especiales: • Cuando las aguas residuales brutas llevan cantidades excepcionales de sólidos en suspensión, flotantes o residuos.

iii. **Desarenador**, El objetivo de esta operación es eliminar todas aquellas partículas de granulometría superior a 200 micras, con el fin de evitar que se produzcan sedimentos en los canales y conducciones, para proteger las bombas y otros aparatos contra la abrasión, y para evitar sobrecargas en las fases de tratamiento siguiente. Los desarenadores se diseñan para eliminar partículas de arenas de tamaño superior a 0,200 mm y peso específico medio 2,65, obteniéndose un porcentaje de eliminación del 90%. Si el peso específico de la arena es bastante menor de 2,65, deben usarse velocidades de sedimentación inferiores a las anteriores. iv. Desaceitado y desengrasador El objetivo en este paso es eliminar grasas, aceites, espumas

y demás materiales flotantes más ligeros que el agua, que podrían distorsionar los procesos de tratamiento posteriores.

El desaceitado consiste en una separación líquido-líquido, mientras que el desengrase es una separación sólido-líquido. En ambos casos se eliminan mediante insuflación de aire, para desemulsionar las grasas y mejorar la flotabilidad.

Se podría hacer esta separación en los decantadores primarios al ir provistos éstos de unas rasquetas superficiales de barrido, pero cuando el volumen de grasa es importante, estas rasquetas son insuficientes y la recogida es deficitaria.

Si se hacen desengrasado y desarenado junto en un mismo recinto, es necesario crear una zona de tranguilización donde las grasas flotan y se acumulan en la superficie, evacuándose por vertedero o por barrido superficial, y las arenas sedimentan en el fondo y son eliminadas por uno de los métodos que desarrollamos en el apartado anterior.

b) Tratamiento Primario, El tratamiento primario que recibe las aguas residuales consiste principalmente en la remoción de sólidos suspendidos floculentos bien mediante sedimentación o floculación, en la neutralización de la acidez o alcalidad excesivas y en la remoción de compuestos inorgánicos mediante precipitación química. En algunos casos se puede utilizar la coagulación como auxiliar del proceso de sedimentación. Entre los principales procesos y operaciones de tratamiento primario están:

i. Sedimentación, La separación de los sólidos por gravedad se basa en la diferencia que existe entre los pesos específicos del líquido que es la fase continua y el de las partículas, las cuales constituyen la fase discreta. Para que se produzca la separación entre el líquido y los sólidos pueden seguirse dos caminos: aquellas partículas que tienen un peso específico mayor que el del agua sedimentada, y que aquellas otras con un peso específico menor que el del agua flotante. Se puede pues utilizar la sedimentación o la flotación para separar del agua residual los sólidos en suspensión presentes en ella. Existe la sedimentación floculenta o llamada también sedimentación de partículas aglomerables. Se presentan cuando la velocidad de asentamiento de las partículas aumenta a medida que descienden hacia el fondo del tanque. Los aumentos en la velocidad de sedimentación se deben a que las partículas incrementan su tamaño por acción de la floculación que ocurre en el tanque. Esta floculación puede deberse a la acción de barrido que ejercen algunas partículas, o a corrientes de densidad o turbulencia.

Asimismo, se tiene la sedimentación primaria, que es uno de los procesos más utilizados en los sistemas de tratamiento de aguas residuales, bien sea como tratamiento único, o bien como proceso de tratamiento anterior o previo al tratamiento biológico propiamente dicho. El objetivo fundamental de la sedimentación primaria es remover de las aguas residuales aquella fracción de los sólidos que es sedimentable, además de la carga orgánica asociada con dichos sólidos. La base o criterio práctico de diseño es la carga superficial, la cual usualmente se expresa en términos de m3/día/m2 o m3/hr/m2, o sea el resultado de dividir el caudal en m3/día o m3/hr por la superficie total del tanque de sedimentación en metros cuadrados.

Se recomienda que la carga superficial de un sedimentador primario para aguas residuales domésticas no exceda el valor de 24 m3/día/m2, cuando el caudal de tratamiento es inferior a 4000 m3/día. Si el caudal de aguas residuales a tratar es mucho mayor que 4000 m3/día, entonces es posible utilizar cargas superficiales del orden de los 30-32 m3/día/m2 y aún mayores. Para el diseño se debe considerar las zonas de entrada y de salida del tanque de sedimentación, la profundidad mínima que debe tener el tanque y sobre la forma y tamaño que este debe tener. Además, es preciso recordar que las variaciones bruscas en la temperatura del agua, así como las características de cada agua residual pueden afectar considerablemente la eficiencia del tanque en la remoción de sólidos sedimentables.

ii. Coagulación y Floculación, Los procesos de coagulación-floculación facilitan el retiro de los SS y de las partículas coloidales. Algunas veces existe la confusión entre estas dos por el hecho que frecuentemente ambas operaciones se realizan de forma simultánea. En ese sentido, se define a la coagulación como la desestabilización de la suspensión coloidal, mientras que la Floculación se limita a los fenómenos de transporte de las partículas coaguladas para provocar colisiones entre ellas promoviendo su aglomeración. Por tanto, la Coagulación es la desestabilización de las partículas coloidales causadas por la adición de un reactivo químico llamado coagulante. Históricamente, los coagulantes metálicos, sales de Hierro y Aluminio, han sido los más utilizados en la clarificación de aguas y eliminación de DBO y fosfatos de aguas residuales. Tienen la ventaja de actuar como coagulantes-floculantes al mismo tiempo. Sin embargo, tienen el inconveniente de ser muy sensibles a un cambio de pH. Si éste no está dentro del intervalo adecuado la clarificación es pobre y pueden solubilizar Fe ó Al y generar problemas. Entre los coagulantes más utilizados son: sulfato de alúmina, sulfato férrico, cloruro férrico, La floculación es un proceso de separación de líquido-sólido utilizado

para la remoción de partículas o sólidos suspendidos en las aguas residuales. Se usa principalmente para la separación de grasas, aceites, material fibroso y otros sólidos de densidad baja. Los principales componentes de un proceso de flotación son el comprensor de aire, un tanque de retención donde se almacenan las aguas residuales presurizadas, una válvula reductora de presión y el tanque de flotación. El proceso puede realizarse bien inyectando el aire directamente a las aguas residuales crudas, o bien al efluente recirculado del tanque de flotación, el cual se mezcla con las aguas residuales crudas. Los floculantes más usados son los siguientes: oxidantes, adsorbentes, sílice activa, Los factores, que pueden promover la coagulación-floculación, son el gradiente de la velocidad, el tiempo, y el pH. El tiempo y el gradiente de velocidad son importantes al aumentar la probabilidad de que las partículas se unan. Por otra parte, el pH es un factor prominente en el retiro de coloides.

iii. Tanques Imhoff, El tanque Imhoff es una unidad de tratamiento primario cuya finalidad es la remoción de sólidos suspendidos. Los tanques Imhoff ofrecen ventajas para el tratamiento de aguas residuales domésticas, ya que integran la sedimentación del agua y la digestión de los lodos

sedimentados en la misma unidad, por ese motivo también se llama tanques de doble cámara. Los tanques Imhoff tienen una operación muy simple y no requiere de partes mecánicas, sin embargo, para su uso concreto es necesario que las aguas residuales pasen por los procesos de tratamiento preliminar de cribado y de remoción de arenas. El tanque Imhoff típico es de forma rectangular y se divide en tres compartimientos:

- Cámara de sedimentación.
- Cámara de digestión de lodos.
- Área de ventilación y acumulación de natas.

Durante la operación, las aguas residuales fluyen a través de la cámara de sedimentación, donde se remueven gran parte de los sólidos sedimentables, estos resbalan por las paredes inclinadas del fondo de la cámara de sedimentación pasando a la cámara de digestión a través de la ranura con traslape existente en el fondo del sedimentador. El traslape tiene la función de impedir que los gases o partículas suspendidas de sólidos, producto de la digestión, que inevitablemente se producen en el proceso de digestión, son desviados hacia la cámara de natas o área de ventilación. Estas unidades no cuentan con unidades mecánicas que requieran mantenimiento y la operación consiste en la remoción diaria de espuma, en su evacuación por el orificio más cercano y en la inversión del flujo dos veces al mes para distribuir los sólidos de manera uniforme en los dos extremos del digestor de acuerdo con el diseño y retirarlos

periódicamente al lecho de secado. Los lodos acumulados en el digestor se extraen periódicamente y se conduce a lechos de secado, en donde el contenido de humedad se reduce por infiltración, después de lo cual se retiran y se disponen de ellos enterrándolos o pueden ser utilizados para mejoramiento de los suelos.

iv. Digestión Primaria de Lodos, En la decantación primaria y secundaria se producen lodos primarios o secundarios. Estos lodos están compuestos por agua y partículas sólidas. El agua se encuentra agregada o como agua capilar. Las proteínas hidrófilas absorben, por otra parte, moléculas de agua. La proporción del líquido es del 95-99%. El volumen de lodos que se produce depende del tipo de tratamiento de las aguas residuales y de factores externos, como la climatología o el volumen residual tratado. Estos lodos pueden entrar rápidamente en putrefacción y producir, además, malos olores. En tal sentido, la digestión de los lodos primarios requiere de sistemas que garanticen tiempos de detención de sólidos superiores a los 25 días cuando se tienen aguas residuales con temperaturas promedio entre los 20-25°C.

c) Tratamiento Secundario

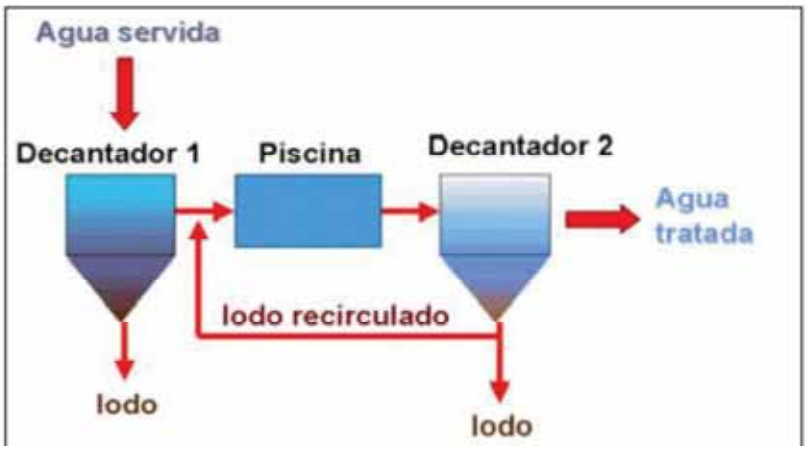
Su finalidad es la reducción de la materia orgánica presente en las aguas residuales una vez superadas las fases de pretratamiento y tratamiento primario. El tratamiento secundario o biológico ha sido diseñado, tomando como ejemplo el proceso biológico de autodepuración, anteriormente mencionado, que ocurre naturalmente. La aplicación de éste en aguas servidas, previene la contaminación de los cuerpos de agua antes de ser descargadas. En estos procesos, la materia orgánica biodegradable de las aguas residuales domésticas actúa como nutriente de una población bacteriana a la cual se le proporciona oxígeno y condiciones controladas, en resumen, el tratamiento biológico es por tanto una oxidación de la materia orgánica biodegradable con participación de bacterias que se ejecuta para acelerar un proceso natural y evitar posteriormente la presencia de contaminantes y la ausencia de oxígeno en los cuerpos de agua. Para que la transformación biológica se haga efectiva y de manera eficiente, deben existir condiciones adecuadas para el crecimiento bacteriano, considerando temperatura (30-40°C), oxígeno disuelto, pH adecuado (6,5-8,0), salinidad (menor a 3.000 ppm). En estos procesos, actúan como sustancias inhibidoras las sustancias tóxicas, como metales pesados Cd, Cu, Cr, Hg, Ni, Pb y otros, así como cianuros, fenoles y aceites, por este motivo es necesario evitar la presencia de estos. La biomasa bacteriana puede estar soportada en un lecho fijo, como superficies inertes (rocas, escoria, material cerámico o plástico) o puede estar suspendida en el agua a tratar, siendo estos de lecho móvil o lecho fluidizado. En cada una de estas situaciones la concentración de oxígeno en el agua determina la existencia de bacterias aeróbicas, facultativas o aerobias. Los procesos aerobios con biomasa suspendida que más se aplican son los de lagunas aireadas y los de lodos activados que se describen a continuación:

i. Lagunas aireadas, Son embalses de agua servida que ocupan una gran superficie de terreno, por lo que se emplean cuando éste es un bien barato. El agua servida así dispuesta se oxigena mediante aireadores superficiales o difusores sumergidos para generar oxidación bacteriana. Estos dispositivos crean una turbulencia que mantiene la materia en suspensión. El tiempo de residencia normal de este proceso es de 3 a 6 días, tiempo en que las bacterias poseen

un crecimiento acelerado, dependiendo de las condiciones climáticas y suponiendo una aireación suficiente. La separación de sólidos de este tratamiento se logra por decantación que demora de 6 a 12 horas. La calidad del efluente de este proceso es inferior al de lodos activados, cuya diferencia fundamental es que en el primero no hay recirculación de lodos.

ii. Proceso de lodos activados El agua servida aireada se mezcla con bacterias aeróbicas que se han desarrollado con anterioridad. A diferencia del anterior, la mezcla del agua servida, previamente decantada, se agita por medio de bombas para que la materia esté en suspensión y en constante contacto con oxígeno en el interior de piscinas de concreto armado. La materia orgánica degradada del agua servida flocula, por lo que luego se puede decantar. Una parte de la biomasa sedimentada se devuelve al tratamiento biológico, para mantener una población bacteriana adecuada, y el resto se separa como lodo. La siguiente imagen muestra un esquema de un proceso de lodos activados:

Gráfico 9.1.1. Esquema de proceso de lodos activados



Fuente: www.aguamarket.com. 2009.

Las ventajas principales de este proceso son el corto tiempo de residencia de la biomasa en las piscinas (6 horas), permitiendo tratar grandes volúmenes en espacios reducidos y la eficiencia en la extracción de las materias suspendidas. Sin embargo, la eficiencia en la eliminación de bacterias patógenas es baja: El agua tratada en un proceso de lodos activados o en lagunas aireadas puede servir para regadío si previamente se somete a cloración para desinfectarla.

iii. Procesos Anaerobios, También podemos considerar en los procesos anaerobios que consiste en una serie de procesos microbiológicos que ocurren dentro de un recipiente hermético, que realizan la digestión de la materia orgánica con producción de metano. Pueden intervenir diferentes tipos de microorganismos, pero es desarrollado principalmente por bacterias. Ejemplos de tratamientos anaeróbicos son los tanques sépticos y los reactores anaerobios que tratan el agua en un sistema sin luz, oxígeno ni movimiento. La ventaja

principal seria que generalmente requiere de instalaciones menos costosas, y no hay necesidad de suministrar oxígeno, por lo que el proceso es más barato y el requerimiento energético es menor. Produce una menor cantidad de lodos (el 20% en comparación con un sistema de lodos activos). Por otro lado, sus desventajas serias que es más lento que el tratamiento aeróbico, es decir, requiere un mayor tiempo de contacto o retención hidráulica, así como más tiempo de aclimatación, lo que impide el tratamiento de grandes volúmenes de

d) Tratamiento Terciario, Los objetivos del tratamiento terciario son eliminar la carga orgánica remanente de un tratamiento secundario, eliminar microorganismos patógenos, eliminar color y olor indeseables, remover detergentes, fosfatos y nitratos residuales, que ocasionan espuma y eutrofización respectivamente. La cloración es parte del tratamiento terciario o avanzado que se emplea para lograr un agua más pura, incluso hasta llegar a potabilizarla si se desea. En el tratamiento de aguas servidas, es importante tener en cuenta el manejo de los lodos provenientes de los tratamientos primario y secundario. Estos lodos, no tienen valor económico, pero si ocasionan daños al medio ambiente.

Para estabilizar estos lodos, es decir, destruir las bacterias patógenas y volverlos inocuos al medio ambiente, el lodo se concentra por sedimentación y coagulación floculación durante el tratamiento secundario. Este lodo, así concentrado, se puede tratar con cal como bactericida y eliminar el agua mediante exposición al sol, filtros de arena, filtros al vacío o centrifuga. Sin embargo, éstas técnicas poseen costos elevados y problemas técnicos. El lodo deshidratado puede disponerse en vertederos, incinerarlo, o lo más deseable, usarlo como fertilizante y acondicionador del suelo, aunque su composición limita este empleo. Un resumen de la secuencia completa de tratamientos que pueden aplicarse a aguas residuales domésticas, y también aguas residuales industriales, se representa en este esquema.

Gráfico 2. Secuencia completa de tratamientos de aguas residuales domésticas

Gráfico 2. Secuencia completa de tratamientos de aguas residuales domésticas

Elaborado por FONAM (2010)

Cuadro N° 1 Sumario de Otros Procesos Convencionales de Tratamiento de Aguas Residuales

Proceso	Aplicación Común	Cambios Principales en el Aspecto de Calidad
Separación Por Gravedad		
Sedimentación Simple	Desarenado de aguas residuales crudas	Remoción de sólidos en suspensión no transportables a una velocidad de 30 cm/seg
	Tratamiento primario con o sin remoción de natas	25-40% reducción de DBO 40-70% reducción de sólidos en suspensión 50% reducción de turbiedad 25-75% reducción de bacterias 2% reducción de detergentes (SAL)
	Concentración de lodo activado de retorno en tratamiento secundario	Concentra el lodo al 20-50% de su volumen original Concentra el lodo de 2 a 10 veces su contenido de sólidos original
ntación después de coagulación	Aguas residuales domésticas	50-85% reducción de DBO 70-90% reducción de sólidos en suspensión

		40-80% reducción de bacterias
	Remoción de fosfatos de aguas residuales	Reduce fosfatos solubles a cantidades trazas

Proceso	Aplicación Común	Cambios Principales en el Aspecto de Calidad
Tratamiento Biológico		
Filtros percoladores con sedimentación secundaria	Tratamiento secundario de aguas residuales domésticas	60-85% reducción de DBO 70-90% reducción de sólidos en suspensión 90-95% reducción de bacterias
Lodos activados con sedimentación secundaria	Tratamiento secundario de aguas residuales domésticas	70-98% reducción de DBO 85-98% reducción de sólidos en suspensión 95-98% reducción de bacterias
Laguna de estabilización	Tratamiento de aguas residuales domésticas	75-95% reducción de DBO 90-99% reducción de sólidos en suspensión 98-99% reducción de bacterias
Aireación		
Aeración con aire comprimido	Desarenadores aireados, separación de grasa, separación de sólidos por flotación, tratamiento biológico, fraccionamiento de espuma, transferencia de oxígeno	Mantener condiciones aeróbicas Contrarrestar fuerza de gravedad en flotación
Aeración mecánica superficial	Tratamiento biológico, mezcla de biomasa, transferencia de oxígeno	Mantener condiciones aeróbicas

Proceso	Aplicación Común	Cambios Principales en el Aspecto de Calidad
Filtración		
Cribas finas	Aguas residuales domésticas	5-10% reducción de DBO 2-20% reducción de sólidos en suspensión 10-20% reducción de bacterias
Microcribas	Clarificación de efluentes de plantas de tratamiento de aguas residuales.	87-96% reducción de organismos microscópicos 60-90% reducción en partículas microscópicas 50-60% reducción de sólidos en suspensión de efluente de filtro biológico

		30-40% reducción en turbiedad
Filtros lentos	Tratamiento terciario de agua residual.	90-95% reducción de DBO 85-95% reducción de sólidos en suspensión 95-98% reducción de bacterias
Filtros rápidos en efluente secundario	Tratamiento terciario de agua residual doméstica	52-70% reducción de DBO 72-91% reducción de sólidos en suspensión
Filtros rápidos en efluente secundario después de coagulación química	Tratamiento avanzado de agua residual doméstica para remoción de fósforo, sólidos en suspensión y complejos orgánicos disueltos	Cerca de 100% reducción de turbiedad 90-99% reducción de bacterias 90-95% reducción en sólidos en suspensión
Filtros de efluente de lodos activados en carbón activado (adsorción)	Tratamiento avanzado de agua residual doméstica para remoción de fósforo, sólidos en suspensión y complejos orgánicos disueltos	Efluente con: 0-1 mg/lt DBO 5-15 mg/lt DQO 0.1-1 mg/lt turbiedad 0-1 mg/lt sólidos s. 0.1-1 mg/lt fosfatos (PO4-) 1-10 mg/lt nitrógeno amoniacal (N)

Proceso	Aplicación Común	Cambios Principales en el Aspecto de Calidad
		Cloración
Cloros líquidos y compuestos de cloro	Desinfección de efluentes de plantas de tratamiento de aguas residuales. Ayuda en remoción de grasas, control de grasas, control de moscas en filtros, limpieza de difusores, remoción de H2S y NH3, control de formación de películas biológicas en alcantarillado.	99.9% reducción en bacterias 1) Con 15 min contacto a) Primario 20-25 mg/lt b) Filtros biológicos 15 mg/lt c) Lodos activados 8 mg/lt d) Aeración extendida 5 mg/lt 2) Con 2 h contacto Lagunas de estabilización 15 mg/lt
		Digestión
Digestión anaeróbica	Estabilización de lodos primaria y secundaria	50% reducción de sólidos volátiles en suspensión. Mineralización de lodos.

FUENTE: "Oportunidades de Mejoras Ambientales por el Tratamiento de Aguas Residuales en el Perú"

9.1.3 Grado de depuración

Como indicación del contenido de impurezas del agua residual, se puede tomar la demanda bioquímica de oxigeno (DBO) o el contenido de materiales en suspensión o en bacterias.
Las diferentes instalaciones de depuración se pueden instalar según su rendimiento medio por el porcentaje en que han disminuido las impurezas del agua residual al salir de la instalación con relación a las que había en el agua en la entrada.
A continuación, se muestra un cuadro para ver la eficiencia de remoción de los diferentes tipos de tratamiento de aguas residuales.

Cuadro 57: ***Eficiente de remoción de sistemas de tratamiento.***

METODO	EFICIENTE EN %				
	SUSTANCIAS SUSPENDIDAS	DBO	DQO	P	N
Tratamiento mecánico.	40-70	25-40	Aprox. 15	Aprox. 15	Aprox. 7
. Tratamiento bilógico	70-90	50-90	Aprox. 80	Aprox. 80	Aprox. 40
REDUCCION ADICIONAL DE LA CONTAMINACION ADICIONAL, EN %					
MICROFILTROS	20-40	5 - 10	5 - 10	----------	----------
FILTRACION	50-80	10 - 20	5 - 10	----------	----------
Tratamiento Químico.	70-90	50 - 85	40 - 70	50 - 90	0 - 30
Absorción con carbón activa	50-90	Aprox. 95	Aprox. 90	Aprox. 90	Aprox. 10

9.1.4 Procedimientos depuración

Los requerimientos de tratamiento para el agua residual específica, pueden determinarse mediante la comparación entre la carga de residuos permitida y la contaminación de las aguas residuales municipales y de ciertos tipos de industrias.

Según el tipo de tratamiento utilizado se distingue entre las aguas tratadas llamadas también aguas residuales clarificadas, que son reutilizadas o descargadas en un cuerpo de agua receptor y el lodo que es reutilizado, almacenado, transformado o incinerado.

Las propiedades resultantes de las aguas residuales domesticas (municipales), se emplean tres métodos, definidos según su base de trabajo: mecánico, químico y biológico. Se les conoce también como tratamientos convencionales.

El tratamiento de estas aguas se lleva a cabo, generalmente en dos o tres etapas:

. - Tratamiento mecánico, denominada también primera etapa o pre clarificación.

. - Tratamiento biológico, o segunda etapa o clarificación.

. – Tratamiento avanzando, o tercera etapa de purificación.

El tratamiento mecánico se basa en las propiedades físicas e incluye la separación de solidos sediméntales presentes en las aguas residuales y su estabilización. Este método se utiliza para realizar la pre clarificación y en algunos casos como por ejemplo de viviendas aisladas, para la clarificación final. Sin embargo, existen nuevos métodos de tratamiento en los cuales se obvia la etapa de pre clarificación (pero siempre es necesaria la separación mediante rejillas) o se la reemplaza por métodos mecánicos biológicos especiales (por ejemplo, el método de adsorción- activación).

El tratamiento químico consiste en la separación o trasformación de las sustancias sedimentables flotantes y disueltas, mediante el uso de sustancias químicas. Este método es poco usado en el tratamiento de aguas residuales domesticas esencialmente se los usa en casos especiales para esterilizar aguas residuales que fueron pre clarificación mecánica o biológicamente, como por ejemplo las que se descargan de determinados hospitales donde se combinan las aguas grises y las aguas provenientes de los baños o en general, cuando se desea un tratamiento más riguroso.

En el tratamiento biológico se utiliza la actividad de ciertos microorganismos para la oxidación y mineralización de sustancias orgánicas presentadas con métodos de tratamiento biológico suelen ser pre clarificadas mediante métodos mecánicos estos se aplican generalmente en grandes instalaciones.

El tratamiento final tiene diferentes propósitos:

- Separación de los nutrientes P, N y K que pueden provocar el desarrollo masivo de microorganismos, especialmente algas, en los cuerpos receptores.
- El denominado pulimiento de las aguas residuales tratadas a una mayor aeración natural.
- Filtración de aguas tratadas, por ejemplo, para proteger a las aguas subterráneas cuando se drena el agua tratada.
- Como medida de seguridad para los cuerpos receptores que requieran de una pureza especial, etc.

Para seleccionar el método de tratamiento se toma en cuenta el grado de tratamiento que debe obtenerse, por lo tanto, la selección tomara la eficiente de tratamiento posible de cada método.

9.1.5 Solución planteada

La zona del proyecto de tesis razón por la cual no se considera el diseño de una planta de tratamiento independiente para las comunidades por las condiciones topográficas es de este al oeste con una pendiente predominante y teniendo un colector de este al norte de la comunidad de Ccollotaro y de colector de la comunidad de Ccoyaraqui.

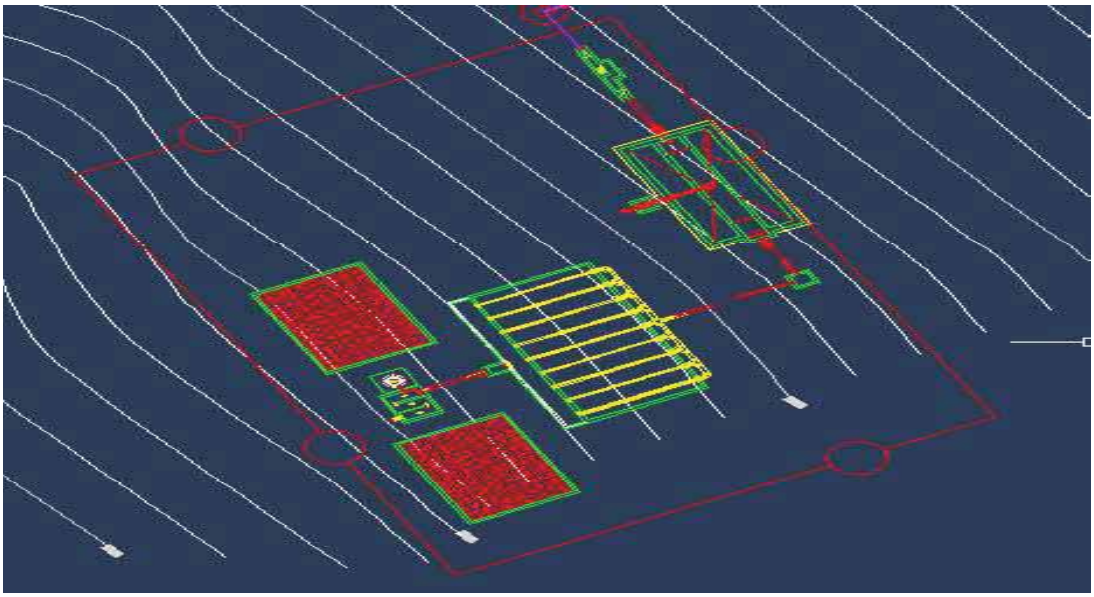
Planta de tratamiento de aguas servidas.

Haciendo un análisis sobre el tipo de tratamiento necesario para los fines que se persigue. El tratamiento de aguas residuales consiste en una serie de procesos físicos, químicos y biológicos que tienen como fin eliminar los contaminantes físicos, químicos y biológicos presentes en el agua efluente del uso humano. Las estructuras de la planta componen: Cámara de Rejas, Tanque IMHOFF: estructura en concreto armado con una resistencia a la compresión F’c=210 kg/cm2. Y se utilizara cemento de resistencia en medios ácidos. Las estructuras comprenden concreto f’c=210 kg/cm2., Tarrajeo con impermeabilizante y aditivos que le proporciones resistencia a medios ácidos, Filtro biológico: estructura de concreto armado y concreto de resistencia de F’c=210 kg/cm2. Y posee TUBERIA PVC-UF ISO 4435 DN=160mm S-25 PERFORADA @0.20m Ø 1/2" (DISTRIBUCION). El filtro posee material grava clasificada para su adecuado filtrado de los sólidos en suspensión. Lecho de secado: estructura de concreto armado y concreto de resistencia de F’c=175 kg/cm2. Vereda de concreto F’c=140 kg/cm2., vereda de 1.20m de ancho y está en todo el perímetro de la estructura. Cerco Perimétrico: estructura en fierro galvanizado de 2” y malla de alambre galvanizado de cocadas de 2”x2”, a lo largo de todo el perímetro.

SISTEMA TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES CON TANQUE IMHOFF.

- Cámara de Rejas.
- Tanque IMHOFF
- Filtro biológico.
- Lecho de secado.
- Cerco Perimétrico

Figura 65:Diagrama de flujo del sistema de tratamiento de aguas residuales,



- **CALCULO DE CRAGAS DE LOS PARAMETROS DE CONTAMINETES**

como mínimo los parámetros contaminantes se determinarán los siguientes

- demanda bioquímica de oxígeno (DBO) 5 días y 20°C;
- demanda química de oxígeno (DQO);
- coliformes fecales y totales;
- parásitos (principalmente nematodos intestinales);
- sólidos totales y en suspensión incluido el componente volátil;
- nitrógeno amoniacal y orgánico; y
- sólidos sedimentables.

En caso de sistemas nuevos se determinará el caudal medio de diseño tomando como base la población servida, las dotaciones de agua para consumo humano y los factores de contribución contenidos en la norma de redes de alcantarillado, considerándose además los caudales de infiltración y aportes industriales.

Para comunidades sin sistema de alcantarillado, la determinación de las características debe efectuarse calculando la masa de los parámetros más importantes, a partir de los aportes per cápita según se indica en el siguiente cuadro.

APORTES PER CÁPITA PARA AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS PARÁMETROS	
- DBO 5 días, 20°C, g / (hab.d)	50
- Sólidos en suspensión, g / (hab.d)	90
- NH3 - N como N, g / (hab.d)	8
- N Kjeldahl total como N, g / (hab.d)	12
- Fósforo total, g/(hab.d)	3
- Coliformes fecales, N° de bacterias / (hab.d)	$2x10^{11}$
- Salmonella Sp., N° de bacterias / (hab.d)	$1x10^{8}$
- Nematodos intes., N° de huevos / (hab.d)	$4x10^{5}$

9.1.6 Cálculo y diseño de las principales unidades de tratamiento de tanque imhoff

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE LAS COMUNIDADES, CCOLLOTARO Y CCOYARQUI				
OBRA:	"AMPLIACION Y MEJORAMIENTO INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY, PROVINCIA DE PAUCARTAMBO, REGION CUSCO''			
DETERMINACION DE LOS CAUDALES DE DISEÑO				
Datos:				
Población actual			600	hab
Tasa de crecimiento			2.2	%
Periodo de diseño			25	años
Población futura				
	$Pf = Po * (1+r)^t$		1034	hab
Dotación			100	Lts/hab/dia
Coeficientesde consumo:				
	K1 =	1.3		
	K2 =	2		
Coeficientesde contribucion al desague:				
	Kmin =	0.5		
	Kmax =	1.8		
Porcentaje de contribucion				
		0.8		
Caudales de Diseño:				
Caudales de Consumo:				
	Qp =	1.196	lps	
	Qmd =	1.555	lps	
	Qmh =	2.393	lps	
Caudales de contribucion al desagüe				
	Qpd =	0.957	lps	
	Qmin =	0.479	lps	
	Qmax =	1.723	lps	

DISEÑO DE LA CAMARA DE REJAS

OBRA: "AMPLIACION Y MEJORAMIENTO INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY, PROVINCIA DE PAUCARTAMBO, REGION CUSCO''

Caudales de Diseño:

Qpd =	0.957	lps	0.000957	m3/s
Qmin =	0.479	lps	0.000479	m3/s
Qmax =	1.723	lps	0.001723	m3/s

Asumiendo :

Espaciamiento entre barras (a):	25	mm	1	pulg	0.025	m
Espesor de las barras (t):	6.25	mm	0.3	pulg	0.0063	m

Eficiencia de las Rejas

$$E = \frac{a}{a+e}$$ 0.80

Velocidad de paso entre rejas (V): 0.65 m/s RNE: 0.60-075 m/

Area útil (Au)

A util= $\frac{Qmax}{V}$ => 0.003 m^2

Area total (A)

A = $\frac{Au}{E}$ => 0.003 m^2

Velocidad de aproximación (Vo)

Vo= E*V Vo = 0.52 m/s

Ancho del canal (B): 0.2 m

Calculo del tirante maximo(Ymax)

$$y = \frac{A}{B} =$$ 0.017 m

Calculo de la pendiente del canal (S)

n = 0.013

S = 1.327% m/m

Verificación de "Vo" para el caudal mínimo :

P = 0.003947565

De la tabla de canales rectangulares:

y / B = 0.0564 Ymin = 0.011 m

Amin = Y min x B = 0.002 m

Vo min=Qmin/Amin= 0.20 m/s

Numero de barras (N):

N = (B -a)/(a+t) = 6.00 barras

Pérdida de Carga en rejas 50% de ensuciamiento

$$hf = \frac{1}{0.7} \times \frac{(V'^2 - V_0^2)}{2g}$$

$V' = 2V$

hf = 0.103 m

Datos del emisor de ingreso a la planta

Qmax= 0.001723 m3/s

Qmin= 0.000479 m3/s

Diametro (De): 12 pulg 0.3048 m

Tirante (Ye): 0.0276 m

n concreto : 0.013

Asumimos:

s= 0.005 m/m

Calculo de la longitud de transicion (Lt):

$$L = \frac{B - De}{2*tg(12.30°)} = -0.24 \text{ m}$$

Perdida de carga en la transicion (Hft) :

$$h_{ft} = \frac{((Ve - Vo)^2)*0.1}{2*g} = 4.87505E-05 \text{ m}$$

Desnivel entre el Fondo del Emisor y el Fondo del Canal (Z)

Sea: V1 = Ve y V2 = Vo

Y1 = Yemisor y Y2 = Ycanal

$$Z = \left(\frac{V_1^2}{2g} + y_1\right) - \left(\frac{V_2^2}{2g} + y_2\right) - hf$$

Z = 0.00629 m

Diseño del By-Pass

Calculo de la altura de agua sobre el vertedero:

$$Q = 1.838 \, x \, L \, x \, H^{3/2}$$

Longitud de Vertedero (Lv) : 0.20 m

H = 0.028 m

Calculo de la pendiente en el By-Pass

$$Q = \frac{A \, x \, R_H^{2/3} \, x \, S^{1/2}}{n}$$

S = 0.00261 m/m 0.261 %

Comprobación de que no existe reflujo:

E1	>	E2	
$y_{min\text{-}emisor}+Z$	>	$y_{canal}+h_{rejas}+h_{by\text{-}pass}$	
0.311	>	0.143	ok

<u>Calculo del material retenido en las rejas</u>

Segun el reglamento nacional de Edificaciones para una abertura de 1 pulg se tiene 0.023 litro de material cribado en 1 m^3 de agua residual.

tasa:	0.023	l/m3		
Qpd:	0.001	m3/s	82.70154679	m3/dia
	1.902135576	litros de material retenido/dia		

Frecuencia de limpieza: 1 vez/dia

0.001902136 m3/vez

DIMENSIONAMIENTO DEL DESARENADOR

OBRA: "AMPLIACION Y MEJORAMIENTO INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY, PROVINCIA DE PAUCARTAMBO, REGION CUSCO''

1) DATOS DE DISEÑO

Caudal Promedio de Desagüe.....	Q´p =	0.00096	m^3/seg	
Caudal Máximo Horario de Desagüe.....	Q´máx =	0.00172	m^3/seg	RNE Qmh
Caudal Mínimo de Desagüe.....	Q´mín =	0.00048	m^3/seg	
Velocidad horizontal del flujo de desagüe.....	Vh =	0.30	m/seg	RNE 0.30 m/s
Tasa de Acumulación de Arena.....	Taa =	0.03	lt/m^3	
Coeficiente de rugosidad del concreto.....	n =	0.013		

2) DIMENSIONAMIENTO DEL DESARENADOR

Para remocion de particulas de diametro medio o igual a 0.20mm.

2.1) Area Máxima de Sección Transversal

Ast = Q´max / Vh

Ast = 0.006 m2

2.2) Tirante Máximo de Desagüe en el Canal

Ymáx = Ast / B

Donde: B..... Ancho del Canal (mt)

Asumiendo que el ancho del canal será de..... **B = 0.20 mt**

Entonces; el tirante máximo de desagüe en el canal será.....

Ymáx = H = 0.03 mt

2.3) Área Superficial del Desarenador

As = Q´max / Tad

Donde: Q´max..... Caudal máximo horario de desagüe (m3/h)
Tad..... Tasa de aplicación de desagüe (m3/m2/h)
As..... Áres superficial útil del desarenador (m2)

Considerando que la "Tad" debe estar entre < 45 - 70 > m3/m2/h, RNE
asumiremos un valor conservador equivalente a..... **Tad = 45.00 m3/m2/h**

Entonces; el área superficial útil del desarenador será de.....

As = 0.140 m2

2.4) Longitud Útil del Desarenador

L = As / B

Reemplazando valores, tendremos que..... **L = 0.70 mt**

tomaremos **L = 1.2 m**

Ademas se debe verificar que L/H sea como minimo 25

L / H = 40.0 <> 25

2.5) Calculo de la pendiente de fondo del canal

S = ((n*Q)/(A*Rh^(2/3)))^2

S = 0.00212 m/m

3) DIMENSIONAMIENTO DE LA TOLVA

3.1) Cantidad de Material Retenido

Vad = Q´p * Taa ..... (9)

Donde:
Vad..... Volumen de arena diaria (m3/día)
Q´p..... Caudal promedio de desagüe (m3/día)
Taa..... Tasa de acumulación de arena (lt/m3)

Reemplazando valores, tendremos que..... **Vad = 0.002 m^3/día**

3.2) Período de Limpieza

Se asumirá una limpieza de la Tolva cada..... **PL = 10 días**

Entonces; la Tolva tendrá que tener una capacidad de.. **Vtv = 0.025 m^3/día**

3.5) Dimensiones de la Tolva

Vtv = Lt x Bt x Ht

Donde:
Lt..... Largo de la Tolva (mt)
Bt..... Ancho de la Tolva (mt)
Ht..... Altura de la Tolva (mt)

Asumiendo los siguientes valores.....
Lt = 1.20 mt
Bt = 0.20 mt
Ht = 0.10 mt

Entonces, el volumen útil de la tolva será de..... **Vtv = 0.024 m^3**

4) DISEÑO DEL VERTEDERO PROPORCIONAL TIPO SUTRO

Q = 2.74 * (a ^ 0.5) * b * [H - (a / 3)] ..... (1)

Debemos escoger un Q menor al Qmín para asegurar que H > a :
Para un "Q" equivalente a... Q = 0.00045 m^3/seg < 0.00048 m3/seg

Asumiendo que "H = a",

Tendremos la siguiente expresión..... b = [3 * Q * a ^ (-3/2)] / (2 * 2.74)

Dando valores a la variable "a" tendremos los siguientes valores para "b":

a	b
0.020	0.088
0.030	0.048
0.040	0.031
0.050	0.022
0.060	0.017

a	b
0.070	0.013
0.080	0.011
0.090	0.009
0.100	0.008
0.110	0.007

Elegimos..... a = 0.050 mt ..... (2)
Entonces ..... b = 0.022 mt ..... (3)

Sabemos que.....
Q = Q´máx = 0.00172 m^3/seg ..... (4)

Despejando "H" de la ecuación (1):

H = (a / 3) + { Q / [2.74 * (a ^ 0.50) * b] } ..... (5)

Reemplazando (2), (3) y (4) en (5), tendremos que..... **H =** **0.143** **mt** 0.030 = Ymáx

Luego; procedemos al cálculo para el dibujo del SUTRO:

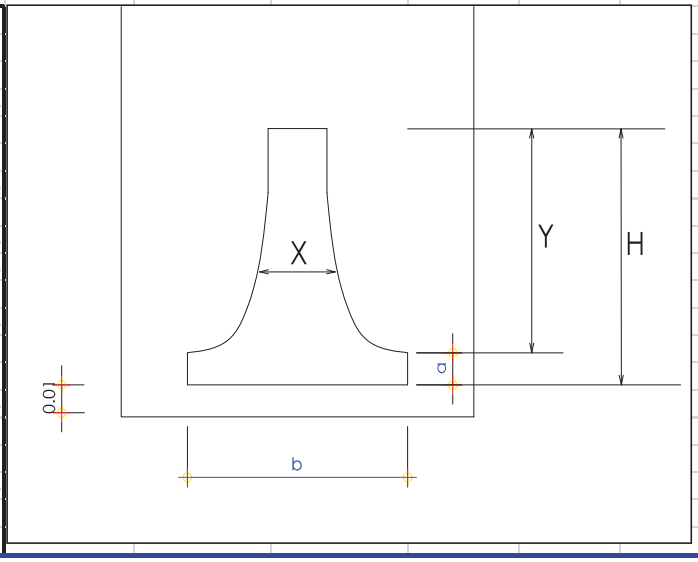
X = b * [1 - ((2 / PI) * (arctang (Y / a) ^ 0.5))]

Y (m)	X (m)	X / 2
0.000	0.022	0.0111
0.050	0.011	0.0056
0.055	0.011	0.0054
0.060	0.010	0.0052
0.065	0.010	0.0051
0.070	0.010	0.0050
0.075	0.010	0.0049
0.080	0.009	0.0047
0.085	0.009	0.0046
0.090	0.009	0.0045
0.095	0.009	0.0044
0.100	0.009	0.0044
0.105	0.009	0.0043
0.110	0.008	0.0042
0.115	0.008	0.0041
0.120	0.008	0.0041
0.125	0.008	0.0040
0.130	0.008	0.0039
0.135	0.008	0.0039

Y (m)	X (m)	X / 2
0.140	0.008	0.0038
0.145	0.008	0.0038
0.150	0.007	0.0037
0.155	0.007	0.0037
0.160	0.007	0.0036
0.165	0.007	0.0036
0.170	0.007	0.0035
0.175	0.007	0.0035
0.180	0.007	0.0034
0.185	0.007	0.0034
0.190	0.007	0.0034
0.195	0.007	0.0033
0.200	0.007	0.0033
0.205	0.007	0.0033
0.210	0.006	0.0032
0.215	0.006	0.0032
0.220	0.006	0.0032
0.225	0.006	0.0031
0.230	0.006	0.0031

LECTURA DE CAUDAL SEGÚN H:

H	QM3/S	Q-LPS
0.050	0.0003	0.29
0.100	0.0006	0.64
0.105	0.0007	0.68
0.110	0.0007	0.71
0.115	0.0007	0.74
0.120	0.0008	0.78
0.125	0.0008	0.81
0.130	0.0008	0.85
0.135	0.0009	0.88
0.140	0.0009	0.92
0.145	0.0010	0.95
0.150	0.0010	0.99
0.155	0.0010	1.02
0.160	0.0011	1.06
0.165	0.0011	1.09
0.170	0.0011	1.13
0.175	0.0012	1.16
0.180	0.0012	1.19
0.185	0.0012	1.23

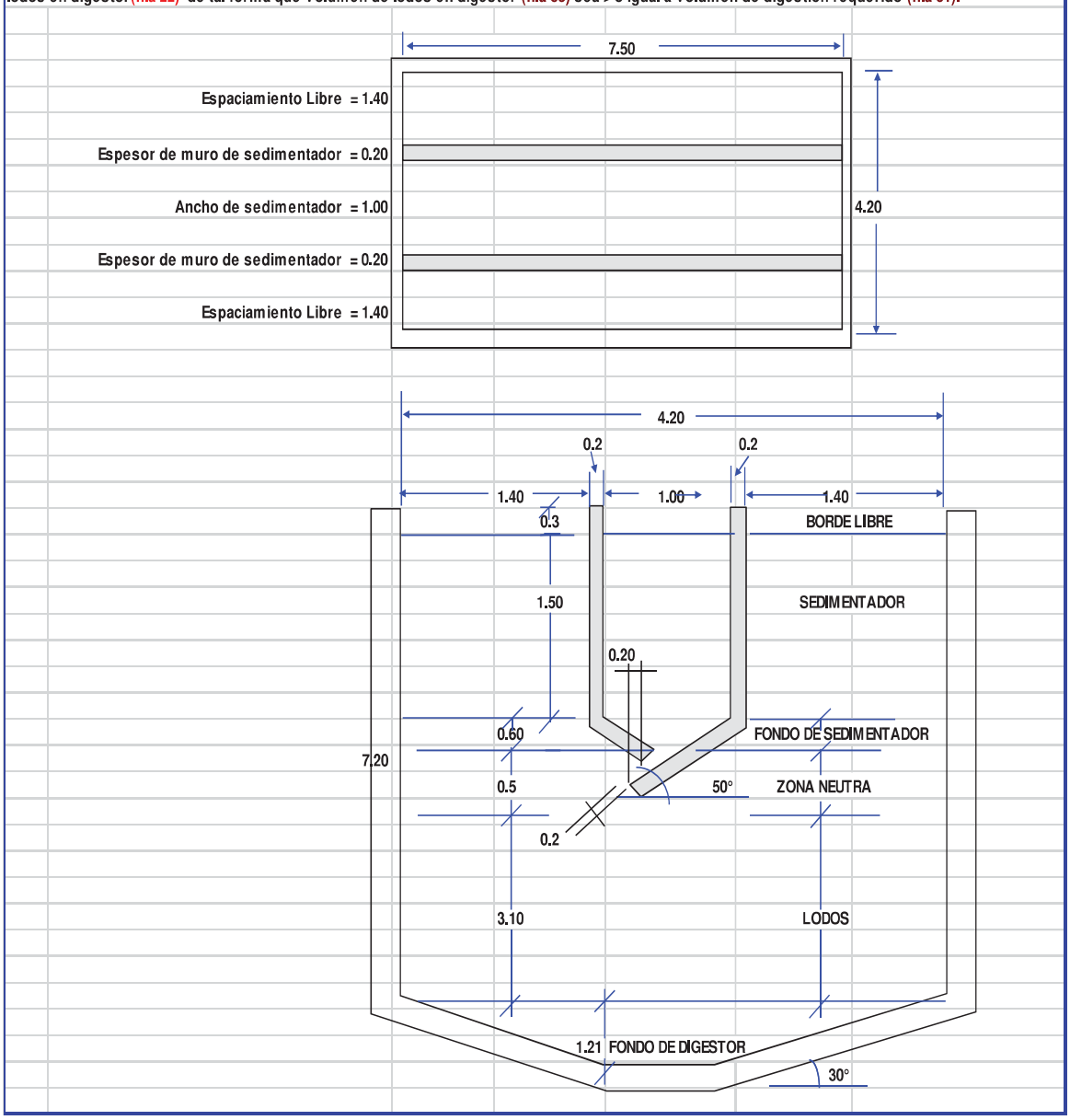


DIMENSIONAMIENTO DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MEDIANTE TANQUES IMHOFF

DISEÑO TANQUE IMHOFF (01 und)

	NOMBRE DEL PROYECTO	"AMPLIACION Y MEJORAMIENTO INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY, PROVINCIA DE PAUCARTAMBO, REGION CUSCO"				
A	**PARAMETROS DE DISEÑO**			**VALORES**	**GUIA**	
1.-	Población actual	600.00				
2.-	Tasa de crecimiento (%)	2.20				
3.-	Período de diseño (años)	25.00				
4.-	Población futura	**1034**	**habitantes**			
5.-	Dotación de agua, l/(habxdia)	100.00	L/(hab x día)			
6.-	Factor de retorno	0.80				
7.-	Altitud promedio, msnm	3012.00	m.s.n.m.			
8.-	Temperatura mes más frio, en °C	14.00	°C			
9.-	Tasa de sedimentación, m3/(m2xh)	1.00	m3/(m2 x h)}			
10.-	Periodo de retención, horas	1.50	horas	(1.5 a 2.5)		
11.-	Borde libre, m	0.30	m			
12.-	Volumen de digestión, l/hab a 15°C	70.00	L/hab a 15°C			
13.-	Relación L/B (teorico)	**7.50**		> a 3		
14.-	Espaciamiento libre pared digestor					
	al sedimentador, metros	**1.40**	**m**	1.0 mínimo		
15.-	Angulo fondo sedimentador, radianes	50.00		(50° - 60°)		
		0.87	**radianes**			
16.-	Distancia fondo sedimentador			**Factores de capacidad relativa y tiempo de digestión de lodos**		
	a altura máxima de lodos (zona neutra), m	0.50	m	**Temperatura**	**Tiempo digestión**	**Factor capacidad**
17.-	Factor de capacidad relativa	**1.08**		**°C**	**(días)**	**relativa**
18.-	Espesor muros sedimentador,m	0.20	m	5	110	2.0
19.-	Inclimación de tolva en digestor	30.00	(15° - 30°)	10	76	1.4
		0.52	**radianes**	15	55	1.0
20.-	Numero de troncos de piramide en el largo	1.00		20	40	0.7
21.-	Numero de troncos de piramide en el ancho	1.00		> 25	30	0.5
22.-	Altura del lodos en digestor, m	**3.10**	**m**			
23.-	Requerimiento lecho de secado	**0.10**	**m2/hab.**			
B	**RESULTADOS**					
24.-	Caudal medio, m3/dia	**57.89**	**m3/día**			
25.-	Area de sedimentación, m2	**2.41**	**m2**			
26.-	Ancho zona sedimentador (B), m	**1.00**	**m**			
27.-	Largo zona sedimentador (L), m	**7.50**	**m**			
28.-	Prof. zona sedimentador (H), m	**1.50**	**m**			
29.-	Altura del fondo del sedimentador	**0.60**	**m**			
30.-	Altura total sedimentador, m	**2.40**	**m**			
31.-	Volumen de digestión requerido, m3	**78.00**	**m3**		**Ok**	
32.-	Ancho tanque Imhoff (Bim), m	**4.20**	**m**			
33.-	Volumen de lodos en digestor, m3	**117.00**	**m3**			
34.-	Superficie libre, %	**67%**		(min. 30%)		
35.-	Altura del fondo del digestor, m	**1.21**	**m**			
36.-	Altura total tanque imhoff, m	**7.20**	**m**			
37.-	Area de lecho de secado, m2	**103.38**				

Se deberá modificar las celdas: Relación L/B (teorico) (fila 13), Espaciamiento libre pared digestor al sedimentador (fila 15) y Altura de lodos en digestor (fila 22) de tal forma que Volumen de lodos en digestor (fila 33) sea > o igual a Volumen de digestión requerido (fila 31).



DIMENSIONAMIENTO DE FILTRO BIÓLOGICO (01 UND)

OBRA : CONSTRUCCION PLANTA DE TRATAMIENTO CENTRO POBLADO PARURO

Método de la National Research (R.N.C.) de los ESTADOS UNIDOS de AMERICA
Válido cuando se usa piedras como medio filtrante

Población de diseño (P)	600	habitantes
Dotacion de agua (D)	100.00	L/ (habitante.dia)
Contribución de aguas residuales (C)	80%	
Contribución percápita de DBO5 (Y) :	50.00	grDBO5/ (habitante.dia)
Producción percápita de aguas residuales : q=P x C	**80**	**L/ (habitante.dia)**
DBO5 teórica : St = Yx 1000/q	**625.00**	**mg/L**
DBO5 Real : (valores normales para la sierra)	**450.00**	**mg/L**
Eficiencia de remoción de DBO5 del tratamiento primario (Ep)	30%	
DBO5 remanente : So = (1 - Ep) x St	**437.50**	**mg/L**
Caudal de aguas residuales : Q = Px q/1000	**48.00**	**m3/dia**
Dimencionamiento del filtro percolador		
DBO requerida en el efluente (Se)	100	mg/L
Eficiencia del filtro (E) : E = (So - Se)/ So	**77%**	
Carga de DBO (W) : W = So x Q /1000	**21.00**	**KgDBO/ dia**
Factor de recirculación (F) : F = (1+R) / (1+ R/10)	**1.00**	
Volúmen del filtro (V) : V = (W/F) x (0.4425E/(1-E))	**31.36**	**m3**
Profundidad del medio filtrante (H)	1.80	m
Area del filtro (A) : A = V/H	**17.42**	**m2**
Tasa de aplicación superficial (TAS) : TAS = Q/A	**2.75**	**m3/(m2.dia)**
Carga orgánica (CV) : CV = W/V	**0.67**	**kgDBO/ (m3.dia)**
Filtro circular		
Diámetro del filtro (d) : d = √ (4A/ 3.1416)	**4.71**	**m**
Filtro Rectangular	17.42	m2
Largo del filtro (L)	5.00	m
Ancho del filtro (a)	**3.48**	**m**
Dimensiones a considerar:		
Largo =	**5.00**	**m**
Ancho =	**2.50**	**m**

Lecho de Secado (01 UND)

1.0 Calculo de la carga de solidos que ingresan al sedimentador

$$C = \frac{Pob \times Cp(grSS/hab*dia)}{1000}$$

Pob =	517	hab	Población Total de habitantes
Cp =	90	gr/habxdía	Contribución Percapita
C =	47	kg SS/día	

2.0 Calculo de la masa de los sólidos que conforman el lodo digerido

$$Msd = (0.5 \times 0.7 \times 0.5 \times C) + (0.5 \times 0.3 \times C)$$

Msd = 15.1188765 Kg SS/día

3.0 Calculo del volumen diario de lodos digeridos

$$Vld = \frac{Msd}{\rho_{lodo} \times (\%sólidos/100)}$$

ρ_{lodo}	=	1.04	kg/l	Densidad de los lodos
% sól	=	10	%	% de sólidos contenidos en el lodo
Vld	=	145.373813	l/día	

4.0 Calculo del volumen de extracción de lodos

$$Vel = \frac{Vld \times Td}{1000}$$

Td	=	55	días	Tiempo de digestión
Vel	=	7.9955597	m3	

5.0 Calculo del área del lecho de secado

$$Als = \frac{Vel}{Ha}$$

Ha	=	0.3	m	Se asume profundidad
Als	=	26.6518657	m^2	

6.0 Calculo del Nº Purgas al año

$$N° purgas = \frac{365}{Td}$$

Nº Purgas= 6.63636364

Tabla N°2

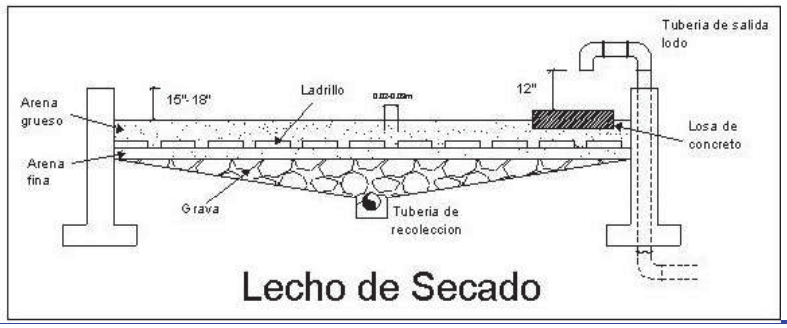
Temp °C	*Td (días)*
5	110
10	76
15	55
20	40
> 25	30

7.0 Dimensionamiento del lecho de secado

Ancho =	10.00	m
Largo=	1.67	m

Considerar 01 lecho de Secado:

Ancho =	**10.00**
Largo =	**6.50**



CÁMARA DE CLORACIÓN

La cámara de cloración se diseña bajo los siguientes parámetros

TRH =	30 min =	1800 seg.

El volumen de la cámara de contacto será de:

V = Q x TRH

Q =	1.20 l/s
Q =	0.001196 m3/s
TRH =	1800 seg.
V =	2 m3

Se predimensiona:

Ancho =	0.80 m
Alto Efectivo =	0.75 m
Borde Libre =	0.25 m
Alto Total =	1.00 m

L = V/A

V =	2 m3
A =	0.60 m2
L =	3.59 m
L =	5.00 m

Se debera de proveer la cámara de contacto con 06 bafles deflectores distanciados cada 0.23 m aproximadamente, y separados de las paredes laterales 0.20 m.

La aplicación del cloro se hará mediante tabletas de hipoclorito de calcio se dosificara una concentración de 3 a 15 mg/l en el proceso de desinfección, y al menos 2mg/l de cloro residual en el efluente.

9.1.7 Eficiencia de tratamiento de aguas residuales.

camara de rejas		
EFICIENCIA DE SISTEMA DE TRATAMIENTO FINAL		UND
DBO5 teórica : St = Yx 1000/q	625	mg/L
DBO5 Real : (valores normales para la sierra)	450	mg/L
DBO5 remanente : So = (1 - Ep) x St	612,5	mg/L
DBO5 RETENIDO	12,5	mg/L
DBO requerida en el efluente (Se) final del sistema	100	mg/L
Eficiencia del CAMARA D EREJAS (E) : E =(So - Se)/ So	2,00%	
Eficiencia del CAMARA DE REJAS (E) : E =(So - Se)/ So	2,00%	

DESARENADOR		
EFICIENCIA DE SISTEMA DE TRATAMIENTO FINAL		UND
DBO5 teórica : St = Yx 1000/q	625	mg/L
DBO5 Real : (valores normales para la sierra)	450	mg/L
DBO5 remanente : So = (1 - Ep) x St	593,75	mg/L
DBO5 RETENIDO	18,75	mg/L
DBO requerida en el efluente (Se) final del sistema	100	mg/L
Eficiencia del desarenador (E) : E =(So - Se)/ So	3,00%	
Eficiencia del filtro SISTEMA (E) : E =(So - Se)/ So (%)	5,00%	

TANQUE IMHOFF		
EFICIENCIA DE SISTEMA DE TRATAMIENTO FINAL		UND
DBO5 teórica : St = Yx 1000/q	625	mg/L
DBO5 Real : (valores normales para la sierra)	450	mg/L
DBO5 remanente : So = (1 - Ep) x St	437,5	mg/L
DBO5 RETENIDO	156,25	mg/L
DBO requerida en el efluente (Se) final del sistema	100	mg/L
Eficiencia del tanque imhoff (E) : E =(So - Se)/ So	25,00%	
Eficiencia del filtro SISTEMA (E) : E =(So - Se)/ So (%)	30,00%	

filtro biologico			
EFICIENCIA DE SISTEMA DE TRATAMIENTO FINAL		UND	
DBO5 teórica : St = Yx 1000/q	625	mg/L	
DBO5 Real : (valores normales para la sierra)	450	mg/L	
DBO5 remanente : So = (1 - Ep) x St	93,75	mg/L	
DBO5 RETENIDO	356,25	mg/L	
DBO requerida en el efluente (Se) final del sistema	100	mg/L	ok
Eficiencia del filtro biologico (E) : E =(So - Se)/ So	55,00%		
Eficiencia del filtro SISTEMA (E) : E =(So - Se)/ So (%)	85,00%		

camara de rejas		
EFICIENCIA DE SISTEMA DE TRATAMIENTO FINAL		UND
SS teórica : St = Yx 1000/q	1125	mg/L
SSremanente : So = (1 - Ep) x St	1102,5	mg/L
SS RETENIDO	22,5	mg/L
SS requerida en el efluente (Se) final del sistema	150	mg/L
Eficiencia del CAMARA D EREJAS (E) : E =(So - Se)/ So	2,00%	
Eficiencia del CAMARA DE REJAS (E) : E =(So - Se)/ So	2,00%	

DESARENADOR		
EFICIENCIA DE SISTEMA DE TRATAMIENTO FINAL		UND
SS teórica : St = Yx 1000/q	1125	mg/L
SSremanente : So = (1 - Ep) x St	1068,75	mg/L
SS RETENIDO	33,75	mg/L
SS requerida en el efluente (Se) final del sistema	150	mg/L
Eficiencia del CAMARA D EREJAS (E) : E =(So - Se)/ So	3,00%	
Eficiencia del CAMARA DE REJAS (E) : E =(So - Se)/ So	5,00%	

TANQUE IMHOFF		
EFICIENCIA DE SISTEMA DE TRATAMIENTO FINAL		UND
SS teórica : St = Yx 1000/q	1125	mg/L
SSremanente : So = (1 - Ep) x St	675	mg/L
SS RETENIDO	416,25	mg/L
SS requerida en el efluente (Se) final del sistema	150	mg/L
Eficiencia del CAMARA D EREJAS (E) : E =(So - Se)/ So	35,00%	
Eficiencia del CAMARA DE REJAS (E) : E =(So - Se)/ So	40,00%	

para filtro biologico			
EFICIENCIA DE SISTEMA DE TRATAMIENTO FINAL		UND	
SS teórica : St = Yx 1000/q	1125	mg/L	
SSremanente : So = (1 - Ep) x St	112,5	mg/L	
SS RETENIDO	596,25	mg/L	
SS requerida en el efluente (Se) final del sistema	150	mg/L	ok
Eficiencia del CAMARA D EREJAS (E) : E =(So - Se)/ So	53,00%		
Eficiencia del CAMARA DE REJAS (E) : E =(So - Se)/ So	90,00%		

Límites Máximos Permisibles para efluentes de PTAR
DS 003-2010-MINAM (17.03.10)

Parámetro	Unidad	LMP
Aceites y grasas	mg/L	20
Coliformes Termotolerantes	NMP/100mL	10000
DBO	mg/L	100
DQO	mg/L	200
pH	unidad	6,5 - 8,5
Sólidos Suspendidos Totales	mg/L	150
Temperatura	°C	<35

CAPITULO X

ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL DE MICROCUENCA

10.1 Generalidades.

“Guía comunitaria para salud ambiental”. Tradicionalmente, el desarrollo del país se ha realizado sobre las bases de un crecimiento de las áreas productivas que han explotado los recursos naturales de forma poco planificada, sin darse cuenta de los límites naturales ni de las relaciones de interdependencia del hombre con la naturaleza.

La aparición de graves problemas ambientales como el franco deterioro de la calidad de vida de las poblaciones urbanas y rurales, la degradación de elementos ambientales, tales como el aire, el recurso hídrico, el suelo, la perdida irreversible de recursos, de biodiversidad, son causas varias que han ayudado a que el ser humano empiece a cuestionar sus modelos de desarrollo, buscando formas que garanticen el mantenimiento del patrimonio natural en bien de las futuras generaciones.

A. Descripción del medio ambiente en estudio

Del ambiente en el área donde se localizará el proyecto es una microcuenca o franja hidrográfica, se ha realizado de acuerdo a las características y necesidades del proyecto de tesis; observando cada uno de sus componentes como son agua, suelo, hidrología, clima, flora, fauna y aspectos socioeconómicos. El sistema de la microcuenca hidrográfica a su vez está integrado por los subsistemas siguientes:

a. BIOLOGICOS: Esencialmente la flora y fauna y los elementos cultivados por el hombre.

b. FISICOS: Integrado por el suelo, subsuelo, geología, recursos hídricos y clima. (temperatura, radiación, evaporación, etc.)

c. ECONOMICO: Integrado por todas las acciones productivas que realiza el hombre, en agricultura, recursos naturales, ganadería, industria, servicios. (caminos, carreteras, energía, asentamientos y ciudades)

d. SOCIAL: Integrado por los elementos demográficos, institucionales, tenencia de la tierra, salud, educación, viviendas culturales, organizacionales, políticas y legales.

e. POLITICO: Gobernantes, políticas instituciones del gobierno nacional, gobierno regional y local, toma de decisiones, presencia del estado, función coordinación, etc.

f. PRODUCTIVO: Uso de la tierra, actividades productivas, sistemas y medios de acceso a los mercados, distribución y pertenencia de la tierra.

g. CULTURAL: Costumbres, tradiciones, folclor, creencias, valores.

h. LEGALES: Tenencias de tierras, normas, reglamento, leyes, ordenanzas, etc.

i. TECNOLOGICOS: Tipos, niveles, competitividad, etc.

Estos sistemas que conforman una microcuenca interactúan de manera indivisible todo el tiempo, como estudiaremos en nuestro caso de tesis todos los conceptos son resultados del estudio y adaptados al proyecto de tesis.

10.1 MICROCUENCA.

la microcuenca se define como una pequeña unidad geográfica donde vive una cantidad de familias que utiliza y maneja los recursos disponibles, principalmente suelo, agua y vegetación. Desde el punto de vista operativo, la microcuenca posee un área 300-250 (has) que puede ser planificada mediante la utilización de recursos locales y un número de familias que puede ser tratado como un núcleo social que comparte intereses comunes (agua, servicios básicos, Infraestructura, organización, entre otros.).

Cabe destacar que en la microcuenca ocurren interacciones indivisibles entre los aspectos económicos (relacionados a los bienes y servicios producidos en su área), sociales (asociados a los patrones de comportamiento de las poblaciones usuarias directas e indirectas de los recursos de la microcuenca) y ambientales (vinculados al comportamiento o reacción de los recursos naturales frente a los dos aspectos anteriores). Por ello, la planificación del uso y manejo de los distintos recursos en la microcuenca debe considerar todas estas interacciones.

En la ilustración N°01 se puede apreciar una franja hidrográfica o microcuenca. De donde se abastece agua para el distrito de Caicay, y la población de Ccoyaraqui.

Figura 66: ***Vista satelital de la cuenca del rio Vilcanota - microcuenca Ccoyaraqui***

Ilustración 01: se observa que poblaciones en estudio están en la intersección de la microcuenca y cuenca del Vilcanota. ***Fuente: google maps.***

Fuente: vista satelital de la microcuenca Ccoyaraqui.

En esta microcuenca como se recalca se distribuyen viviendas habitadas en toda la cuenca desde zona alta donde habitan los pobladores en la comunidad del antiguo Ccoyaraqui.

10.2 ZONAS DE UNA MICROCUENCA.

Para aspectos de manejo de la Microcuenca esta se dividirá en tres partes: zona alta, zona media y zona baja. A continuación, se presenta una caracterización de cada una de estas zonas, basada en la lectura de los mapas, de los cuales se obtiene información tal como altura sobre el nivel del mar, división política de la Microcuenca, uso actual y potencial de los suelos, conflicto de uso de los suelos y red hídrica.

- Primero: La altitud. Si el criterio utilizado es la altitud, se podrían distinguir las siguientes partes:

- **Parte alta o zona alta**

- **Parte media o zona media**
- **Parte baja o zona baja**

Nuestra clasificación de zonas de la microcuenca está en función de los rangos de altura que tenga la franja hidrográfica. Si la diferencia de altura es significativa y varía de 0 a 2,500 msnm, es factible diferenciar las tres partes, si esta diferencia es menor, por ejemplo, de 0 a 1000 msnm, posiblemente sólo se distingan dos partes, y si la cuenca es casi plana será menos probable establecer partes. Generalmente este criterio de la altura, se relaciona con el clima y puede ser una forma de establecer las partes de una microcuenca.

10.2.1 Parte alta o zona de descarga.

Zona alta: Comprende la cumbre de Puma kancha y parte Palo Pique. La altura de esta zona oscila entre 3500 y 4980 m.s.n.m., los suelos presentan un grado de erosión moderada, con fauna y flora propios de zonas altos de la sierra del Perú lo más destacable es de la fauna es vicuña en un estado salvaje y la llama de los pobladores colindantes. Relieve de piedra muy escarpado y su profundidad fluctúa entre 20m y 30 m. Las pendientes van desde un 40% hasta el 80%, sin embargo, predomina las pendientes entre 50% y 60%. La quebrada de Ccoyaraqui 01 y la quebrada de Ccoyaraqui 02 nacen en la zona alta, y son alimentadas por una red de otras quebradas pequeñas. Está compuesta en su mayoría por suelos clase VI y VII, pero también se encuentra una media proporción de suelos I y VI. Es decir que la una parte es apta para cultivos temporales como granos, kañihua, aba y siembras de tubérculos como lisas y papas y cultivos permanentes como árboles. Los cultivos que predominan son los granos básicos, los cual refleja un uso inapropiado de los suelos donde se ubican. Se observan entre 3500 y 3900 m.s.n.m especies nativas como sauce, molle, ortigas, wallpa – wallpa, p’ata Quiska, Che’cche.

10.2.2 Parte media o zona de amortiguamiento.

Zona media: La altitud está entre los 3300 y 3500 m.s.n.m., con pendientes que oscilan entre 10% y 40%, pero predominan las que están entre 8% y 15%. Comprende los cantones de cerros de Ccollotaro y Puma Kancha, ambos del municipio de distrital de Caicay. Esta zona provee actualmente de agua al distrito y la población de Ccoyaraqui se encuentra ojos de agua o manantes. Los suelos de esta parte de la Microcuenca son clase I, con pequeñas áreas de la clase IV. El uso actual del suelo que predomina es de cultivos

anuales como maíz, maicillo, frijol, cebadas, trigos, papas y son suelos fértiles que tienen una capa de tierra orgánicas gruesas; además, se observan áreas sembradas de maíz, principalmente de maíz blanco y amarillo, así como pequeñas explotaciones ganaderas y pastos naturales.

10.2.3 Parte baja o ribereña.

Zona baja: La altitud varía entre 3050 a 3300 m.s.n.m., la pendiente predominante de los suelos oscila entre 5% y 20%, la erosión es leve y su profundidad va de los 5 cm a 20 cm.; los suelos de esta zona son clase VII, VI y IV y prevalecen los cultivos anuales de maíz y papas, pero también hay presencia de parcelas con cultivo permanente como frutales como duraznos, manzanas, cerezos y bajo pastoreo. Se observan áreas al borde de rio cubiertas de bosques nativos y plantaciones de eucalipto en la cuenca principal del rio Vilcanota. En esta parte de la Microcuenca se encuentran la cuenca principal de rio Vilcanota, asimismo es irrigada por aguas del rio Vilcanota.

10.3 FUNCIONES DE UNA MICROCUENCA.

Función hidrológica

Captación de agua de las diferentes fuentes de precipitación para formar el escurrimiento de manantiales, ríos y arroyos. Almacenamiento del agua en sus diferentes formas y tiempos de duración. Descarga del agua como escurrimiento.

Figura 67: Función hidrológica, escurrimiento de manantiales de ambos comunidades.

Ilustración 01: manantes superficiales de la población de Ccollotaro. ***Fuente: propio***

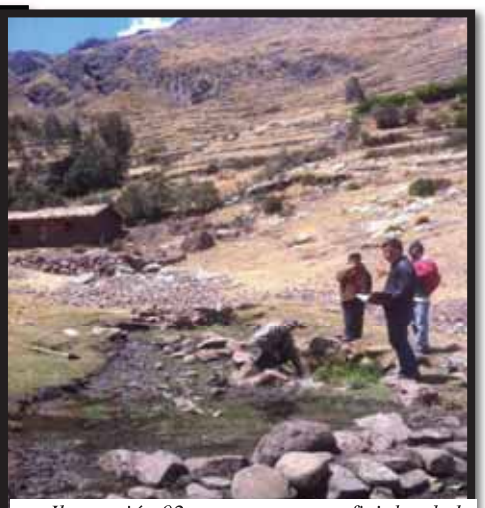


Ilustración 02: manantes superficiales de la población de Ccoyaraqui. ***Fuente: propio***

En las ilustraciones 01 y 02 de la fuente de agua se aprecia escurrimiento de flujo de agua a través de manantes u ojos de agua.

Función ecológica

Provee diversidad de sitios y rutas a lo largo de la cual se llevan a cabo interacciones entre las características de calidad física y química del agua. Provee de hábitat para la flora y fauna que constituyen los elementos biológicos del ecosistema y tienen interacciones entre las características físicas y biológicas del agua.

Figura 68: interacción de diversidad de hídrica

Ilustración 03: se puede apreciar flora silvestre y parte alta de la microcuenca Ccoyaraqui. fuente: propia

Ilustración 04: se puede apreciar la diversidad que puede albergar para habitad de fauna. ***fuente: Propia***

En las ilustraciones N°03 y N°04: se pueden apreciar la función geológica que ofrece la microcuenca de la población Ccoyaraqui. Ofreciendo habitad a la fauna silvestre y flora de zona alto andinas de nuestro país.

Función ambiental. Constituyen sumideros de CO2. Alberga bancos de germoplasma. Regula la recarga hídrica y los ciclos biogeoquímicos. Conserva la biodiversidad. Mantiene la integridad y la diversidad del suelo.

Figura 69: función ambiental de la microcuenca

Ilustración 05: se aprecia la conservación de biodiversidad de suelos de interacción de fauna y flora. ***Fuente: propia***

Ilustración 06: se aprecia la recarga hídrica y los ciclos biogeoquímicos. ***Fuente: propia***

En las ilustraciones N° 05 y N °06: se puede apreciar la función ambiental conservar la biodiversidad y diversidad del suelo.

Función socioeconómica

Suministra recursos naturales para el desarrollo de actividades productivas que Dan sustento a la población. Provee de un espacio para el desarrollo social y cultural de la sociedad.

Para comprender el por qué la cuenca es un sistema, es necesario explicar que:

· En la cuenca hidrográfica existen entradas y salidas, por ejemplo, el ciclo hidrológico permite cuantificar que en la cuenca ingresa una gran cantidad de agua, por medio de la precipitación y otras formas; y luego existe una cantidad que sale de la cuenca por medio de su rio principal en las desembocaduras o por el uso que adquiere el agua.

· En la cuenca hidrográfica se producen interacciones entre sus elementos, por ejemplo, si se deforesta irracionalmente en la parte alta, es posible que en épocas lluviosas se produzcan inundaciones en las partes bajas.

· En la cuenca hidrográfica existen interrelaciones, por ejemplo, la degradación de un recurso como el agua, está en relación con la falta de educación ambiental, con la falta de aplicación de leyes, con las tecnologías inapropiadas, etc.

Figura 70: En las ilustraciones N° 07 y N° 08, se aprecia las actividades productivas que dan sustento a las poblaciones alto andinas.

Ilustración N° 07: se aprecia la zona alta de cultivo de microcuencas en estudio ***fuente: propia***

Ilustración N° 08: se aprecia productos que cosechan de zona ala de la ***microcuenca fuente: propia***

Figura 71: aprecia espacios para el desarrollo de para desarrollo urbano social y cultural.

Ilustración N°09: Espacios para desarrollo urbano de la población Ccoyaraqui ***fuente: propio***

Ilustración N°10: Espacios para desarrollo urbano de la población Ccollotaro. ***Fuente: propio***

En las ilustraciones N°07, N°08, N°09 y N°10 se aprecia espacios para el desarrollo de para desarrollo urbano social y cultural.

10.4 DETERIORO DE LA MICROCUENCA.

La degradación y deterioro de las cuencas hidrográficas es uno de los problemas ambientales de mayor significación que enfrentan los países en el mundo. En particular, la degradación de los suelos está contribuyendo al estancamiento de extensas áreas potencialmente agrícolas, cuya vulnerabilidad se incrementa a medida que se intensifica el uso de la tierra por actividades agrícolas con fertilizantes químicos y otros usos del territorio.

En la actualidad, como efecto del cambio de uso del suelo mencionado anteriormente, el Arroyo de Ccoyaraqui presenta durante el estiaje un caudal insignificante y suele desaparecer en épocas estiaje por riego de terrenos agrícolas, como resultado cultivo excesivo de zona alta de la microcuenca y de la desaparición del Bosque Tropical Caducifolio de la zona media.

Ilustración N°11: bosque tropical caducifolio

En el área donde comienza las plantaciones de bosques de eucalipto y terrenos agrícolas, Pero como un alto porcentaje de zona media de la microcuenca es usado para plantaciones de eucalipto y agricultura para riego el arroyo desaparece por completo, en zona altas existe sobre pastoreo de animales menores como ovejas y porcinos produciendo una erosión y degradación de pastizales naturales, tales ayudaron a filtración de agua al subsuelo y recarga de manantes intermedios.

La agricultura que se practica en la microcuenca es de bajo rendimiento, del mismo modo ganadería es muy bajo en la zona. En general, la agricultura se explota de manera tradicional, aunque aplicando residuos de las cosechas, abonos orgánicos y los fertilizantes químicos son más usuales que utilizan los campesinos del distrito de Caicay. Los cultivos principales son el maíz de temporal, los cereales de la temporada verano-otoño y, en menor proporción frutales. Aunque no se tuvo una evidencia durante el levantamiento que

se explotara de una manera sostenida, si se pudo detectar degradación en el suelo, el cual, como ya se mencionó, repercute en el comportamiento de la microcuenca.

En el área de estudio no hay especies arbóreas con calidad como para permitir la explotación forestal, por lo que esta actividad es mínima y destinada al consumo doméstico, especialmente para la construcción de cercas y viviendas, ya que como combustible tiene bajo valor energético.

Como parte de proyecto de tesis el estudio de la microcuenca Ccoyaraqui, en este proyecto de tesis se trata de identificar las causas del deterioro o degradación de la microcuenca. Del sustento en líneas arriba.

CAUSAS DE LA DEGRADACIÓN O DETERIORO

a) Sobre pastoreo
b) Cambio del uso del suelo.
d) Incendios.
e) Mal manejo del suelo.
f) Deforestación.
g) Mal manejo del agua.
h) Explotación de la vegetación para consumo doméstico.

La desertificación es un proceso de degradación del medio físico y biológico por medio de las cual tierras económicamente activas de los ecosistemas secos, semiáridos y sub-húmedos, **por diversos factores tales como las actividades humanas (identificadas líneas arriban) y las variaciones climáticas, pierden su capacidad de revivir o de regenerarse a sí mismos**, desarrollando, en casos extremos, un ambiente incapaz de contener a las comunidades que antes dependían de él.

PROCESOS DE DETERIORO DE MICROCUENCA O CUENCAS

1) Degradación de la cubierta vegetal: Deforestación derivada de la eliminación de la cubierta vegetal ocasionada por la tala, los incendios, la lluvia ácida.

2) Erosión hídrica: Efecto de las corrientes de agua que arrastran la cubierta que cubre el suelo. Se acelera cuando el ecosistema se altera por acción de las actividades humanas como la deforestación y el cambio de uso de suelo (construcción de carreteras, asentamientos humanos, explotación agrícola, pecuaria o forestal).

3) Erosión eólica: Remoción de la cubierta del suelo ocasionada por el viento. Tiene especial impacto en las zonas áridas y semiáridas, generado por el sobrepastoreo, la tala inmoderada y la práctica inadecuada de actividades agrícolas.

4) Salinización: Ocasionada por el aumento de la concentración sales solubles en el suelo, generada por el rompimiento del equilibrio hídrico/salino. Esto reduce de una manera muy importante el desarrollo vegetal.

5) Reducción de la materia orgánica del suelo: Se genera cuando la cubierta vegetal que provee los nutrientes orgánicos al suelo, es removida.

6) Encostramiento y compactación del suelo: Estos procesos ocurren como consecuencia de los procesos primarios: escasez de materia orgánica, uso intensivo de maquinaria agrícola o sobrepastoreo.

7) Acumulación de sustancias tóxicas: El envenenamiento del suelo con frecuencia es generado por un uso excesivo de abonos y fertilizantes, así como de métodos químicos de control de plagas (pesticidas y plaguicidas).

10.5 ACCIONES QUE PROTEGEN LA MICROCUENCA.

Se entiende como la lucha contra la desertificación o deterioro de microcuenca a la realización de actividades que forman parte de un aprovechamiento integrado de la tierra de las zonas altas, zonas intermedias y zonas bajas para el desarrollo sostenible y que tienen por objeto la prevención o reducción de la degradación de las tierras, la rehabilitación de tierras parcialmente degradadas, y la recuperación de tierras en proceso de deterioro, Se entiende por mitigación de los efectos de la sequía, la realización de actividades relativas al pronóstico de la sequía, encaminadas a reducir la vulnerabilidad de la sociedad y de los sistemas naturales.

La desertización ha sido identificada como una serie de procesos que afectan a las tierras secas o temporales de todo el mundo. Estos procesos incluyen la erosión por el agua y el viento, junto con las sedimentaciones producidas por ambos agentes, la disminución a largo plazo de la diversidad de la vegetación natural y la salinización. Este proceso de deterioro estos explicados ítems

10.5.1 Actividades y acciones de protección.

Las actividades que protegerán la microcuenca son las siguientes:

- Observar en qué condiciones se encuentra la microcuenca.
- Haga un mapa o un dibujo de la cuenca hidrográfica.
- Organice una reunión comunitaria.
- Creación de asociados.
- Haga de un plan de acción.

Las acciones que protegen la microcuenca son la siguientes:

El reto principal es desarrollar un proceso que permita incorporar la población a una filosofía de desarrollo sostenible.

1. EDUCACIÓN

a) Los ecosistemas de montaña y la agroecología.

b) El proceso moderno de planificación.

c) Las políticas públicas a nivel de gobierno central.

d) El desarrollo sostenible y la globalización de los mercados, para el manejo ambiental de cuencas hidrográficas.

2. PLANIFICACIÓN

- Impulsar la aplicación de estrategias, demostrando la importancia que juega el ambiente y los recursos naturales en la transformación económica de los países.
- Plantearse objetivos, la búsqueda de desarrollo rural local sostenible en la cual se respeten las limitaciones del ambiente natural, los valores del hombre y su familia, que logre un desarrollo agropecuario y forestal menos contaminante.
- Las estructuraciones deben ser de proyectos de conservación, producción y comercialización de principios de la agricultura ecológica y del desarrollo sostenible de participación, organización, capacitación, autogestión, asistencia agro económica por fincas, educación ambiental para protección de los bosques y de biodiversidad.
- Fortalecer la coordinación y el establecimiento de acuerdos interestatales, ya que dificulta la coordinación de acciones.
- Finalizar con prioridad los proyectos que contengan la componente de monitoreo y evaluación de logros.

- Buscar la estabilidad de políticas a mediano plazo para la conservación de las cuencas hidrográficas, especialmente el abastecimiento de agua de la demanda doméstica, industrial, agrícola y del mantenimiento de los ecosistemas acuáticos.

3. PARTICIPACIÓN DE LA POBLACIÓN

- **Aportes de ideas innovativas, a medida que se ejecuta el proyecto, deben ser un proceso genuino de participación y no simulaciones de participación.**
- **Promover la cogestión y la autogestión, los proyectos que han tenido éxito ha habido una efectiva integración y participación de la población diseño y ejecución. Especialmente la aplicación de talleres de planificación participativa.**

4. DESTACAR EL PAPAL DEL BOSQUE

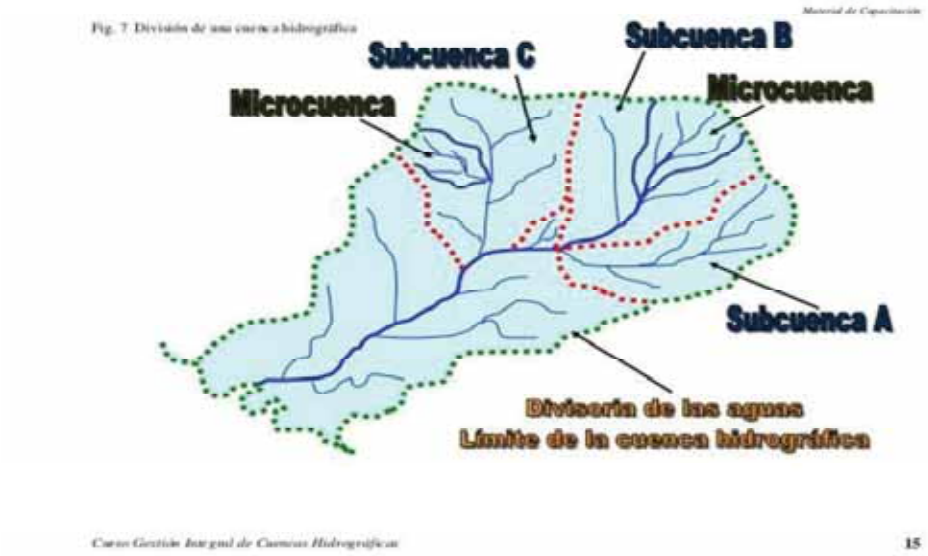
- Deforestación de bosques son alarmantes, la contaminación de quebradas y ríos por lo que se requiere impulsar acciones específicas como: proteger y recuperar estrictamente el bosque por ser un ecosistema forestal de valor estratégico en la producción de agua de la mejor calidad y en el mantenimiento de la biodiversidad.
- Los bosques rivereños establecidos en las orillas del rio y quebradas, cumplen atreves de los biomas radiculares una función purificadora de aguas contaminadas.

5. FINANCIAMIENTO

- Existen graves dificultades en la ejecución de proyectos los gobiernos están limitadas.
- se propone que brinde financiamiento estable a mediano plazo, no solo por el cumplimiento de metas sino por la calidad de los resultados.
- Los planteamientos anteriores pueden ayudar a fortalecer el manejo de cuencas tropicales para optimizar el uso de los recursos administrativos en la búsqueda del desarrollo sostenible.

10.6 DESCRIPCIÓN DE LA MICROCUENCA.

- **Descripción de la microcuenca de proyecto de tesis**



- **Descripción general**

El ámbito de la cuenca y el conjunto de sus partes las sub-cuencas, y microcuencas y que reúnen en cabecera de sus nacientes el recurso de agua, y su respectivo suelo, clima, flora y fauna, se comportan y actúan como unidades de estructura en función del equilibrio de la naturaleza, es decir actúan como Sistemas Ecológicos y cuyo curso vital es el agua. Cuenca Hidrográfica es el área de escurrimiento del agua de lluvia hacia un rio o punto determinado. Su contorno o perímetro se encuentra limitado por el lomo o filo de las montañas, denominado parte aguas.

En otras palabras, la cuenca hidrográfica tiene forma cóncava como la de un cucharón, donde escurre el agua que llueve hacia las quebradas y a los ríos. El borde de ese cucharón llamado cuenca, lo conforman las montañas más altas alrededor de esos ríos y quebradas.

CRITERIOS DE ÁREA

La categoría de microcuencas corresponde a aquellas unidades hidrográficas con área entre 300 y 2500 ha, salvo algunas excepciones de importancia.

- Para la categoría de subcuencas el rango del área oscila entre 2500 y 20000 ha.

- Las cuencas tienen áreas entre 20000 y 80000 ha.
- Gran cuenca o grandes cuencas es mayor a 80000 hectáreas según la clasificación establecida.

Microcuenca

Cuyas áreas son menores a 300 hectáreas, pero que en conjunto representan un área mayor a 300 ha y menor a 2500 ha. Para efectos prácticos, las franjas hidrográficas fueron consideradas al mismo nivel de microcuencas. Una franja hidrográfica es aquella área de drenaje que escurre a una corriente principal, ésta sólo es parte de dicha corriente y no de una de las categorías ya definidas.

Cuadro 58: unidad hidrográfica (área (has)

UNIDAD HIDROGRAFICA	AREA (HAS)
Gran cuenca	>80000
Cuenca	20000 – 80000
Subcuenca	2500 – 20000
Microcuenca	300 – 2500

Por su clasificación hidrográfica.

- CUENCA EXORREICA:

Es la que descarga sus aguas en un rio luego al mar. Es el carácter de las regiones cuya red hidrográfica se halla en comunicación con otra forma de agua continental, con algún mar, o con el océano.

Fuente: Google Earth

10.7 DISMINUCIÓN SUSTANCIAL DEL CAUDAL DE LA FUENTE.

Los problemas de disminución del caudal de la fuente o manantes que aforan en la cuenca, cabeceras y faldas de los cerros que rodean tanto a las poblaciones y el distrito de Caicay. **Es por las causas de la degradación o deterioro, identificados en los ítems. 10.4 deterioro de la microcuenca**. **Es por la pérdida dinámica de infiltración de las aguas de lluvia**.

Esto ocasiona un mayor escurrimiento natural por deterioro de suelos, cambios de uso de suelo, incendios, explotación de la vegetación para consumos domésticos, mal manejo de agua, esto realizara una erosión causada por el agua.

La erosión causada por el agua y el escurrimiento comienzan con la gota de lluvia la que, incidentalmente, no tiene la forma de una lágrima como se cree popularmente. Tiene forma de riñón. **El impacto de las gotas de lluvia es bastante grande. Cincuenta milímetros de lluvia por hectárea producen la fuerza suficiente para levantar 18 cm. de suelo hasta la altura de 1 metro. En las tierras desnudas o en las tierras de pastoreo muy pisoteadas las gotas de lluvia caen con tal fuerza que desprenden partículas de suelo Las gotas mismas compactan aún más el suelo. Se reduce la infiltración y el exceso de agua se escurre, llevándose las partículas de suelo**. Uno de los objetivos del manejo de pastizales es el de reducir el pisoteo y crear una especie de vegetación que intercepte las gotas de lluvia reduciendo su fuerza. El agua que se escurre hacía el suelo por la vegetación no salpica ni desprende partículas de suelo. Se acrecienta la infiltración y se reduce el escurrimiento.

Para el proyecto tesis no se cuenta con mucha información respecto a cantidades de disminución. Teniendo las observaciones que se realizó y con la información obtenida, podemos realizar una valoración cualitativa.

Cuadro 59: infiltración y recarga de acuíferos.

Amenaza	Consecuencia	Grado de infiltración de agua.				Descripción	zonas de la microcuenca
		Nula	Baja	Media	Alta		
recarga natural de acuíferos y manantes	sobrepastoreo.		X			Incidencia severa o daños graves	zonas altas.
	incendios.		X			Incidencia severa o daños graves	zonas altas y zonas bajas
	cambio de uso del suelo.			X		Incidencia importante, daños reparables	zonas medias y zonas altas
	deforestación y mal manejo del agua.		X			Incidencia menor o algunos daños	zonas media y zona baja.
	explotación de la vegetación para consumo doméstico.		X			Incidencia menor o algunos daños	zona media y zona baja

El en grado de disminución obtenida. teniendo por incidencia grado de infiltración de recarga de acuíferos.

Cuadro 60: disminución del caudal de la fuente.

	infiltración de agua obtenida	Grado de disminución de la fuente.				Descripción	zonas de la microcuenca
		nula	baja	media	alta		
fuentes de agua u ojos de agua.	BAJA			X		Incidencia de disminución por sobrepastoreo (media)	zonas altas.
	BAJA			X		incidencia de disminución por incendios (media)	zonas altas y zonas bajas
	MEDIA		X			incidencia de disminución cambio de uso del suelo (baja)	zonas medias y zonas altas
	MEDIA		X			incidencia de disminución por deforestación y mal manejo del agua (baja)	zonas media y zona baja.
	MEDIA		X			incidencia de disminución por explotación de la vegetación para consumo doméstico. (baja)	zona media y zona baja

El grado de disminución de las fuentes de agua es baja por ende se puede apreciar ojos de agua que pueden satisfacer y proveer de agua a las poblaciones en estudio.

10.8 CONTAMINACIÓN DE LAS FUENTES: CAUSAS NATURALES O POR EL HOMBRE.

En nuestro proyecto de tesis la contaminación es minina y en casos nula, pero estudios realizados en los EE. UU (Buckhouse y Gifford 1976). Dos estudios en zonas áridas y semiáridas indican que la contaminación del agua por el ganado es mínima. Por lo tanto, existen muy pocas o ninguna zona desde donde las bacterias puedan ser llevadas a un curso de agua, el agua del escurrimiento no puede fluir por la superficie y es muy poca la lluvia que se infiltra y que pueda generar contaminación de la fuente (Buckhouse y Gifford 1976).

Figura 72: se puede apreciar manantiales en actual servicio de pobladores residentes de antiguas comunidades. Ilustraciones (10.3.1 y 10.3.2).

Ilustración N°10.3.1: se observan aguas claras y consumidas por los pobladores. ***Fuente: propia***

Ilustración N°10.3.2: se observan aguas claras y consumidas por los pobladores. ***Fuente: propia***

10.9 DAÑOS IRREVERSIBLES AL PAISAJE DE LA ZONA INVOLUCRADA.

Los daños realizados están identificados en las ilustraciones y, pero los cambios de uso de suelo son irreversibles en la zona involucrada, esto genera un deterioro de quebradas y causes de los arroyos que nacían en las cumbres del cerro PUMA KANCHA. En caso de deforestación se aprecia un rebrote de pastos y otros.

Figura 73: ilustración de daños irreversibles al paisaje de la zona de proyecto, 10.4.1 y 10.4.2

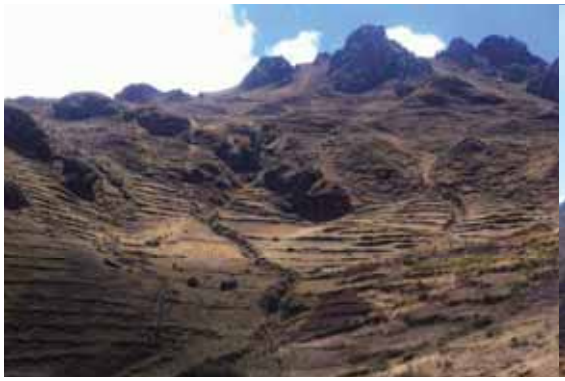


Ilustración 10.4.1 se aprecia la modificación de suelo y deforestación ***Fuente: propio***

Ilustración 10.4.2: se aprecia la modificación de suelo y rebrote de pastos naturales. ***Fuente: propio***

10.10 EVALUACIÓN DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES

Indicadores de Sostenibilidad. De la microcuenca de estudio Ccoyaraqui.

- **Índice de vegetación Remanente (IVR)**

La cobertura es proporcional a la capacidad para cumplir funciones ecológicas. Un cierto nivel de transformación es necesario para el bienestar humano; no obstante, hay niveles que deterioran la oferta ambiental, afectan los beneficios que la sociedad recibe e implica costos de reposición de bienes y servicios ambientales que tienen graves consecuencias económicas.

El IVR consideran 4 categorías de transformación, por modificación de la propuesta de Hannah et al. (1994) este hace referencia al porcentaje de cobertura natural presente en una determinada unidad espacial del suelo, que representa la capacidad para sostener funciones ecológicas y servicios para la sociedad lo que relaciona directamente la sostenibilidad de un territorio, que en nuestro caso de estudio es la microcuenca

Ccoyaraqui y todo el territorio de población de la Ccollotaro, cuyo resultado obtenido fue de: **IVR 65%**

De acuerdo a la tabla de clasificación de coberturas propuesta por el instituto SINCHI, (El Sinchi Amazonic Institute of Scientific) la micro cuenca se encuentra parcialmente transformada (**50 ≤ IVR < 75%**).

IVR: Parcialmente Transformado

Tabla 22: Categorías de transformación.

Categorías	Referencia	IVR		Calificacion
No transformado	NT	IVR ≥ 70%	IVR ≥ 75%	Muy Alta
Parcialmente transformado	PT	30% ≥ IVR < 70%	50% ≥ IVR < 75%	Alta
Muy transformado	MT	10% ≥ IVR < 30%	25% ≥ IVR < 50%	Medio
Completamente transformado	CT	IVR < 10%	IVR < 25%	Baja

- ***Índice de presión demográfica.***

Este índice estima amenazas a la biodiversidad y conservación de un área dada, mide las tasas de incremento en la densidad de población humana, **(Sisk et al. (1994)).**

Establece que a mayor densidad mayor amenaza. Teniendo en cuenta los análisis instituto nacional de estadística de informáticas (INEI) una densidad poblacional, Paucartambo es 7.39 hab./ km2 con respecto a su tasa de crecimiento (r), como 0.9% a nivel provincial.

$$IPD = DP * r$$

Tabla 23: población estimada superficie y densidad.

DEPARTAMENTO CUSCO: POBLACION ESTIMADA AL 30 DE JUNIO, SUPERFICIE, DENSIDAD Y UBICACION GEOGRAFICA

PROVINCIA	POBLACION TOTAL 2001	SUPERFICIE (km²)	DENSIDAD POBLAC. (hab./km²)	UBICACIÓN GEOGRAFICA		
				ALTITUD (msnm)	LATITUD SUR	LONGITUD OESTE
TOTAL	**1158142**	**72104,41**	**16.06**			
CUSCO	304152	617,00	492.95	3399	13°30'45"	71°58'33"
ACOMAYO	38626	948,22	40.74	3207	13°54'51"	71°40'52"
ANTA	61508	1876,12	32.78	3337	13°29'00"	72°09'12"
CALCA	64619	4414,49	14.64	2928	13°19'10"	71°57'21"
CANAS	43481	2103,76	20.67	3913	14°12'50"	71°25'50"
CANCHIS	100934	3999,27	25.24	3554	14°16'10"	71°13'33"
CHUMBIVILCAS	73109	5371,08	13.61	3660	14°26'45"	72°04'50"
ESPINAR	63360	5311,09	11.93	3915	14°47'16"	71°24'33"
LA CONVENCION	189628	30061,82	6.31	1047	12°53'30"	72°44'00"
PARURO	35240	1984,42	17.76	3051	13°45'19"	71°51'00"
PAUCARTAMBO	45221	6115,11	7.39	2906	13°18'52"	71°35'36"
QUISPICANCHI	84067	7862,60	10.69	3150	13°41'00"	71°37'27"
URUBAMBA	54197	1439,43	37.65	2871	13°18'38"	72°07'02"

FUENTE: Instituto Nacional de Estadística e Informática

$$IPD = DP_{7.39} * r_{0.009}$$

$$IPD = 0.07$$

- **IPD≤1: la Sostenibilidad podría mantenerse o recuperarse; habría otros problemas, no por fuerza ambientales, como desplazamientos.**

- ***Índice de criticidad ambiental.***

Mediante la combinación del Índice de Vegetación Remanente IVR y el Índice de Presión Demográfica IPD, se calculó el ICA índice de criticidad ambiental propuesto por (Dinnerstein *et al* 1995), que determina el estado y presión de la microcuenca la franja hidrográfica o microcuenca de Ccoyaraqui, señalando a su vez el grado de transformación y presión poblacional.

*Tabla 24:**Matriz calificación ICA***

IVR	IPD	IPD = <1	1>IPD<10	10>IPD<100	IPD>100
NT IVR ≥ 70%		I	II	II	II
PT 30% ≥ I VR < 70%		I	II	II	II
MT 10% ≥ I VR < 30%		III	III	IV	IV
CT IVR < 10%		III	III	IV	V

I: Relativamente Estable o Relativamente Intacto; conservado y sin amenazas inminentes.

10.11 ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD

La mayoría de las veces la vulnerabilidad de los sistemas de agua potable, alcantarillado sanitario, frente a los desastres están relacionados estrechamente con las debilidades en sus componentes físicos. Es la obligación de entregar un servicio de calidad a los usuarios y es de gran importancia el conocer el tiempo que tomará reparar los posibles daños sufridos a causa del desastre, cuál será la capacidad remanente del sistema con posterioridad al desastre y como se verá afectado el servicio en lo que se refiere a la calidad y continuidad del suministro de agua potable.

Cuadro 61: Vulnerabilidad – Abastecimiento de agua para las poblaciones de Ccollotaro y Ccoyaraqui.

Amenaza	Componente Vulnerable	Grado De Vulnerabilidad				Riesgo
		Nula	Baja	Media	Alta	
Falta de suministro de agua	Fuente		X			Contaminación de las aguas por actividades agropecuarios, deforestacion y incendios.sismo
	Captación, conducción			X		Roturas del sistema de captación por avenidas, deslizamientos. Roturas de tubería de conducción por fenómenos geodinámicos. Presencia exagerada de objetos y materiales sólidos que afectan la operación de las estructuras de captación.
	Almacenamiento		X			Daño estructural en las instalaciones de los reservorios, generando grietas, fisura o el colapso integral de la estructura ante un evento sísmico.
Falta de suministro de agua	Redes de distribución		X			Rotura de tuberías por eventos sísmicos.
	Desabastecimiento de energía eléctrica	X				Por el momento el uso de energía eléctrica no es indispensable para el flujo de abastecimiento de agua.

- **Desinfectación deficiente del agua**

El agua debe distribuirse en cantidades y calidad que satisfaga básicamente las necesidades de las personas que se encuentran en el área afectada por la catástrofe.

No deberá permitirse que los abastecimientos disponibles de agua se vuelvan una fuente infecciosa. Cuando se sospeche de la contaminación del agua por desechos humanos o químicos, su uso deberá ser descartado.

Cuadro 62: Vulnerabilidad – Desinfección deficiente del agua en el almacenamiento de Agua Potable

Amenaza	Componente Vulnerable	Grado De Vulnerabilidad				Riesgo
		Nula	Baja	Media	Alta	
Entrega a los usuarios de agua inadecuada para la salud	Dosificación inadecuada de aditivos		X			Cloro dioxido de cloro (ClO2) Yodo.
	Medición y control de aguas tratadas.			X		Falta de capacitción del personal y de equipamiento para la realización de mediciones.

- **Sistema de tratamiento de agua residual.**

No deberá permitirse que las aguas servidas evacuen directamente en rio Vilcanota. Cuando se sospeche de la contaminación del rio por aguas servidas, desechos humanos o químicos, su uso del sistema de tratamiento de agua residual su uso deberá ser descartado.

Cuadro 63: Vulnerabilidad – Sistema de tratamiento de agua residual

Amenaza	Componente Vulnerable	Grado De Vulnerabilidad				Riesgo
		Nula	Baja	Media	Alta	
Falta del sistema de tratamiento de agua residual	Red de alcantarillado		X			Roturas de la red alcantarillado por avenidas, deslizamientos. O eventos sísmicos
	Tanque IMHOFF			X		Roturas de estructuras del tanque séptico por eventos sísmicos.
						Roturas de estructuras del tanque séptico por inundación de huaycos y deslizamientos

10.12 VULNERABILIDAD GEOLOGICA.

10.12.1 Evaluación de vulnerabilidad geológica de geodinámica interna (peligros sísmicos).

A lo largo de todos los andes peruanos se observan fallas activas que son causa de los esfuerzos que produce la subducción sobre la Placa continental Sudamericana. Es así, en la región del Cusco se ubican dos sistemas de fallas activas importantes, sistemas de fallas que podrían estar relacionadas con sismos de magnitudes variables ocurridos en los años 1581, 1590, 1650, 1707, 1744, 1746, 1905, 1928, 1941, 1943, 1950, 1965, 1980 y 1986 (Esquivel y Navia, 1775 & Silgado, 1978). La región del Cusco, es una región de alta sismicidad,

debido al sistema de fallas existentes en el área, por lo tanto, está expuesta a un peligro sísmico; En la actualidad se cuenta con una relación de sismos compilada a partir de los últimos 30 años de instrumentación sísmica realizada por el Instituto Geofísico del Perú y de crónicas históricas donde mencionan la ocurrencia de grandes sismos. Teniendo en cuenta las características geológicas y geomorfológicas de la zona, circunscrito dentro del levantamiento andino, y la información sísmica registrada por el Instituto Geofísico del Perú. El registro cronológico de la actividad sísmica en la región (1581 – 1994), demuestra que la zona de estudió se encuentra ubicada dentro del área sísmicamente activa, donde ocurrieron movimientos sísmicos que causaron daños materiales en los departamentos de Apurímac y Cusco. Del análisis del mapa de sismicidad del Perú, el área del estudio, tectónicamente se ubica en la parte interior de una flexión de la cordillera Oriental, a partir de lo cual parece iniciarse una zona de Transición Sismo tectónica que separaría regiones sismo tectónicas al norte y sur con sus características geofísicas y geológicas algo diferentes y se halla ubicada entre los paralelos 13º y 14º de latitud sur (Deza, 1972). Esta zona de transición coincide parcialmente con lo que también se conoce como la Deflexión de Abancay. La zona de transición parece estar definida por numerosos alineamientos E-W, (Cabrera, 1988), de los primeros análisis epicentrales de sismos ocurridos, también en la zona de estudio existen hipocentros muy superficiales (0-32 Km) y superficiales (33-70 Km), con magnitudes de 4 a 5 mb (milibares). Los sismos que se presentan microcuenca del Vilcanota, son abundantes y de carácter intermedio (71-300 Km.), se relaciona con una estructuración de bloques (Deza, 1985; Ascue, 1997).

En general los sismos de esta área por su origen, son de carácter tectónico y pueden estar catalogados en dos categorías: Sismos intraplacas con profundidades mayores a 70 Km. relacionados con la interacción de las placas de Nazca y Sudamérica. Sismos extraplacas, con profundidades menores a 70 Km. relacionada a una estructuración intraplaca en bloques, ligadas a fallamientos profundos.

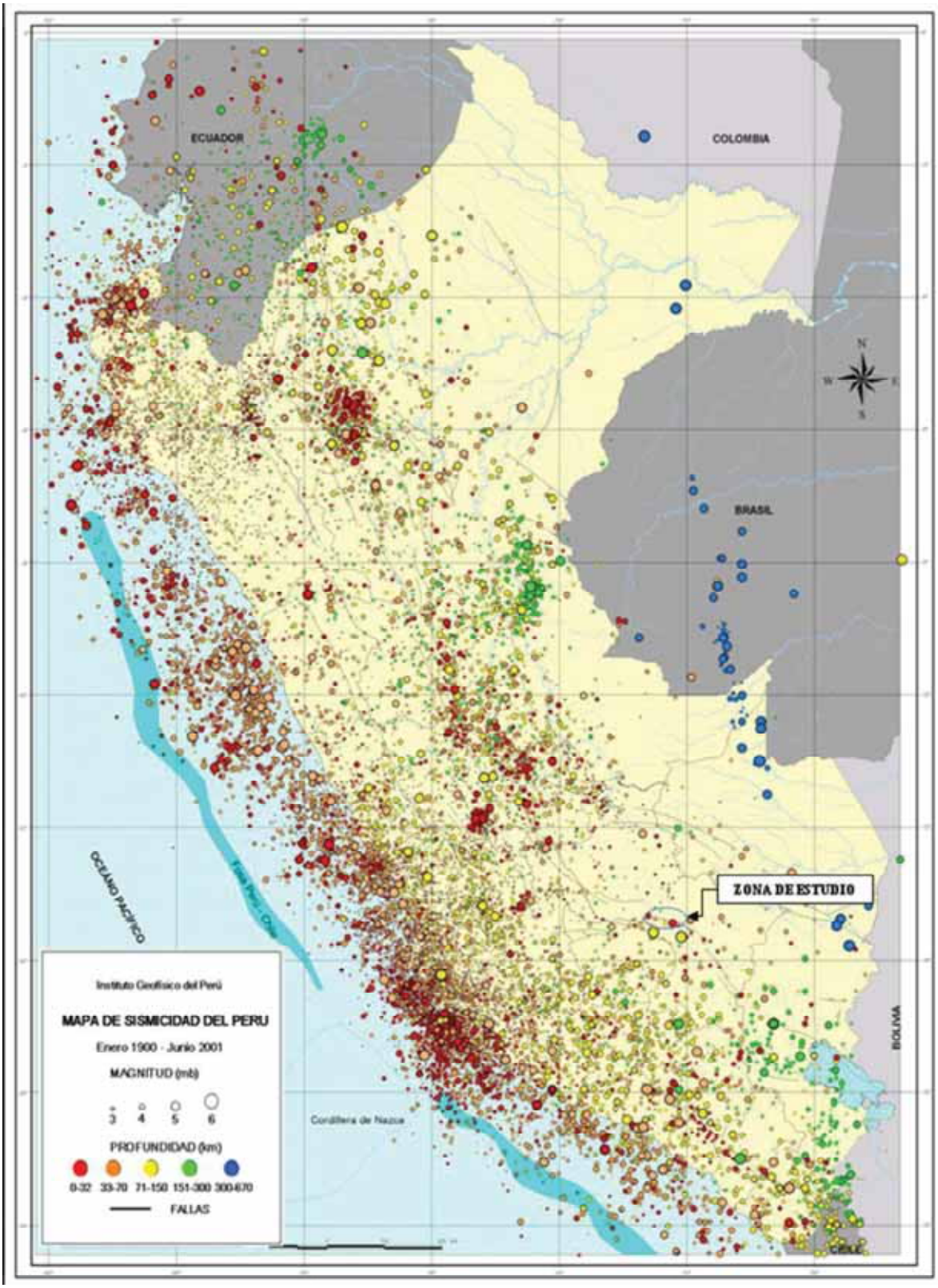


IMAGEN N°10.5.1 MAPA DE SISMICIDAD DEL PERU.

10.12.2 Registro sísmico local y regional. –

En la región del Cusco hay un sistema de fallas importantes como Tambomachay, Qoricocha, Zurite – Limatambo, Pisac, Pomacanchis, Urcos, Acomayo, Pampamarca, Langui, Capacmarca, Pachatusan, Paucartambo, Yauri; los epicentros de los sismos de los últimos 10 años se emplazan en las zonas de las fallas geológicas, lo que nos demuestra que el sistema de fallas sísmogénicas son activas.

Cuadro 64: catálogo de sismo.

Año	Mes	Día	Hora	Latitud	Longitud	Prof.	Magn. (Mb)	Ubicación
1999	10	17	05:03:03.20	-13.99	-71.92	10	3.5	8 km al NE de Capacmarca
1999	11	6	16:07:47.50	-13.45	-71.98	10	2.7	6 km al N del Cuzco
1999	11	27	02:32:13.10	-15.03	-71.62	10	4.8	35 km al SW de Yauri
2000	3	9	14:37:10.80	-13.70	-72.11	10	3.4	26 km al S de Anta
2000	4	7	21:16:13.10	-11.27	-73.13	10	4.3	91 km al SE de Atalaya
2000	9	21	15:30:41.10	-13.33	-72.07	10	3.1	22 km al NW de Cuzco
2001	2	12	21:22:31.30	-13.48	-72.01	10	2.2	5 km al NW de Cuzco
2001	11	3	15:21:52.10	-13.61	-72.23	10	3.6	17 km al SW de Anta
2003	5	12	09:46:13.70	-13.63	-71.66	10	3.5	7 km al NW de Urcos
2003	5	16	15:36:24.50	-13.57	-72.06	10	3.0	11 km al SW de Cuzco
2003	5	18	03:49:44.70	-13.56	-71.89	10	3.5	11 km al SE de Cuzco
2003	5	25	18:54:19.50	-13.94	-72.52	10	4.5	27 km NE Chuquibambilla
2003	7	6	17:38:20.30	-13.45	-72.25	10	3.7	12 km al NW de Anta
2003	7	7	07:17:36.00	-13.36	-72.32	10	3.8	23 km al NW de Anta
2003	8	8	14:56:26.00	-14.11	-71.79	10	5.0	22 al SE de Capacmarca
2003	8	8	15:38:11.10	-14.12	-71.82	10	4.9	20 al SE de Capacmarca
2003	8	22	07:14:43.30	-13.45	-72.46	10	3.6	33 km al W de Anta
2004	6	16	14:56:19.66	-13.70	-71.31	10	2.5	33 km al E de Urcos
2005	7	11	07:40:34.17	-14.90	-72.92	10	3.2	35 km al N de Cotahuasi
2005	7	20	18:20:02.24	-13.94	-71.71	10	2.7	4km al SW de Acomayo
2005	9	5	14:22:36.16	-14.49	-71.61	10	3.8	37km al SW de Yanaoca
2006	6	1	12:04:24.85	-14.08	-72.26	10	2.9	29km SW de Capacmarca
2006	8	9	22:36:02.21	-14.39	-70.91	10	4.7	37km al S de Macusani
2006	11	13	07:49:37.00	-13.90	-71.69	10	4.7	2km al NW de Acomayo
2006	11	13	07:55:22.21	-13.83	-71.66	10	4.0	9km al NE de Acomayo
2007	9	24	02:24:55.46	-12.93	-71.61	10	3.7	43km N de Paucartambo
2009	2	15	01:02:30.08	-13.66	-71.86	10	2.7	11km al N de Paruro
2009	5	11	20:43:20.89	-13.96	-71.61	10	4.0	9km al SE de Acomayo
2009	7	2	06:10:54.00	-13.50	-72.19	10	4.0	Anta, Zurite, Huarocondo

Catalogó sísmico, reprocesado por C. Barrientos en el IGP.

10.12.3 Vulnerabilidad sísmica (peligro sísmico).

En sismología "Peligro sísmico o amenaza sísmica" es la probabilidad estadística de la ocurrencia (o excedencia) de cierta intensidad sísmica (o aceleración del suelo) en un determinado sitio, durante un período de tiempo. El conocimiento de esta probabilidad es importante para constructores, ingenieros y planificadores.

El objetivo del análisis de peligrosidad sísmica, es determinar cuál será el máximo sismo que pueda afectar a una infraestructura en su vida útil, o cual será el máximo sismo en un emplazamiento o región en un periodo de tiempo determinado. Los primeros métodos de análisis de la peligrosidad fueron deterministas, es decir, se basaron en el registro histórico de los sismos de mayor tamaño, pero pronto fueron cuestionados y reemplazados por los métodos probabilísticos, **basados en los periodos de recurrencia, ninguno de estos dos métodos resulta del todo satisfactorio**, P**ues no solo se desconocen partes esenciales de los modelos en los que se basan,** sino que los datos disponibles son insuficientes. A pesar de ello la necesidad de llagar a respuestas aceptables bajo el punto de vista práctico hacen que represente la mejor opción actual disponible.

CÁLCULO DE LA ACELERACIÓN DE LA ONDA SÍSMICA E INTENSIDAD ESPERADA EN LA ESCALA DE MERCALLI.

Para este cálculo se utilizó el **Método** Determinístico, este método supone que la sismicidad futura será similar a la pasada, siendo el máximo sismo ocurrido el máximo previsible. Es un proceso en que, repitiendo los mismos parámetros en un evento, sabemos con seguridad absoluta si ocurrirá o no cierto resultado; se basa en la relación de daños en estructuras de sismos anteriores con la intensidad sísmica. La cantidad de datos necesarios para el análisis es incompleta para varias estructuras. Los diferentes diseños, construcciones y factores locales del suelo dan como resultado que la información existente tenga un valor limitado. Del sistema de fallas regionales activas, la falla de Zurite - Limatambo y la falla Mollepata – Limatambo son directamente responsables de los eventos sísmicos ocurridos en la microcuenca. Utilizando el método Deterministico de Aceleración, (Steinmom, 1982), se calcula los probables daños a la infraestructura en la ciudad de Lucre-Huacarpay.
La fórmula de Steinmom es la siguiente: Donde: A = Aceleración (1 gal = 1cm/seg²) Ms = 0.89+1.341Log L C(M) = 0.864e0.46Ms R = Distancia del poblado a la falla (km) L = Longitud de la falla (Km) Realizado los cálculos se tiene:

$$A = \frac{224\, e^{0.823(MS)}}{(R + C(M))^{1.56}}$$

FORMULA N°10. 1 PARA EL CÁLCULO DE LA ACELERACION.

CUADRO N°10.5. 1 CALCULO DE LA ACELERACION DE LA ONDA SISMICA E INTENSIDAD ESPERADA EN LA ESCALA DE MERCALLI EN LOS POBLADOS PROXIMOS A LA FALLA DE URCOS.

CIUDAD O POBLADO	LONGUITUD DE LA FALLA (L) (Km)	DISTANCIA DE LA CIUDAD A LA FALLA (R) (Km)	MS	C(M)	ACELERACIÓN (A) (gal cm/seg2)	INTENSIDAD SISMICA ESPERADA EN LA ESCALA DE MERCALLI
HUACARPAY	48.00	8.20	3.14	3.67	62.74	VII Muy Fuerte
LUCRE	48.00	9.50	3.14	3.67	53.35	VII Muy Fuerte

Calculo de la aceleración de la onda sísmica e intensidad esperada en la escala de Mercalli en los poblados próximos a la falla Tambomachay.

CIUDAD O POBLADO	LONGUITUD DE LA FALLA (L) (Km)	DISTANCIA DE LA CIUDAD A LA FALLA (R) (Km)	MS	C(M)	ACELERACIÓN (A) (gal cm/seg2)	INTENSIDAD SISMICA ESPERADA EN LA ESCALA DE MERCALLI
HUACARPAY	10.00	6.10	2.23	2.41	49.73	VII Muy Fuerte
LUCRE	10.00	6.70	2.23	2.41	44.72	VII Muy Fuerte

Calculo de la aceleración de la onda sísmica e intensidad esperada en la escala de Mercalli en los poblados próximos a la falla Urcos.

Cabe mencionar que los suelos donde se asienta la ciudad de Caicay, Ccollotaro y Ccoyaraqui son depósitos aluviales y coluvial en su mayoría con abundante contenido grava arcillas y limos donde las ondas sísmicas tienden a amplificarse y aumentar la intensidad sísmica de la zona.

Según los cuadros N° 10.5.2 en nuestro caso utilizaremos la aceleración correspondiente a la falla de Tambomachay por ser la que más daño hace durante un posible sismo.

Cuadro 65: Grado de sismo según la intensidad.

Grado	Descripción
I. Muy débil	Imperceptible para la mayoría excepto en condiciones favorables. Aceleración menor a 0.5 Gal.
II. Débil	Perceptible sólo por algunas personas en reposo, particularmente aquellas que se encuentran ubicadas en los pisos superiores de los edificios. Los objetos colgantes suelen oscilar. Aceleración entre 0.5 y 2.5 Gal.
III. Leve	Perceptible por algunas personas dentro de los edificios, especialmente en pisos altos. Muchos no lo reconocen como terremoto. Los automóviles detenidos se mueven ligeramente. Sensación semejante al paso de un camión pequeño. Aceleración entre 2.5 y 6.0 Gal.
IV. Moderado	Perceptible por la mayoría de personas dentro de los edificios, por pocas personas en el exterior durante el día. Durante la noche algunas personas pueden despertarse. Perturbación en cerámica, puertas y ventanas. Las paredes suelen hacer ruido. Los automóviles detenidos se mueven con más energía. Sensación semejante al paso de un camión grande. Aceleración entre 6.0 y 10 Gal.
V. Poco Fuerte	La mayoría de los objetos se caen, caminar es dificultoso, las ventanas suelen hacer ruido. Aceleración entre 10 y 20 Gal.
VI. Fuerte	Lo perciben todas las personas, muchas personas asustadas suelen correr al exterior, paso insostenible. Ventanas, platos y cristalería dañados. Los objetos se caen de sus lugares, muebles movidos o caídos. Revoque dañado. Daños leves a estructuras. Aceleración entre 20 y 35 Gal.
VII. Muy fuerte	Pararse es dificultoso. Muebles dañados. Daños insignificantes en estructuras de buen diseño y construcción. Daños leves a moderados en estructuras ordinarias bien construidas. Daños considerables estructuras pobremente construidas. Mampostería dañada. Perceptible por personas en vehículos en movimiento. Aceleración entre 35 y 60 Gal.
VIII. Destructivo	Daños leves en estructuras especializadas. Daños considerables en estructuras ordinarias bien construidas, posibles colapsos. Daño severo en estructuras pobremente construidas. Mampostería seriamente dañada o destruida. Muebles completamente sacados de lugar. Aceleración entre 60 y 100 Gal.
IX. Ruinoso	Pánico generalizado. Daños considerables en estructuras especializadas, paredes fuera de plomo. Grandes daños en importantes edificios, con colapsos parciales. Edificios desplazados fuera de las bases. Aceleración entre 100 y 250 Gal.
X. Desattroso	Algunas estructuras de madera bien construida destruidas. La mayoría de las estructuras de mampostería destruida. Rieles doblados. Aceleración entre 250 y 500 Gal.
XI. Muy desastroso	Pocas, si las hubiera, estructuras de mampostería permanecen en pie. Puentes destruidos. Rieles curvados en gran medida. Aceleración mayor a 500 Gal.
XII. Catastrófico	Destrucción total con pocos supervivientes. Los objetos saltan al aire. Los niveles y perspectivas quedan distorsionados.

Fuente: estudio de vulnerabilidad de la ciudad de cusco.

10.13 EVALUACIÓN DE PELIGROS GEOLÓGICOS DE GEODINÁMICA EXTERNA.

En esta zona podemos indicar que la actividad geodinámica va desde moderada hasta alta debido a las geoformas que se observa.

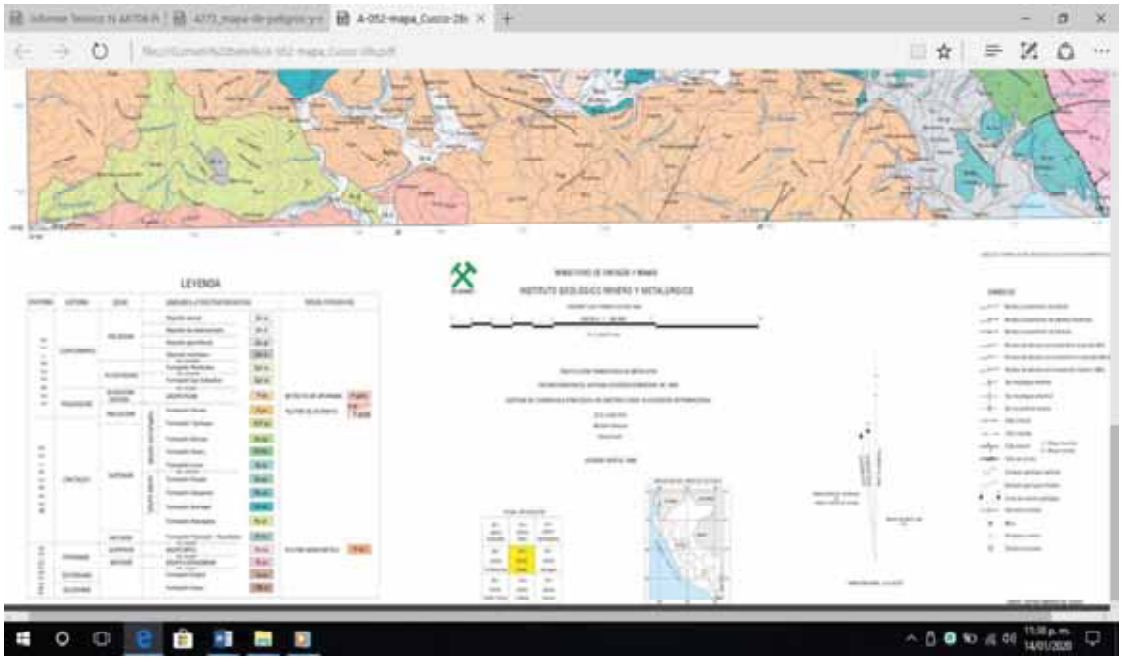
Con mucha frecuencia se presenta derrumbes y esto se debe a que los suelo no están compactos si no de lo contrario son suelos sueltos considerado peligroso en la parte Este de la ciudad de CIACAY a unos 100 m de esta que puede poner en peligro a los transeúntes y pobladores de la ciudades de CCOLLOTARO - CCCOYARAQUI puesto que la carretera Cusco - CAICAY y la línea férrea pasan a unos metros del deslizamiento mencionado; también se considera peligroso al sistema de cárcavas por estar compuestas por varias de estas y estar unidas uno del otro con una distancia poco considerables, estas actividades geodinámicas son dos una ubicada al Nor este y a unos 200 m de la ciudad de Lucre y el

otro al Sur oeste a unos 100 m de esta misma que podría ser perjudicial para las casas y zonas de cultivo que se encuentran cerca. Los ríos Lucre, Huatanay y otros que desembocan en estos y en la laguna y que discurren sobre la llanura plana, donde predomina la erosión lateral en épocas de avenidas intensas; el problema fundamental de estos ríos, es que por la poca pendiente del terreno por donde discurren, son propensos a desbordarse y causar inundaciones. Todas las laderas de mediana y baja pendiente se encuentran fracturadas y agrietadas, y están propensos a sufrir de pequeños y grandes derrumbes en especial en épocas pluviales que se encuentran prácticamente cubriendo el mayor porcentaje de la zona de estudio. La ciudad de Lucre está muy próxima a ser invadida por los conos de deyección unidas por un sistema de cárcavas que se encuentran ubicadas al Oeste de esta.

10.13.1 Mapa De Peligros Geológicos Del análisis del mapa geodinámico.

Se ha establecido la zonificación de peligros geológicos de acuerdo a la descripción siguiente (ver Mapa de Peligros Geológicos) se muestra la imagen N°74

Figura 74: Mapa de peligros geológicos



- **Peligro Geológico Muy Alto**

En el mapa de peligros la zona de muy alto peligro está representado por el color rojo, son aquellas zonas por las cuales discurren los ríos y quebradas puesto que generar peligros de socavación, derrumbe, deslizamiento por la erosión del agua, también las zonas de laderas en las que se aprecia una gran cantidad de fenómenos geodinámicos como cárcavas y cauces erosivos (imagen N°10.3.) que ponen en riesgo la vida de los pobladores, sus viviendas, áreas de cultivo e infraestructura de carreteras y riego, estas zonas son:

- **Peligro Geológico Alto**

Están referidas a zonas donde el peligro geodinámico es alto y están representadas en el Mapa de Peligros con el color anaranjado, estas zonas presentan fenómenos geodinámicos de moderada a alta incidencia, también vienen a ser zonas o franjas de amortiguamiento ante zona de muy alto peligro. Las laderas al alta pendiente de la cuenca y el entorno de las ciudades por presentar basamentos de areniscas muy fracturadas.

- **Peligro Geológico Medio**

Son aquellas áreas donde el terreno es de pendiente suave a moderada y la presencia de fenómenos geodinámicas es limitada.

La terraza al oeste de la ciudad de Caicay y sus comunidades Collotaro y Ccoyaraqui se encuentra alejada de zonas de peligro, los suelos son grava-arcillosos y presentan cierta

altura con respecto al rio Vilcanota, existe poca probabilidad que sean inundados. También la terraza lacustre al oeste de Caicay presenta relieve plano y está alejado de la ladera con procesos de cárcavas.

Tabla 25: tabla de Valoración cualitativa y cuantitativa.

valoración cualitativas		voloracion cuantitativa
color	descripción	
	muy baja	0.1-0.2
	baja	0.3-0.4
	media	0.5-0.6
	alta	0.7-0.8
	muy alta	0.9-1.0

Figura 75: Mapa de peligros geológicos de geodinámica externa .

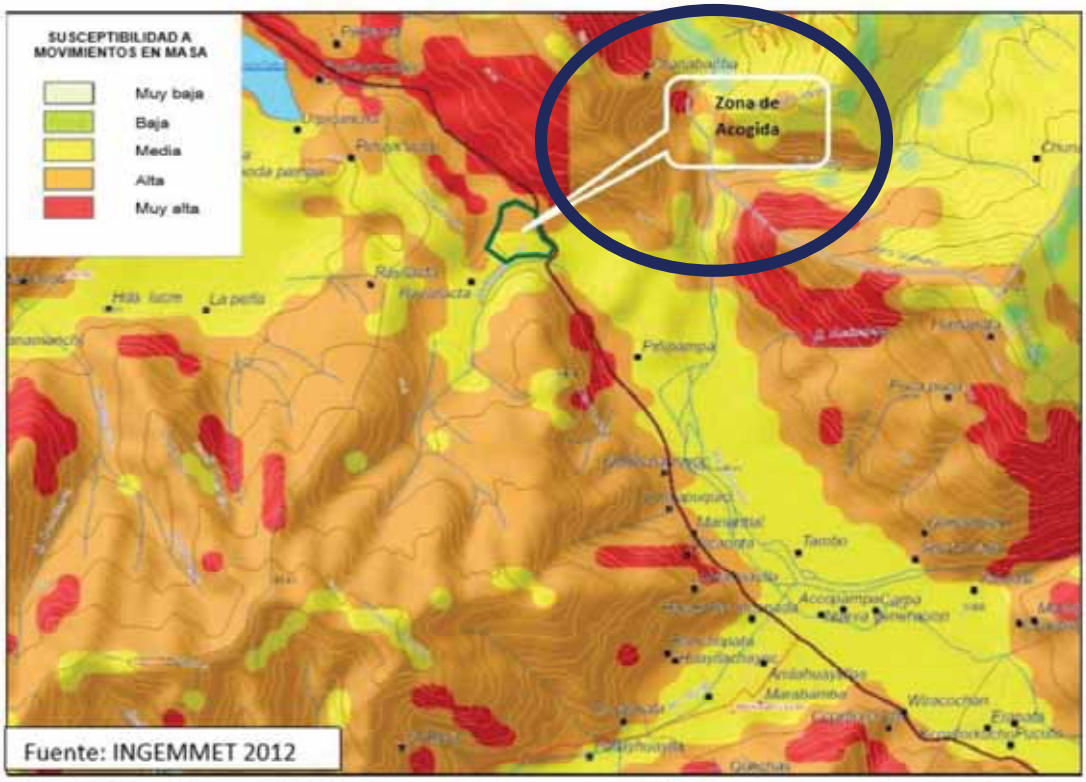


Figura 1. Mapa de susceptibilidad a los movimientos en masa del Perú, la zona de acogida se ubica bajo el dominio de media a alta susceptibilidad por movimientos en masa

CUADRO N°10. 2 Análisis de Vulnerabilidad Geológica.

10.14 VULNERABILIDAD GEOTECNICA.

Geotecnia del Área De Estudio Marco Normativo. -

Los ensayos de mecánica de suelos se han realizado en conformidad con el Reglamento Nacional de Edificaciones Norma técnica E.050 Suelos y Cimentaciones, Manual de ensayos de materiales EM 2000 PERT-MTC, Normas de distintas entidades como ASTM, AASTHO, Manual para el desarrollo de las ciudades sostenibles, Ed. PNUD 2008. El Informe contiene los resultados de los ensayos in-situ practicados en las excavaciones, los resultados de los ensayos de laboratorio, el cálculo de la capacidad portante, el cálculo de los asentamientos, así como las conclusiones y recomendaciones. No se dispone de información de estudios Geotécnicos y de mecánica de suelos, previamente realizados en los lugares evaluados. Ubicación. - El proyecto se ubica en el distrito de CAICAY, Provincia de PAUCARTAMBO, región del CUSCO, en la microcuenca CCOYARAQUI y río VILCANOTA.

N°	Localidad	Nivel de vulnerabilidad geológica.	color	motivo1	motivo 02	motivo 03
1	Carretera Huambutio, Caicay	0.6		Taludes inestables.	Pendientes de hasta 70°	El trazo pasa por quebradas inestables.
2	Centro poblado CCOLLOTARO.	3		Construidas dentro del ancho de inundacion del Rio.	Taludes inestables mayores a 70°.	Expuestas a sedimentacion de gruesos de hasta 250mm provenientes de las quebradas erosivas.
3	Centro poblado CCOYARAQUI.	0.4		El centro poblado en su mayoria se distribuye en zonas planas lejos de las faldas de los cerros.	Existen zonas pobladas vulnerables ya que estan construidas muy cercanas a las quebradas, son en su mayoria deshabitadas solo en sembrio.	Suelos de alta capacidad portante.
4	LINEA DE CONDUCCION. CCOYARAQUI	0.4		El suelo donde se emplaza el liana de conduccion es coluvial y es el cono de deyeccion de la quebrada del mismo nombre.	Pendientes altas.	
5	LINEA DE CONDUCCION. CCOLLOTARO	0.4		Taludes inestables mayores	Pendientes altas.	
6	RESERVORIO DE CCOYARQUI	0.2				
7	RESERVORIO DE CCOLLOTARO	0.2				
8	PLANTA DE TRATAMIENTO DE LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARQUI	0.5		La zona se ubica muy cernado Al rio Vilcanota y genera deslizamiento	Tipo de suelo aluvial.	

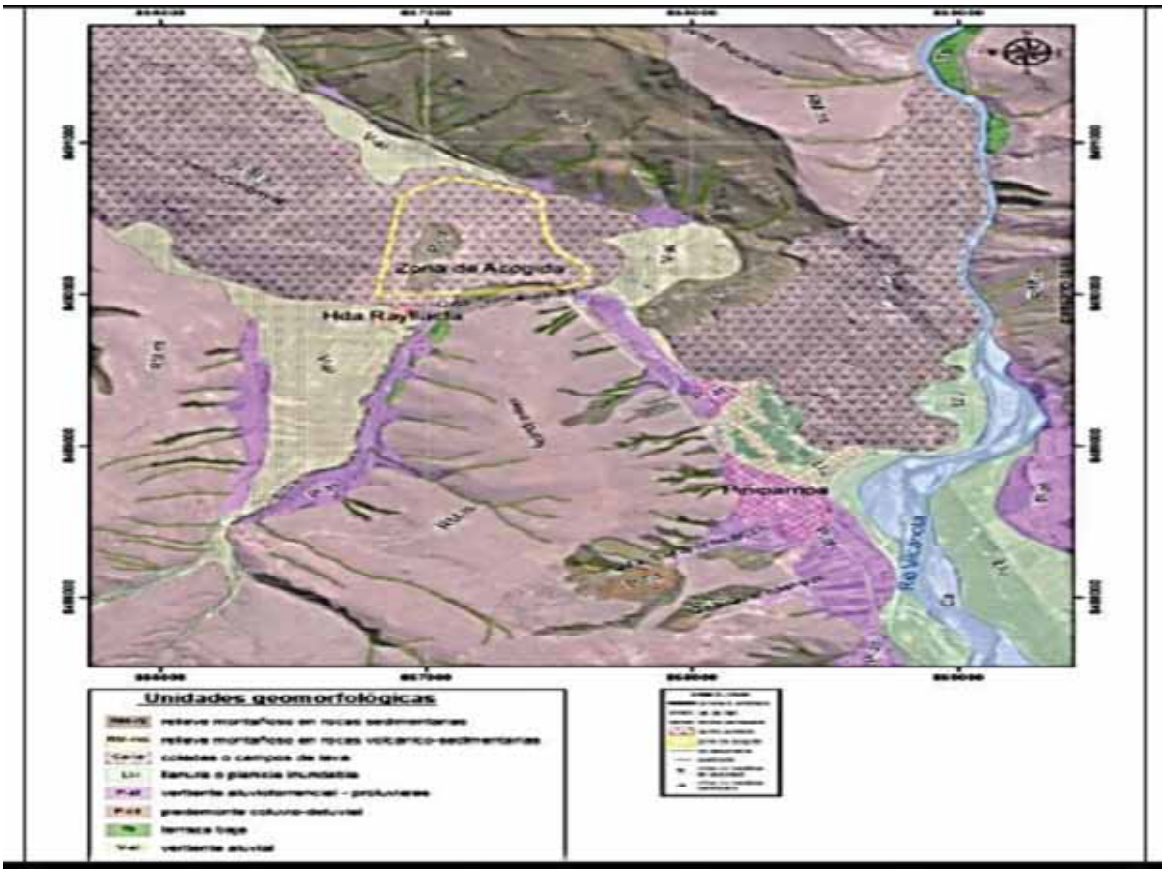
- Método y Duración Del Trabajo De Campo.

El trabajo ha sido subdividido en tres partes:

I. Recopilación de datos y de trabajos anteriores del lugar, coordinaciones y reuniones de trabajo con las autoridades comunales y municipales de la provincia de Paucartambo.

II. Trabajos de campo, investigación geotécnica zonificación y mapeo de superficie, apertura de calicatas, muestreo y codificación de secuencias estratigráficas, utilizando equipos como Wincha, brújula y otras. También se utilizó los cortes naturales apertura de cimentaciones para construcciones y trincheras.

Figura10.5 de formación de suelos



GEOMORFOLOGÍA En la zona evaluada y sus alrededores se han identificado las siguientes geoformas: (ver figura 10.5).

a) Geoformas de carácter tectónico degradacional y erosional Unidad de montañas ***Relieve montañoso en rocas sedimentarias (RM-rs):***

Amplia zona de distribución de relieve, expuesta en ambas márgenes del río Vilcanota, que conforman los cerros Ipullay y Quinsacruzniyoc por la margen derecha, y los cerros Quehuina, Curi y Huirajoccham por la margen Izquierda. Incluyen laderas de montañas, cuya asociación litológica es principalmente sedimentaria. Geoformas que alcanzan alturas mayores a los 300 m respecto al nivel de base local (fondo de valle del río Vilcanota). Sus pendientes varían desde moderadas a fuertes. Estas geoformas se asocian a la ocurrencia de caída de rocas y derrumbes en acantilados o taludes de corte de carretera, también se producen deslizamientos, erosión de laderas y flujo de detritos (huaicos).

Relieve montañoso en rocas volcánico sedimentarias (RM-rvs): Amplia zona de distribución de relieve, expuesta al norte de la zona de acogida entre los cerros Suchuccata y Pucaccasa. Incluyen laderas de montañas, cuya asociación litológica es principalmente volcánico sedimentaria de la Formación Mitu. Geoformas que alcanzan alturas mayores a los 300 m respecto al nivel del valle aluvial. Sus pendientes varían desde moderadas a fuertes. Estas geoformas se asocian a la ocurrencia de caída de rocas y derrumbes en acantilados o corte de taludes para la tocha afirmada, también se presentan deslizamientos, erosión de laderas y avalancha de detritos (huaicos).

Unidades volcánicas Coladas o campos de lavas (Ca-la) Subunidad que configura paisajes de forma de lenguas alargadas, relativamente estrechas y delgadas, con varios lóbulos frontales empinados (frentes de lava), cuya altura está en función de la viscosidad y volumen de la lava. Localizados en los valles de los ríos Vilcanota y Huatanay; formadas por el enfriamiento lavas originadas en el Neógeno de composición andesítica, dacítica, traquitica y shoshonítica, Estas coladas son las responsables del cierre del valle del río Huatanay que drenaba y confluía en el Vilcanota con una dirección noroeste-sureste, el cual tuvo que buscar una nueva zona de confluencia ya con una dirección suroeste-noreste, en el sector de Huambutio.

b) Geoformas de carácter depositacional y agradacional Representadas por las formas de terreno resultados de la acumulación de material proveniente de los procesos denudativos y erosionales que afectan las geoformas anteriores, aquí se tiene:

Vertiente aluviotorrencial - proluviales (P-at)

Conos y abanicos con ligera pendiente hacia el valle, desde suave (2°) hasta moderadas (10°15°), formados por acumulaciones en la desembocadura de quebradas o ríos tributarios. Están compuestos por depósitos de detritos clásticos de tamaños variados. Originados por eventos individuales de diferente magnitud, muestran depósitos de extensiones y altura variable, así como ligera pendiente hacia el valle, confundiéndose en algunos casos con terrazas aluviales.

Sus principales exposiciones se pueden apreciar en la desembocadura de la quebrada Huallpajaja y las torrenteras de corto recorrido que bajan de los cerros Ipullay y Cusco Jahuarina; estas se activan ocasionalmente. Están asociados a flujos de detritos (huaicos) ocasionales y excepcionales, y proceso de erosión de laderas.

Vertiente aluvial (V-al)

Es una planicie inclinada a ligeramente inclinadas y extendidas, posicionadas al pie de estribaciones andinas o los sistemas montañosos, formadas por la acumulación de sedimentos acarreados por corrientes de agua estacionales, que pueden formar abanicos debido al movimiento lateral-cíclico del curso de los ríos o quebradas que los originan; las pendientes de estos depósitos son suaves a moderadas (1°-15°). Es posible observarlos en las desembocaduras de los ríos Manjo y Sumahuaran en el río Vilcanota.

Piedemontes coluvio-deluviales (P-cd)

Corresponde a las acumulaciones de laderas originadas por procesos de movimientos en masa (deslizamientos, derrumbes, caídas de rocas, avalanchas de rocas y/o movimientos complejos), así como también por la acumulación de material fino y detrítico, caídos o lavados por escorrentía superficial, los cuales se acumulan sucesivamente al pie de laderas. Generalmente son gravas y bloques cuya composición litológica es heterogénea; son depósitos de corto recorrido, relacionados a laderas superiores adyacentes, su morfología es esencialmente convexa y su disposición semicircular a alongada en relación a la zona de arranque o despegue del movimiento en masa. Asociada a procesos de tipo deslizamientos, derrumbes y flujos no canalizados.

Terraza baja (Tb) Planicies adyacentes a la llanura de inundación principal de un río, diferenciables a escala de trabajo. Pendiente suave entre 1° y 2°, localizadas hacia ambas márgenes del río Vilcanota, de ancho variable, su extensión está limitada al valle. Estas geoformas se asocian a procesos de erosión fluvial en las márgenes de ríos por

socavamiento, con generación de derrumbes, áreas con ocurrencia de inundaciones y flujos de detritos.

Llanura o planicie inundable (Ll-i)

Son superficies bajas, adyacentes a los fondos de valles principales y al mismo curso fluvial, sujetas a inundaciones recurrentes, ya sean estacionales o excepcionales. Morfológicamente se distinguen como terrenos planos compuestos de material gravo-arenoso con limos, no consolidado y removible. En la zona evaluada se observa la amplia llanura inundable hacia ambas márgenes del río Vilcanota.

Deslizamiento

Es un movimiento ladero abajo de una masa de suelo o roca cuyo desplazamiento ocurre predominantemente a lo largo de una superficie de falla, o de una delgada zona en donde ocurre una gran deformación cortante. Varnes (1978) clasifica los deslizamientos según la forma de la superficie de falla por la cual se desplaza el material, en traslacionales y rotacionales.

En la parte media de la quebrada Sacrahuaycco, en su margen izquierda, se identificó por medio de la interpretación de imágenes satelitales y corroborado en campo, la presencia de un deslizamiento de tipo rotacional en formación; el evento se desarrolla en una ladera de pendiente media, y se manifiesta como irregularidades en el terreno (foto 3). El deslizamiento compromete secuencias de areniscas y lutitas rojas de la Formación Kayra, consideradas como rocas de calidad geotécnica media a baja. El evento en formación presenta una zona de arranque irregular, con un cuerpo alargado, cuyas dimensiones son:

- Ancho de escarpa: 100 m
- Forma de la superficie de rotura: rotacional probablemente
- Salto principal: no presenta
- Saltos secundarios: no presenta

Diferencia de altura de la corona al pie del deslizamiento: 250 m - Longitud horizontal corona al pie de deslizamiento: 360 m - Dirección (azimut) del movimiento: N 200° - Área del deslizamiento: 32 600 m2 - No hay presencia de fracturas abiertas localizadas dentro del cuerpo del deslizamiento.

Causas Factores de sitio: - Configuración geomorfológica del área (montañas sedimentarias), disectadas por profundas quebradas. - Pendiente promedio de la ladera de la montaña entre los 30° y 40°. - Características litológicas del área (afloramiento de roca de diferente competencia, conformado por secuencias de la Formación Kayra; se tienen intercalaciones de areniscas y lutitas. Se considera a esta secuencia como una roca de calidad media a mala, fracturada; la calidad de la roca se ve reducida por la presencia de las lutitas rojas. - Los planos de estratificación de las rocas sedimentarias que se inclinan en dirección contraria de la ladera. - Presencia de familias de discontinuidades. - Cobertura vegetal de tipo pastizal y matorrales dispersos, que ofrecen poca protección al suelo y la roca.

Del entorno geográfico: - Precipitaciones pluviales intensas, que saturan los terrenos y los desestabilizan, también forman escorrentía superficial que erosiona las laderas a manera de surcos y cárcavas. - Actividad sísmicas (por fallas activas).

Actividad antrópica: - Ocupación inadecuada del terreno (áreas vulnerables), parte baja de ladera donde se presentan problemas por movimientos en masa. - Actividad extractiva de minería no metálica (agregados de construcción), que contribuye a la inestabilidad de la ladera y podría generar la reactivación del deslizamiento

Daños - No se han registrado daños por el momento, porque la actividad del deslizamiento es incipiente

Flujo de detritos (huaico)

Es un flujo muy rápido a extremadamente rápido de detritos saturados, no plásticos (índice de plasticidad menor al 5 %), que transcurre principalmente confinado a lo largo de un canal o cauce con pendiente pronunciada. Se inician como uno o varios deslizamientos superficiales de detritos en las cabeceras o por inestabilidad de segmentos del cauce en canales de pendientes fuertes. Los flujos de detritos incorporan gran cantidad de material saturado en su trayectoria al descender en el canal y finalmente los depositan en abanicos de detritos. La mayoría de los flujos de detritos alcanzan velocidades en el rango de movimiento extremadamente rápido, y por naturaleza son capaces de producir la muerte de personas (Hungr, 2005).

Este flujo de detritos se produce por las siguientes causas o condicionantes:

Causas

Factores de sitio:

- Configuración geomorfológica del área (montañas sedimentarias), disectadas por profundas quebradas.
- Pendiente promedio de la ladera de la montaña entre los 35° y 40°.
- Presencia de un substrato considerado de mala calidad: características litológicas del área (afloramiento de roca de diferente competencia, conformado por secuencias de la formación Kayra; se tienen intercalaciones de areniscas y lutitas. Se considera a esta secuencia como una roca de calidad media a mala, fracturada; la calidad de la roca se ve reducida por la presencia de las lutitas rojas.

- Los planos de estratificación de las rocas sedimentarias que se inclinan en dirección contraria a la ladera y la presencia de familias de discontinuidades que fragmenta el macizo rocoso.
- Cobertura vegetal de tipo pastizal y matorrales dispersos, que ofrecen poca protección al suelo y la roca.

Del entorno geográfico:

- Precipitaciones pluviales intensas, que saturan los terrenos y los desestabilizan, también forman escorrentía superficial que erosiona las laderas.
- Otros peligros geológicos: la ocurrencia de derrumbes activos en cuenca alta de la quebrada Sacrahuaycco, la cual provee material detrítico suelto que puede ser acarreado como huaico ante la presencia de lluvias copiosas. Se tiene procesos de erosión de laderas a manera de surcos y cárcavas las cuales tienen avances retrogresivos, de ensanchamiento y profundización y desde los cuales se generan pequeños flujos de lodo y detritos, que también aportan material suelto al cauce principal de la quebrada Sacrahuaycco. Presencia de un gran cono proluvial en el cual se asienta el Centro Poblado de Ccoyaraqui, que es evidencia de la intensa actividad que puede llegar a tener la microcuenca de Ccoyaraqui.

10.15 VULNERABILIDAD HIDROLOGICA E HIDRAULICA

Los fenómenos de origen climático-hidrológico de incidencia en la microcuenca de Lucre, se presentan en las laderas de la parte alta de la microcuenca y en el piso de valle donde se asienta el centro poblado Lucre. Generalmente se tiende a subestimar los fenómenos de origen climático que puede afectar a una determinada zona y, por lo general, este aspecto no es considerado durante el proceso de planificación del desarrollo local, en razón de que el río se encuentra encauzado, pero que los cálculos de lluvias excepcionales pueden pasar la capacidad de encauzamiento y por lo tanto causar inundaciones con lamentables consecuencias ya que a todo lo largo de la microcuenca, se ubican terrenos agrícolas y a la salida de la misma el centro poblado de Lucre.

Los fenómenos de origen climático que se presentan con mayor frecuencia en el área de estudio son:

Inundaciones.

Es el desplazamiento de las aguas de los ríos y quebradas que, al sobrepasar su capacidad normal de cauce, inunda los terrenos adyacentes. Las causas son las intensas precipitaciones

pluviales que pueden producir desborde del rio Vilcanota y llegada de flujos pluviales a las poblaciones de Ccollotaro-Ccoyaraqui.

Mapa de Peligros Hidrológicos e hidráulicos La zonificación de peligros hidrológicos, climáticos, se realiza en función al área de afectación de la ciudad por el desborde del río Vilcanota, que son los colectores principales en el área de estudio y que durante época de lluvias transporta una cantidad importante de aguas pluviales y sedimentos, que ocasionaron desbordes en la en todo el valle sagrado. Figura Nª 76.

Cuadro 66: valoraciones de cualitativas y cuantitativas de mapa de peligros hidrológicos e hidráulicas

valoración cualitativas		voloracion cuantitativa
color	descripción	
	muy baja	0.1-0.2
	baja	0.3-0.4
	media	0.5-0.6
	alta	0.7-0.8
	muy alta	0.9-1.0

Figura 76: plano hidrológico de la cuenca del Vilcanota

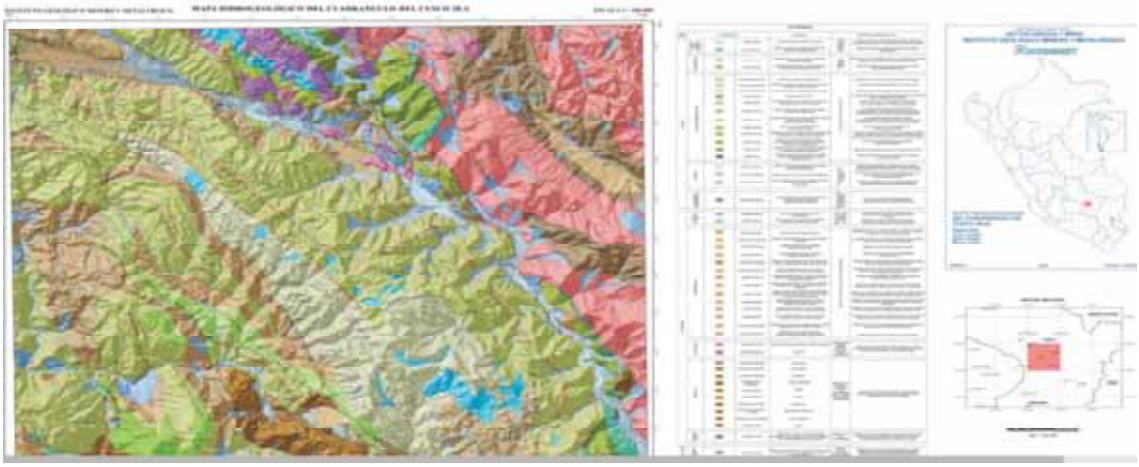
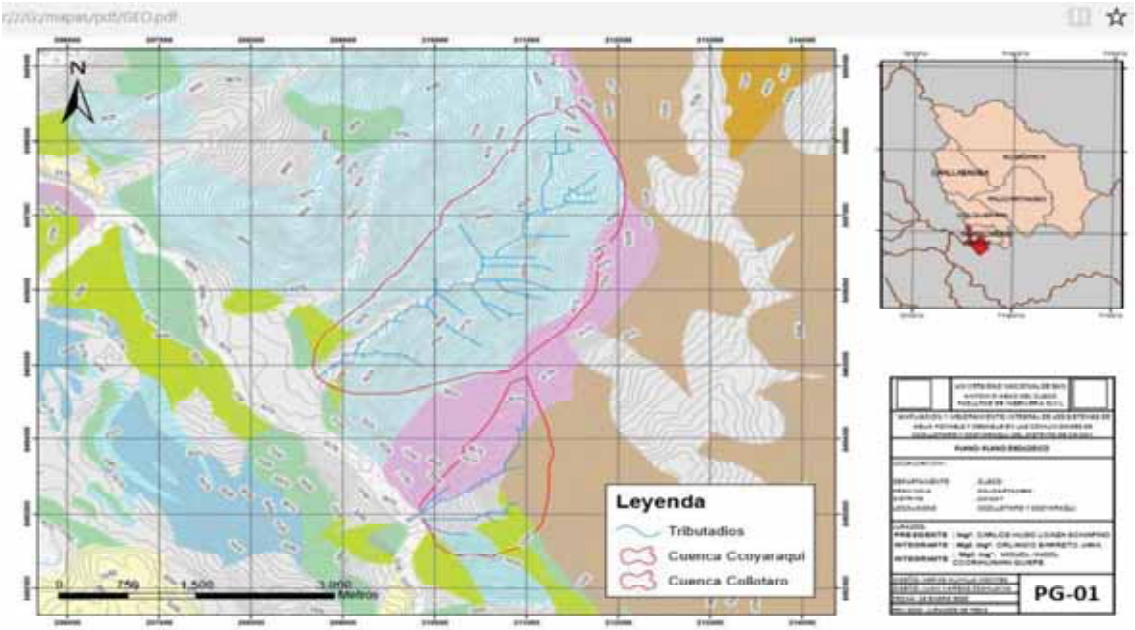


Figura 77: plano hidrológico de la microcuenca en estudio



Cuadro 67. **Análisis de vulnerabilidad Hidrológica, hidráulica.**

N°	Localidad	Nivel de vulnerabilidad hidrologica e hidraulica.	color	motivo1	motivo 02	motivo 03
1	Carretera Huambutio, Caicay	0.6		La rasante esta a nivel del rio en muchos tramos.	Falta de obras de proteccion en curvas del Rio.	Suelo con alto potencial erosivo.
1	Centro poblado CCOLLOTARO.	0.4		Las contrucciones estan dentro del cauce y ancho de inundacion del rio.	Los terrenos no tienen ningun tipo de proteccion ante inundaciones.	Casas de material adobe sin sobrecimiento de concreto.
1	Centro poblado CCOYARAQUI.	0.4		Las contrucciones estan dentro del cauce y ancho de inundacion del rio.	Los terrenos no tienen ningun tipo de proteccion ante inundaciones.	Casas de material adobe sin sobrecimiento de concreto.
1	LINEA DE CONDUCCION. CCOYARAQUI	0.1		Urbanizacion desprovista de un sistema colector de aguas pluviales.	Falta de obras de proteccion en Rio.	Tuberia de desague cruza el rio a la altura del puente Labranza.
1	LINEA DE CONDUCCION. CCOLLOTARO	0.1		Urbanizacion desprovista de un sistema colector de aguas pluviales.	Falta de obras de proteccion en Rio.	Tuberia de desague cruza el rio a la altura del puente Labranza.
1	RESERVORIO DE CCOYARQUI	0.2		Las contrucciones estan dentro del cauce y ancho de inundacion del rio.	alta pendientes dificilmente inundable.	
1	RESERVORIO DE CCOLLOTARO	0.2		Las contrucciones estan dentro del cauce y ancho de inundacion del rio.	alta pendientes dificilmente inundable.	
1	PLANTA DE TRATAMIENTO DE LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARQUI	0.6		Las contrucciones estan dentro del cauce y ancho de inundacion del rio.	No existe defenza rivereña en la margen izquierda.	muy proximo al rio vilcanota

10.16 MATRIZ DE LEOPOLD

La metodología empleada para la identificación y valoración de impactos ambientales en el presente proyecto es la Matriz Causa – Efecto, fuente: (Método de Leopold).

Las matrices causa- efecto son, sobre todo, métodos de identificación y evaluación que pueden ser ajustados a las distintas fases del proyecto, arrojando resultados

cualitativos-cuantitativos, realizando un análisis de las relaciones de causalidad entre una acción dada y sus posibles efectos en el medio.

La base del sistema es una matriz en que las entradas según columnas contienen las acciones del hombre que pueden alterar el ambiente y las entradas según filas son características del medio (o factores ambientales) que pueden ser alteradas. Con las entradas de filas y columnas se puede definir las relaciones existentes.

En cada elemento de la matriz (celdilla) se incluyen dos números separados por una diagonal. Uno indica "magnitud" de la alteración del factor ambiental correspondiente y, por lo tanto, el grado de impacto, y el otro la "importancia" del mismo.

La magnitud, como medida del grado de alteración ambiental, debería darse en términos del indicador correspondiente; sin embargo, Leopold y su grupo proponen para establecer una escala común entre 1 y 10 para todos los impactos. El uno representa la magnitud menor del impacto y 10 representa la máxima, para todos ellos. Se añade además un signo positivo o negativo que indica si el impacto es beneficioso o adverso, respectivamente.

ELABORACION DE LA MATRIZ

PRIMER PASO: IDENTIFICACIÓN: de las interacciones existentes, para ello, se debe tomar en cuenta todas las actividades que pueden tener lugar debido al proyecto. Para cada acción, se consideran todos los factores Ambientales que puedan ser afectados significativamente.

Tabla 3.2. Acciones propuestas que pueden causar Impacto Ambiental (Matriz de Leopold, 1971)

A. MODIFICACIÓN DEL REGIMEN:

a) Introducción de flora y fauna exótica	g) Control del río y modificación del flujo
b) Controles biológicos	h) Canalización
c) Modificación del hábitat	i) Riego
d) Alteración de la cubierta terrestre	j) Modificación del clima
e) Alteración de la hidrología	k) Incendios
f) Alteración del drenaje	l) Superficie o pavimento
	Ruido y vibraciones

B. TRANSFORMACIÓN DEL TERRITORIO Y CONSTRUCCIÓN:

a) Urbanización	k) Revestimiento de canales
b) Emplazamientos industriales y edificio	l) Canales
c) Aeropuertos	m) Presas y embalses
d) Autopistas y puentes	n) Escolleras, diques, puertos deportivos y terminales marítimas
e) Carreteras y caminos	
f) Vías férreas	o) Estructuras en alta mar
g) Cables y elevadores	p) Estructuras recreacionales
h) Líneas de transmisión, oleoductos y corredores	q) Voladuras y perforaciones
i) Barreras incluyendo vallados	r) Desmontes y rellenos
j) Dragados y alineado de canales	s) Túneles y estructuras subterráneas

C. EXTRACCIÓN DE RECURSOS:

a) Voladuras y perforaciones	e) Dragados
b) Excavaciones superficiales	f) Explotación forestal
c) Excavaciones subterráneas	g) Pesca comercial y caza
d) Perforación de pozos y transporte de fluidos	

D. PROCESOS:

a) Agricultura	h) Industria química
b) Ganaderías y pastoreo	i) Industria textil
c) Piensos	j) Automóviles y aeroplanos
d) Industrias lácteas	k) Refinerías de petróleo
e) Generación energía eléctrica	l) Alimentación
f) Minería	m) Herrerías (explotación de maderas)
g) Metalurgia	n) Celulosa y papel
	o) Almacenamiento de productos

E. ALTERACIÓNES DEL TERRENO:

a) Control de la erosión, cultivo en terrazas o bancales	d) Paisaje
b) Sellado de minas y control de residuos	e) Dragado de puertos
c) Rehabilitación de minas a cielo abierto	f) Aterramientos y drenajes

F. RECURSOS RENOVABLES:

a) Repoblación forestal	c) Recarga aguas subterráneas
b) Gestión y control vida natural	d) Fertilización
	e) Reciclado de residuos

G. CAMBIOS EN TRÁFICO:

a) Ferrocarril	g) Deportes náuticos
b) Automóvil	h) Caminos
c) Camiones	i) Telecillas, telecabinas, etc.
d) Barcos	j) Comunicaciones
e) Aviones	k) Oleoductos
f) Trafico fluvial	

H. SITUACIÓN Y TRATAMIENTO DE RESIDUOS

a) Vertidos en mar abierto	h) Vertido de aguas de refrigeración
b) Vertedero	i) Vertido de residuos urbanos
c) Emplazamiento de residuos y desperdicios mineros	j) Vertido de efluentes líquidos
	k) Balsas de estabilización y oxidación
d) Almacenamiento subterráneo	l) Tanques y fosas sépticas, comerciales y domesticas
e) Disposición de chatarra	
f) Derrames en pozos de petróleo	m) Emisión de corrientes residuales a la atmósfera
g) Disposición en pozos profundos	n) Lubricantes o aceites usados

I. TRATAMIENTO QUIMICO:

a) Fertilización	c) Estabilización química del suelo
b) Descongelación química de autopistas, etc.	d) Control de maleza y vegetación terrestre
	e) Pesticidas

J. ACCIDENTES:

a) Explosiones	c) Fallos de funcionamiento
b) Escapes y fugas	

K. OTROS:

a)...	..b).

Tabla 26:Acciones y/o Actividades. Matriz de Leopold

(FUENTE: MATRIZ LEOOLD, 1971)

abla 3.1. Factores Ambientales (Matriz de Leopold, 1971)

A. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y QUÍMICAS	
A.1 TIERRA	
a. Recursos minerales	d. Geomorfología
b. Material de construcción	e. Campos magnéticos y radiactividad de fondo
c. Suelos	f. Factores físicos singulares
A.2 AGUA	
a. Superficiales	e. Temperatura
b. Marinas	f. Recarga
c. Subterráneas	g. Nieve, hielos y heladas
d. Calidad	
A.3 ATMÓSFERA	
a. Calidad (gases, partículas)	c. Temperatura
b. Clima (micro, macro)	
A.4 PROCESOS	
a. Inundaciones	e. Sorción (intercambio de iones, complejos)
b. Erosión	f. Compactación y asientos
c. Deposición (sedimentación y precipitación)	g. Estabilidad
d. Solución	h. Sismología (terremotos)
	i. Movimientos de aire
B. CONDICIONES BIOLÓGICAS	
B.1 FLORA	
a. Árboles	f. Plantas acuáticas
b. Arbustos	g. Especies en peligro
c. Hierbas	h. Barreras, obstáculos
d. Cosechas	i. Corredores
e. Microflora	
B.2 FAUNA	
a. Aves	f. Microfauna
b. Animales terrestres, incluso reptiles	g. Especies en peligro
c. Peces y mariscos	h. Barreras
d. Organismos bentónicos	i. Corredores
e. Insectos	
C. FACTORES CULTURALES	
C.1 USOS DEL TERRITORIO	
a. Espacios abiertos y salvajes	f. Zona residencial
b. Zonas húmedas	g. Zona comercial
c. Selvicultura	h. Zona industrial
d. Pastos	i. Minas y canteras
e. Agricultura	
C.2 RECREATIVOS	
a. Caza	e. Camping
b. Pesca	f. Excursión
c. Navegación	g. Zonas de recreo
d. Zona de baño	
C.3 ESTÉTICOS Y DE INTERÉS HUMANO	
a. Vistas panorámicas y paisajes	f. Parques y reservas
b. Naturaleza	g. Monumentos
c. Espacios abiertos	h. Especies o ecosistemas especiales
d. Paisajes	i. Lugares u objetos históricos o arqueológicos
e. Agentes físicos singulares	j. Desarmonías
C.4 NIVEL CULTURAL	
a. Modelos culturales (estilos de vida)	c. Empleo
b. Salud y seguridad	d. Densidad de población
C.5 SERVICIOS E INFRAESTRUCTURA	
a. Estructuras	d. Disposición de residuos
b. Red de transportes (movimiento, accesos)	e. Barreras
c. Red de servicios	f. Corredores
D. RELACIONES ECOLÓGICAS	
a. Salinizacion de recursos hidráulicos	e. Salinizacion de suelos
b. Eutrofización	f. Invasión de maleza
c. Vectores, insectos y enfermedades	g. Otros
d. Cadenas alimentarias	
E. OTROS	

Tabla 27: factores ambientales Matriz de Leopold

(FUENTE: MATRIZ LEOPOLD, 1971)

SEGUNDO PASO: EVALUAR:

- MAGNITUD (SUPERIOR IZQUIERDA): Valoración del impacto o de la alteración potencial a ser provocada, grado, extensión o escala. Se califica del 1 al 10 o de 1 a 5, de menor a mayor, anteponiendo un signo (+) para los efectos positivos y (-) para los negativos

Tabla 28 RANGOS DE (1 a 5) magnitud de matriz Leopold

MAGNITUD	VALOR
Muy Baja Magnitud	1
Baja Magnitud	2
Mediana Magnitud	3
Alta Magnitud	4
Muy Alta Magnitud	5

Tabla 29: PARA RANGOS (1 a 10) magnitud impactos Negativos e importancia

MAGNITUD				IMPORTANCIA		
Intensidad	**Afectación**	**Calificación**		**Duración**	**Influencia**	**Calificación**
Baja	Baja	-1		Temporal	Puntual	1
Baja	Media	-2		Media	Puntual	2
Baja	Alta	-3		Permanente	Puntual	3
Media	Baja	-4		Temporal	Local	4
Media	Media	-5		Media	Local	5
Media	Alta	-6		Permanente	Local	6
Alta	Baja	-7		Temporal	Regional	7
Alta	Media	-8		Media	Regional	8
Alta	Alta	-9		Permanente	Regional	9
Muy alta	Alta	-10		Permanente	Nacional	10

Fuente: Estudiantes de Ingeniería

- IMPORTANCIA (INFERIOR DERECHA): Valor ponderal, que da el peso relativo del potencial del impacto.

IMPORTANCIA	VALOR
Sin Importancia	1
Poco Importante	2
Medianamente Importante	3
Importante	4
Muy Importante	5

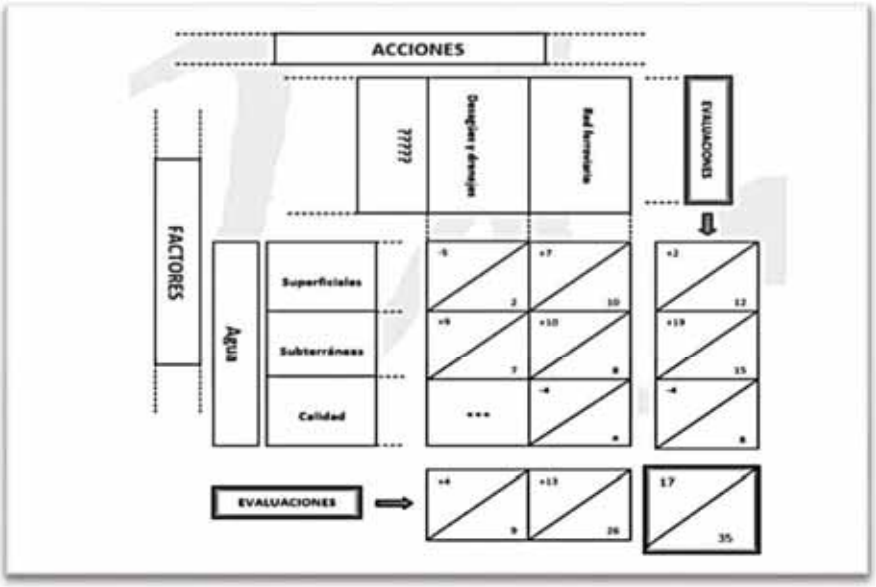
Tabla 30: RANGOS (1 a 10) magnitud Impactos Positivos e Importancia.

MAGNITUD				IMPORTANCIA		
Intensidad	**Afectación**	**Calificación**		**Duración**	**Influencia**	**Calificación**
Baja	Baja	1		Temporal	Puntual	1
Baja	Media	2		Media	Puntual	2
Baja	Alta	3		Permanente	Puntual	3
Media	Baja	4		Temporal	Local	4
Media	Media	5		Media	Local	5
Media	Alta	6		Permanente	Local	6
Alta	Baja	7		Temporal	Regional	7
Alta	Media	8		Media	Regional	8
Alta	Alta	9		Permanente	Regional	9
Muy alta	Alta	10		Permanente	Nacional	10

Fuente: Estudiantes de Ingeniería

Nota: Para proyecto de tesis se escoge los intervalos de (1 a 10) y se genera la matriz Leopold del proyecto de tesis. “AMPLIACION Y MEJORAMIENTO INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY, PROVINCIA DE PAUCARTAMBO, REGION CUSCO’’

En el siguiente dibujo se aprecia la elaboración de la matriz Leopold



FUENTE: UNIVERSIDAD NACIONAL DE RIO NEGRO,2013

Tabla 31: Sistemas Componentes y Elementos. Matriz de Leopold

MEDIO NATURAL	ABIOTICO O MEDIO FISICO	ATMOSFERA		1 CALIDAD DE AIRE
				2 CLIMA
				3 OLOR
				3 CONTRASTE ARQUITECTONICO
				4 NIVELES DE RUIDO
		TERRESTRES		5 SUELOS APROVECHABLES
				6 RECURSOS MINERALES
				7 MATERIALES EXPLOTABLES
				8 GEOMORFOLOGICO.
		AGUA	SUPERFICIAL	9 VARIACIONES DE CAUDAL.
				8 CALIDAD DEL AGUA
				11 INTERACCIONES CON LA SUPERFICIE
			SUB-TERRANEA	12 VARIACIONES DE CAUDAL.
				13 CALIDAD DEL AGUA
				14 PATRON DE DRENAJE
		SUELO		15 USO POTECIAL DEL SUELO
				16 CALIDAD DE AGUA
				17 ASENTAMIENTO Y COMPACTACION
				18 EROSIONALIDAD
				19 SISMICIDAD
	MEDIO BIOTICO	FLORA		20 DIVERSIDAD
				21 COBERTURA
				22 HABITAT
		FAUNA		23 DIVERSIDAD
				24 HABITAT
MEDIO HUMANO	ANTROPICO	INFRAESTRUCTURA		25 SERVICIOS PUBLICOS
				26 VIVIENDA
		ESTRUCTURA		27 EDUCACION
				28 SEGURIDAD
				29 SALUD
				30 EMPLEO

Cuadro 68: Elaboración de la matriz Leopold, fase de construcción, fase de operación

MATRIZ LEOPOLD

ACCIONES ANTROPICAS / Factores ambientales				FASE DE CONSTRUCCION																		FASE DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO							promedios positivos	promedios negativos	promedios aritmeticos	impacto por subcomponentes	impacto por componente	impacto total del proyecto.
				1. Obras provisionales (almacén , campamento y otros).	2. movilización y desmovilización de equipo y maquinaria a la obra.	3. construcción de captación proyectada.	4. flete rural a captaciones proyectadas.	5. limpieza y acondicionamiento de terreno.	6. nivelación, replanteo y excavaciones de captaciones proyectadas.	7. excavaciones de linea de conducción. (varias)	8. suministro e instalación tuberías de linea de conducción.	9. excavaciones de cámara rompresiones. (varias)	10. Construccion de cámara rompepresiones.	11. demolición de reservorio existente	12. excavación manual en terreno natural (varias)	13. reservorio de almacenamiento	14. pruebas hidráulica	15. suministro e instalación de tuberías red de distribución de agua	16. suministro e instalación de tuberías red de alcantarillado.	17. suministro e instalación tuberías al tanque séptico.	18. tanque séptico.	1. Captaciones de ladera	2. Camara rompepresiones.	3. linea de conducción	4. pruebas hidrahullica y desinfección	5. operaciones de reservorios de almacenamineto	6. mantenimiento de los sistemas de red de agua y desague.	7. mantenimiento de los sistemas de tratamiento de aguas residuales						
MEDIO NATURAL	ABIOTICO O MEDIO FISICO	ATMOSFERA	1 CALIDAD DE AIRE		-3		-1		-1	-1	-3		-1			-1						-3							-4		8	-39	-170	-714	638
			2 CLIMA		-2																	-2							-4		3	-24			
			3 OLOR	-2																		-1					-3	-4	-4		5	-61			
			4 NIVELES DE RUIDO	-2	-2	-2	-1		-2	-2	-2	-2	-2	-2			-1	-2	-2												13	-46			
		TERRESTRES	5 SUELOS APROVECHABLES	-2		-2	-1	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-1		-3	-3					-3			-2				-3		14	-86	-143		
			8 GEOMORFOLOGICO.	-4	-2	-3	-2	-1	-1	-2		-1	-1	-1	-2	-2						-2		-3			-3	-5	-5	2	15	-57			
		AGUA SUPERFICIAL	9 VARIACIONES DE CAUDAL.			-3				-3						-1	-2						-2		-2		-3	-3		3	4	-6	-33		
			8 CALIDAD DEL AGUA	-4		-4		-4	-4	-4	-4	-4	-4	-2		-2	-4	-4					-5	-3	-5	-4	-3	-3		7	9	12			
		AGUA SUB-TERRANEA	12 VARIACIONES DE CAUDAL.			-3				-3							-2	-4								-4				2	3	-6			
			13 CALIDAD DEL AGUA					-4	-4	-4		-4	-4				-4									-4				2	5	-33			
		SUELO	15 USO POTECIAL DEL SUELO	-4	-3	-3		-1	-1	-6		-1	-4		-2			-4	-4	-4											12	-156	-368		
			16 SALINIZACION							-6																					1	-36			
			17 ASENTAMIENTO Y COMPACTACION	-4	-4		-4																								3	-48			
			18 EROSION HIDRICA	-4		-4			-4	-4								-4	-4								-4	-4	-4		8	-128			
	MEDIO BIOTICO	FLORA	20 DIVERSIDAD	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1		-1	-1	-1	-1			-3	-3				-4		-4		-4	-4	-1	-4	1	17	-107	-315	-536	
			21 COBERTURA	-2		-1		-1	-3	-3	-3	-1	-1	-1	-1	-3		-3	-3				-4		-4		-4	-4		-4	1	16	-126			
			22 HABITAT	-1		-1		-1	-1	-3		-1	-1	-1	-1	-1		-1	-1				-4	-4	-4					-4	1	15	-82			
		FAUNA	23 DIVERSIDAD	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1		-1	-1	-1	-1			-3	-3				-4		-4		-4	-4	-1	-4	1	17	-107	-221		
			24 HABITAT	-1		-1		-1	-1	-3		-1	-1	-1	-1	-1		-1	-1				-4	-4	-4		-4	-4	-1	-4	1	17	-114			
MEDIO HUMANO	FACTORES SOCIOECONOMICOS	INFRAESTRUCTURA	25 SERVICIOS PUBLICOS				-4		-4	-4	-4		-3			-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	18		389	562	1888	
			26 VIVIENDA (PAISAJE)	-4	-3	-2	-2	-4	-3	-3	-4	-4	-2	-2	-3	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-5	-4	-4	-4	16	9	173			
		ESTRUCTURA	27 EDUCACION	-2	-2	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-1	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	25		319	1326		
			28 ECONOMIA LOCAL - REGIONAL	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	25		433			
			29 SALUD PUBLICA	-4	-3	-3	-4	-3	-3	-3	-4	-3	-3	-3	-3	-3	-2	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	13	12	174			
			30 EMPLEO(MANO DE OBRA)	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	25		400			
Afectaciones Positivas				3	3	3	4	5	4	4	5	3	4	10	3	5	10	7	6	6	6	7	7	8	9	8	7	6	143					
Afectaciones negativas				15	10	15	9	10	15	18	5	14	13	2	11	8	1	9	8	1	5	5	3	6		6	6	11		206				
PROMEDIOS ARITMETICOS				-87	-21	-44	36	17	-24	-124	33	-31	21	62	16	60	116	42	42	91	65	64	96	52	164	43	36	-87			638			

10.17 MATRIZ DE BATALLÉ

Tabla 32: Sistemas Componentes y Elementos de impactos ambientales de batalle

IMPACTOS AMBIENTALES. METODO DE BATELLE

ECOLOGIA		**240**	
ESPECIES Y POBLACIONES			
Terrestre			
14	Pastizales y praderas.		
14	Cosechas.		
14	Vegetacion Natural.		
14	Especies Dañinas		
14	Aves de caza continentales.		
Acuaticas.			
14	Pesquerias comerciales.		
14	Vegetacion Natural.		
14	Especies Dañinas		
14	Pesca deportiva		
14	Aves acuaticas.		**140**
Habitats y comunidades.			
Terrestre			
14	Cadenas alimentarias.		
12	Uso de suelo.		
12	Especies raras y en peligro		
12	Diversidad de especies.		
Acuaticas.			
12	Cadenas alimentarias.		
12	Especies raras y en peligro		
12	Caracteristicas fluviales.		
14	Diversidad de especies.		
			100
	Solo deportivo.		

CONTAMINACION AMBIENTAL.		**402**	
Contaminacion del agua.			
20	Perdidas en las cuencas hidrograficas		
25	D.B.O.		
31	Oxigeno disuelto.		
18	Coliformes fecales.		
22	Carbon inorganico.		
25	Nitrogeno inorganico.		
28	Fosfato inorganico.		
16	Pesticidas.		
18	pH.		
28	Variaciones en el flujo de la corriente.		
28	Temperatura.		
25	Solidos disueltos totales.		
14	Sustancias toxicas.		
20	Turbidez		**318**
Contaminacion del atmosferica.			
5	Monoxido de carbono		
5	Hidrocarburos.		
10	Oxidos de nitrogeno.		
12	Particulas solidas.		
5	Oxidantes fotoquimicos.		
10	Oxidos de azufre.		
5	Otros.		**52**
Contaminacion del suelo.			
14	Uso de suelo.		
14	Erocion.		**28**
Contaminacion por ruido.			
			4

Aspectos esteticos.		**153**	
Suelo.			
6	Material geologico supervicial.		
16	Relieve y caracteristicas topograficos.		
10	Extencion y alineaciones.		32
Aire			
3	Olor y visibilidad.		
2	Sonidos.		5
Agua.			
10	Presencia de agua.		
16	Interface agua -tierra.		
6	Olor y materiales flotantes.		
10	Area de superficie de agua.		
10	Margenes arboladas y geologicas.		52
Biota			
5	Animales domesticos.		
5	Animales salvajes.		
9	Diversidad de tipos de vegetacion.		
5	Variedad detro de los tipos de vege		24
Objetos Artesanales.			
10	Objetos artesanales.		10
Composicion.			
15	Efectos de composicion.		
15	Elementos singilares.		30

Aspectos de interes humano.		**205**	
Valoraciones educacionales y cientificos.			
13	Arquelogico.		
13	Ecologico.		
11	Geologico.		
11	Hidrologico.		48
Valores historicos.			
11	Arquitectura y estilos.		
11	Acontecimientos.		
11	Personajes.		
11	Religiosos y culturales.		
11	Frontera del oeste.		55
Culturas.			
14	Indios.		
7	Grupos etnicos.		
7	Grupos religiosos.		28
Sensaciones.			
11	Admiracion.		
11	Aislamiento, soledad.		
4	Misterio.		
11	Integracion con la naturaleza.		37
Estilos de vida.			
13	Oportunidad de empleo.		
13	Vivienda.		
11	Interacciones sociales.		37

Tabla 33: tabla de datos, método de BATALLÉ

TABLA DE DATOS, METODO DE BATELLE

ECOLOGIA				
ESPECIES Y POBLACIONES	CON PROYECTO			SIN PROYECTO
TERRESTRES	CONSTRUCCIO	OPERACIÓN	MANTENIMIENTO	
Pastizales y praderas.				
Cosechas.				
Vegetacion Natural.	0.45	0.9	0.9	0.9
Especies Dañinas	0.9	0.95	0.95	0.9
Aves de caza continentales.				
ACUATICAS				
Pesquerias comerciales.				
Vegetacion Natural.	0.8	0.9	0.9	0.9
Especies Dañinas	0.9	0.5	0.6	0.9
Pesca deportiva				
Aves acuaticas.	0.5	0.5	0.6	0.4
HABITATS Y COMUNIDADES				
TERRESTRES				
Cadenas alimentarias.	0.5	0.5	0.5	0.3
Uso de suelo.	0.4	0.2	0.2	0.2
Especies raras y en peligro				
Diversidad de especies.				
ACUATICAS				
Cadenas alimentarias.	0.3	0.5	0.5	0.4
Especies raras y en peligro				
Caracteristicas fluviales.				
Diversidad de especies.				

CONTAMINACION AMBIENTAL				
	CON PROYECTO			SIN PROYECTO
CONTAMINACION DEL AGUA	CONSTRUCCION	OPERACIÓN	MANTENIMIENTO	
Perdidas en las cuencas hidrograficas	0.1	0.4	0.3	0.3
D.B.O.	0.2	0.4	0.3	0.3
Oxigeno disuelto.	0.2	0.3	0.4	0.3
Coliformes fecales.	0.3	0.4	0.4	0.3
Carbon inorganico.				
Nitrogeno inorganico.				
Fosfato inorganico.				
Pesticidas.				
pH.	0.1	0.2	0.3	0.3
Variaciones en el flujo de la corriente.				
Temperatura.				
Solidos disueltos totales.	0.1	0.2	0.1	0.3
Sustancias toxicas.				
Turbidez	0.2	0.3	0.2	0.3
CONTAMINACION ADMOSFERICA				
Monoxido de carbono	0.5	0.2	0.3	0.3
Hidrocarburos.	0.2	0.2	0.3	0.3
Oxidos de nitrogeno.				
Particulas solidas.	0.2	0.3	0.2	0.3
Oxidantes fotoquimicos.				
Oxidos de azufre.				
Otros.				
CONTAMINACION DEL SUELO				
Uso de suelo.	0.4	0.3	0.4	0.4
Erosion.	0.3	0.4	0.4	0.3
CONTAMINACION POR RUIDO				
Ruido.	0.4	0.3	0.3	0.3

ASPECTOS ESTETICOS				
	CON PROYECTO			SIN PROYECTO
SUELO	CONSTRUCCION	OPERACIÓN	MANTENIMIENTO	
Material geologico superficial.				
Relieve y caracteristicas topograficos.	0.3	0.6	0.8	0.4
Extencion y alineaciones.				
AIRE				
Olor y visibilidad.				
Sonidos.	0.2	0.5	0.8	0.4
AGUA				
Presencia de agua.	0.5	0.4	0.7	0.5
Interface agua-tierra.	0.3	0.6	0.8	0.8
Olor y materiales flotantes.	0.4	0.1	0.5	0.4
Area de superficie de agua.				
Margenes arboladas y geologicas.				
BIOTA				
Animales domesticos.	0.2	0.3	0.4	0.4
Animales salvajes.				
Diversidad de tipos de vegetacion.				
Variedad detro de los tipos de vegetacion.				
OBJETOS ARTESANALES				
Objetos artesanales				
COMPOSICION				
Efectos de composicion.				
Elementos singlares.				

ASPECTOS DE INTERES HUMANO				
	CON PROYECTO			SIN PROYECTO
	CONSTRUCCION	OPERACIÓN	MANTENIMIENTO	
VALORACIONES EDUCACIONALES Y CIENTIFICOS				
Arqueologico.				
Ecologico.	0.3	0.6	0.5	0.5
Geologico.				
Hidrologico.	0.4	0.6	0.3	0.7
VALORES HISTORICOS				
Arquitectura y estilos.				
Acontecimientos.				
Personajes.				
Religiosos y culturales.				
Frontera del oeste.				
CULTURAS				
Indios.				
Grupos etnicos.				
Grupos religiosos.				
SENSACIONES				
Admiracion.				
Aislamiento, soledad.				
Misterio.				
Integracion con la naturaleza.				
ESTILO DE VIDA				
Oportunidad de empleo.	0.4	0.2	0.3	0.1
Vivienda.				
Interacciones sociales.				

Tabla 34:Elaboración de la matriz BATELLE, fase de construcción.

MATRIZ DE BATELLE, FACE CONSTRUCCION

ECOLOGIA				CONTAMINACION AMBIENTAL				ASPECTOS ESTETICOS				ASPECTOS DE INTERES HUMANO			
ESPECIES Y POBLACIONES TERRESTRES	CON PROYECTO CONSTRUCCION	SIN PROYECTO	CAMBIO NETO	CONTAMINACION DEL AGUA	CON PROYECTO CONSTRUCCION	SIN PROYECTO	CAMBIO NETO	SUELO	CON PROYECTO CONSTRUCCION	SIN PROYECTO	CAMBIO NETO		CON PROYECTO CONSTRUCCIO	SIN PROYECTO	CAMBIO NETO
Pastizales y praderas.				Perdidas en las cuencas hidrograficas				Material geologico superficial.				VALORACIONES EDUCACIONALES Y CIENTIFICOS			
Cosechas.				D.B.O.	5	7.5	-2.5	Relieve y caracteristicas topograficos.	4.8	6.4	-1.6	Arqueologico.			
Vegetacion Natural.	6.3	12.6	-6.3	Oxigeno disuelto.	6.2	9.3	-3.1	Extencion y alineaciones.				Ecologico.	3.9	6.5	-2.6
Especies Dañinas	12.6	12.6	0	Coliformes fecales.	5.4	5.4	0	AIRE				Geologico.			
Aves de caza continentales.				Carbon inorganico.				Olor y visibilidad.				Hidrologico.	4.4	7.7	-3.3
ACUATICAS				Nitrogeno inorganico.				Sonidos.	0.4	0.8	-0.4				
Pesquerias comerciales.				Fosfato inorganico.								VALORES HISTORICOS			
Vegetacion Natural.	11.2	12.6	-1.4	Pesticidas.				AGUA				Arquitectura y estilos.			
Especies Dañinas	12.6	12.6	0	pH.	1.8	3.6	-1.8	Presencia de agua.	0.5	0.5	0	Acontecimientos.			
Pesca deportiva				Variaciones en el flujo de la corriente.				Interface agua -tierra.	4.8	12.8	-8	Personajes.			
Aves acuaticas.	7	5.6	1.4	Temperatura.				Olor y materiales flotantes.	0.4	0.4	0	Religiosos y culturales.			
				Solidos disueltos totales.	2.5	5	-2.5	Area de superficie de agua.				Frontera del oeste.			
HABITATS Y COMUNIDADES				Sustancias toxicas.				Margenes arboladas y geologicas.							
TERRESTRES				Turbidez	4	6	-2	BIOTA				CULTURAS			
Cadenas alimentarias.	7	4.2	2.8					Animales domesticos.	1	2	-1	Indios.			
Uso de suelo.	4.8	2.4	2.4	CONTAMINACION ADMOSFERICA				Animales salvajes.				Grupos etnicos.			
Especies raras y en peligro				Monoxido de carbono	0.5	1.5	-1	Diversidad de tipos de vegetacion.				Grupos religiosos.			
Diversidad de especies.				Hidrocarburos.	1	1.5	-0.5	Variedad detro de los tipos de vegetacion.							
ACUATICAS				Oxidos de nitrogeno.								SENSACIONES			
Cadenas alimentarias.	3.6	4.8	-1.2	Particulas solidas.	2.4	3.6	-1.2	OBJETOS ARTESANALES				Admiracion.			
Especies raras y en peligro				Oxidantes fotoquimicos.				Objetos artesanales				Aislamiento, soledad.			
Caracteristicas fluviales.				Oxidos de azufre.				COMPOSICION				Misterio.			
Diversidad de especies.				Otros.				Efectos de composicion.				Integracion con la naturaleza.			
			-2.3					Elementos singilares.							
				CONTAMINACION DEL SUELO							-11	ESTILO DE VIDA			
				Uso de suelo.	5.6	5.6	0					Oportunidad de empleo.	5.2	1.3	3.9
				Erocion.	4.2	4.2	0					Vivienda.			
												Interacciones sociales.			
				CONTAMINACION POR RUIDO											-2
				Ruido.	0	2	-2								
							-16.6								

	CAMBIO NETO	SEÑAL
ETAPA DE CONSTRUCCION	-31.9	
ECOLOGIA	-2.3	
CONTAMINACION AMBIENTAL	-16.6	
ASPECTOS ESTETICOS	-11	
ASPECTOS DE INTERES HUMANO	-2	

Tabla 35:Elaboración de la matriz BATELLE, fase de mantenimiento y operación.

MATRIZ DE BATELLE, FACE OPERACIÓN Y MANTEMIENTO

ECOLOGIA			
ESPECIES Y POBLACIONES		SIN PROYECTO	CAMBIO NETO
TERRESTRES	OPERACIÓN Y MANTENIMIENT		
Pastizales y praderas.			
Cosechas.			
Vegetacion Natural.	0.9	0.9	0
Especies Dañinas	0.95	0.9	0.7
Aves de caza continentales.			
ACUATICAS			
Pesquerias comerciales.			
Vegetacion Natural.	0.9	0.9	0
Especies Dañinas	7	12.6	-5.6
Pesca deportiva			
Aves acuaticas.	6	6	0
HABITATS Y COMUNIDADES			
TERRESTRES			
Cadenas alimentarias.	7	4.2	2.8
Uso de suelo.	2.4	2.4	0
Especies raras y en peligro			
Diversidad de especies.			
ACUATICAS			
Cadenas alimentarias.	6	4.8	1.2
Especies raras y en peligro			
Caracteristicas fluviales.			
Diversidad de especies.			
			-0.9

CONTAMINACION AMBIENTAL			
CONTAMINACION DEL AGUA	OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	SIN PROYECTO	CAMBIO NETO
Perdidas en las cuencas hidrograficas	8	7.5	0.5
D.B.O.	10	7.5	2.5
Oxigeno disuelto.	9.3	9.3	0
Coliformes fecales.	7.2	5.4	1.8
Carbon inorganico.			
Nitrogeno inorganico.			
Fosfato inorganico.			
Pesticidas.			
pH.	3.6	5.4	-1.8
Variaciones en el flujo de la corriente.			
Temperatura.			
Solidos disueltos totales.	5	7.5	-2.5
Sustancias toxicas.			
Turbidez	6	6	0
CONTAMINACION ADMOSFERICA			
Monoxido de carbono	1	1.5	-0.5
Hidrocarburos.	1	1.5	-0.5
Oxidos de nitrogeno.			
Particulas solidas.	3.6	3.6	0
Oxidantes fotoquimicos.			
Oxidos de azufre.			
Otros.			
CONTAMINACION DEL SUELO			
Uso de suelo.	4.2	5.6	-1.4
Erocion.	5.6	4.2	1.4
CONTAMINACION POR RUIDO			
Ruido.	1.2	0.8	0.4
			-0.6

ASPECTOS ESTETICOS			
SUELO	OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	SIN PROYECTO	CAMBIO NETO
Material geologico supervicial.			
Relieve y caracteristicas topograficos.	9.6	6.4	3.2
Extencion y alineaciones.			
AIRE			
Olor y visibilidad.			
Sonidos.	1	0.8	0.2
AGUA			
Presencia de agua.	4	4	0
Interface agua -tierra.	8	4.8	3.2
Olor y materiales flotantes.	0.6	2.4	-3
Area de superficie de agua.			
Margenes arboladas y geologicas.			
BIOTA			
Animales domesticos.	1.5	2	-3.5
Animales salvajes.			
Diversidad de tipos de vegetacion.			
Variedad detro de los tipos de vegetacion.			
OBJETOS ARTESANALES			
Objetos artesanales			
COMPOSICION			
Efectos de composicion.			
Elementos singlares.			
			0.1

ASPECTOS DE INTERES HUMANO			
	OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	SIN PROYECTO	CAMBIO NETO
VALORACIONES EDUCACIONALES Y CIENTIFICOS			
Arquelogico.			
Ecologico.	7.8	6.5	1.3
Geologico.			
Hidrologico.	6.6	7.7	1.1
VALORES HISTORICOS			
Arquitectura y estilos.			
Acontecimientos.			
Personajes.			
Religiosos y culturales.			
Frontera del oeste.			
CULTURAS			
Indios.			
Grupos etnicos.			
Grupos religiosos.			
SENSACIONES			
Admiracion.			
Aislamiento, soledad.			
Misterio.			
Integracion con la naturaleza.			
ESTILO DE VIDA			
Oportunidad de empleo.	2.6	1.3	1.3
Vivienda.			
Interacciones sociales.			
			3.7

	CAMBIO NETO	SEÑAL
ETAPA DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	2.3	
ECOLOGÍA	-0.9	
CONTAMINACION AMBIENT	-0.6	
ASPECTOS ESTETICOS	0.1	
ASPECTOS DE INTERES HUM	3.7	

10.18. INTERPRETACIÓN GRÁFICA DE LA MATRIZ CAUSA - EFECTO: (MÉTODO DE LEOPOLD)

Como se puede apreciar, los efectos negativos son de poca magnitud y sin mucha importancia, aunque en número son mayores que los positivos, éstos a su vez son de gran magnitud e importancia. Es por esta situación que, en el balance total, el proyecto propuesto resulta ser beneficioso sin realizar cambios en el medio ambiente.

10.19 DESCRIPCIÓN DE LOS EFECTOS AMBIENTALES IDENTIFICADOS

A) Fase de diseño de los componentes del sistema de agua potable

Para la captación, se realizará en la vertiente "Antiguo Ccollotaro y Ccoyaraqui", en donde se protegerá el área circundante para evitar su contaminación externa. Además, se ha descrito en la presente memoria las técnicas del mantenimiento y manejo de las unidades de captación.

Red de conducción: La conducción se ha proyectado por zonas de pequeños bosques con el fin de no dañar la ecología y conservar la reforestación natural de la franja de la conducción, se realizó el trazo paralelo a la línea de conducción existente.

Reservorio de agua potable: La selección del sitio se realizó previa a un análisis minucioso del medio ambiente que la rodea. La potabilización del agua ha sido estudiada muy prolijamente seleccionando las unidades de desinfección para que se realice un control de la calidad del agua que será distribuida a los habitantes de las comunidades, indicando un adecuado manejo y dosificación del cloro a utilizarse en la desinfección del agua, así como el control y manejo.

Red de distribución:

La distribución se ha diseñado y su ubicación se realiza en base de la técnica que existe para el efecto, previo al estudio de incidencia en el impacto social y económico de los habitantes; y sobre todo en relación con el medio ambiente de los usuarios de cada uno de las comunidades, esto en base de la incidencia del Agua Potable en la salud y mejoramiento de vida de los pobladores.

B) Fase de construcción

Durante la etapa de construcción los efectos ambientales negativos son de duración temporal, localizados en sitios específicos de carácter reversible que pueden ser atenuados con una

apropiada planificación el cronograma de trabajo y teniendo toda la precaución de no hacer ningún daño al medio ambiente en el cual se está realizando la unidad de construcción.

Los principales efectos ambientales que se producirán en la construcción del

Sistema de Agua Potable son:

Calidad del agua a captarse:

Para esto se realizó el estudio de la vertiente "antiguo Ccollotaro y Ccoyaraqui yo sectores" desde el sitio a captarse, con la finalidad de que no repercuta en la calidad y cantidad de agua que se verán afectados los habitantes, debido al movimiento de tierras que se producirá.

C) Fase de operación y mantenimiento

Durante la operación del sistema planteado, los efectos negativos identificados son localizados puntualmente.

Calidad de agua de la fuente a captarse:

La calidad del agua a captarse se verá afectada tanto en su calidad física, química y bacteriológica ya sea por el deterioro y reparación de las diferentes unidades del sistema o por la continua presencia del personal calificado que preste sus servicios para la operación y mantenimiento del mismo, como también por el embalse y su posterior vaciado de las diferentes unidades como consecuencia de las crecidas de invierno.

Se prevén riesgos a la salud de la persona encargada de la operación y funcionamiento del sistema, a causa de una defectuosa manipulación del cloro o por otros accidentes.

La salud pública puede ser afectada por una mala operación y mantenimiento que causaría fallas de operación que darían como resultado una baja calidad del agua tratada.

10.20 MITIGACIÓN, PREVENCIÓN Y COMPENSACIÓN DE IMPACTOS NEGATIVOS

Los resultados del proceso de evaluación de impacto ambiental no tendrían sentido a menos que en una etapa posterior se efectúe un análisis de las posibles soluciones a tomarse para lograr la eliminación de estos efectos, su mitigación o minimización o su compensación. A este tipo de acciones subsidiarias se las denomina en forma general "medidas correctoras", o "medidas de corrección".

Las medidas de mitigación tienden a minimizar los efectos negativos mediante la ejecución de una serie de acciones subsidiarias. Este tipo de medidas pueden ser aplicadas en cualquier

etapa de planificación en la que se encuentre el proyecto y pueden ser clasificadas en: técnicas, legislativas y en medidas de manejo.

Las medidas de prevención son aquellas que identifican impactos negativos, y se consideran para evitar que ellos sucedan a través de la realización de acciones subsidiarias al proyecto.

Las medidas de mitigación, prevención o compensación para el presente proyecto son:

- Analizar periódicamente la calidad del agua captada.
- Supervisar que en los sectores circundantes al sitio de captación no se produzca explotación de acuíferos.
- Establecer con el municipio un programa de protección de las microcuencas para evitar la tala de árboles y arbustos, así como emprender un plan de reforestación con especies nativas.
- El Municipio de Caicay deberá crear una ordenanza para sancionar a los usuarios que utilicen el agua potable para riego de sus propiedades.
- Realizar una capacitación periódica al personal que se encargará del mantenimiento de los sistemas.
- Realización de campañas de concientización y difusión para que los usuarios se integren al sistema de agua potable.

En el Sistema de Agua Potable

Cuadro 69: Vulnerabilidad – Abastecimiento de agua para las poblaciones

Amenaza	Componente Vulnerable	Grado De Vulnerabilidad				Medida correctora
		Nula	Baja	Media	Alta	
Falta de suministro de agua	Contaminación de las fuentes.		X			Implementación de un sistema de Monitoreo por junta (JASS) en las captaciones.
	Almacenamiento.		X			Implementación de un adecuado sistema de vigilancia y protección de las instalaciones. Por junta de poblaciones (JASS)
	Seguridad de las instalaciones.		X			Instalación de cercos perimétricos de seguridad.
	Red de distribución.		X			Posibilidad de utilización de nuevas fuentes de agua. Captación de aguas de la micro- cuenca Ccoyaraqui. Posibilidad de realización de obras de afianzamiento hídrico con planta de tratamiento de rio Vilcanota.

Cuadro 70: ***sistema de Tratamiento de agua residual.***

Amenaza	Componente Vulnerable	Grado De Vulnerabilidad				Medida correctora
		Nula	Baja	Media	Alta	
evacuación de aguas servidas al rio Vilcanota.	tanque IMHOFF		X			Reemplazo del sistema de tratamiento de aguas servidas, estabilización de talud, mayor seguridad en procesos constructivos .
	control del buen funcionamiento del tanque IMHOFF.		X			Capacitación continua del personal. Implementación de manual de operaciones mantenimiento del tanque IMHOFF.

10.20.1 Alternativas de solución para mitigar desastres

Vamos a considerar en el presupuesto para mitigación de desastres un muro de gaviones a la margen izquierda del rio, aumentar mayor altura al cause principal, evitar que los sólidos lleguen hasta el final del base de PTAR, más bien GENERAR MAYOR ALTURA DE SEPARACION DE LA PLATA DE TRATAMIENTO FRENTE AL RIO.

Cuadro 71: Presupuesto para Mitigacion de desastres.

PRESUPUESTO TOTAL MITIGACION DE DESASTRES.					
1.01	MITIGACION DE DESASTRES				710,000.00
01.01.01	Implementación de un plan de monitoreo periódico de biodiversidad en las microcuencas	glb	1.00	10000	10,000.00
01.01.02	Implementación de una infraestructura de educación de medidas de preventivas frente a peligros de contaminación e desastres.	glb	1.00	600000	600,000.00
01.01.03	Implementación e instalación. De políticas de control de calidad de operación y mantenimiento.	glb	1.00	20000	20,000.00
01.01.04	Acciones de control y planeamiento de respuestas frente a posibles roturas de tubería en la línea de conduccion, red de distribución de agua.	glb	1.00	20000	20,000.00
01.01.05	Acciones de control y planeamiento de respuestas frente a posibles roturas de tubería en la red de alcantarillado de aguas residuales.	glb	1.00	20000	20,000.00
01.01.06	Acciones de control y planeamiento de respuestas frente a posibles roturas de tubería en la red de alcantarillado de aguas pluviales.	glb	1.00	20000	20,000.00
01.01.07	Acciones de defensa contra posibles inundaciones al PTAR.	glb	1.00	20000	20,000.00
	PRESUPUESTO TOTAL MITIGACION DE DESASTRES PROYECTO DE SANEMIENTO DE COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARARUI				710,000.00

10.20.2 Alternativas de solución para mitigar impactos ambientales.

Vamos a considerar los siguientes **ítems** en el presupuesto para mitigación de impactos ambientales;

COSTO AMBIENTAL EN ETAPA DE EJECUCION
plan de manejo ambiental por componentes de obra
plan de monitoreo de ambiental por componentes de obra
plan de capacitación y educación ambiental por componentes de obra
plan de contingencia y seguridad de obra
plan de transporte y disposición de final de residuos de tuberías por componentes de obra
plan de abandono
MONITOREO ARQUEOLOGICO DE OBRA
ARQUEOLOGOS DURANTE LA EXCAVACIONES
carpeta de trámite y superación de INC
materiales, herramientas y gastos administrativos de INC
GUIA DE EDUCACION SOCIAL Y AMBIENTAL
elaboración de manual y capacitación ambiental
CAPACITACIONES PERIODICO POR CENTRO DE SALUD
capacitación de participantes.
KIT DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

PRESUPUESTO TOTAL MITIGACION DE IMPACTOS AMBIENTALES.					
1.01	COSTO AMBIENTAL EN ETAPA DE EJECUCION				182,000.00
01.01.01	plan de manejo ambiental por componentes de obra	glb	3	20000	60,000.00
01.01.02	plan de monitoreo de ambiental por componentes de obra	glb	3	10000	30,000.00
01.01.03	plan de capacitación y educación ambiental por componentes de obra	glb	3	5000	15,000.00
01.01.04	plan de contingencia y seguridad de obra	glb	1	50000	50,000.00
01.01.05	plan de transporte y disposición de final de residuos de tuberías por componentes de obra	glb	3	8500	25,500.00
01.01.06	plan de abandono	glb	1	1500	1,500.00
1.02	MONITOREO ARQUEOLOGICO DE OBRA				23,000.00
01.02.01	ARQUEOLOGOS DURANTE LA EXCAVACIONES	UND	2.00	2500	5,000.00
01.02.02	carpeta de trámite y superación de INC	glb	1	10000	10,000.00
01.02.03	materiales, herramientas y gastos administrativos de INC	glb	1	8000	8,000.00
1.03	GUIA DE EDUCACION SOCIAL Y AMBIENTAL				15,000.00
01.03.01	elaboración de manual y capacitación ambiental	glb	1.00	15000	15,000.00
1.04	CAPACITACIONES PERIODICO POR CENTRO DE SALUD				32000
01.04.01	capacitación de participantes.	glb	8	4000	32000
1.05	KIT DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO				50,962.12
01.05.01	kit de herramientas	und	1	15,378.12	15,378.12
01.05.02	kit de implementos de seguridad	und	1	35,584.00	35,584.00
	SUB TOTAL				302,962.12
	PRESUPUESTO TOTAL MITIGACION DE IMPACTOS AMBIENTALEES PROYECTO DE SANEMIENTO DE COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARARUI				302,962.12

CAPITULO XI

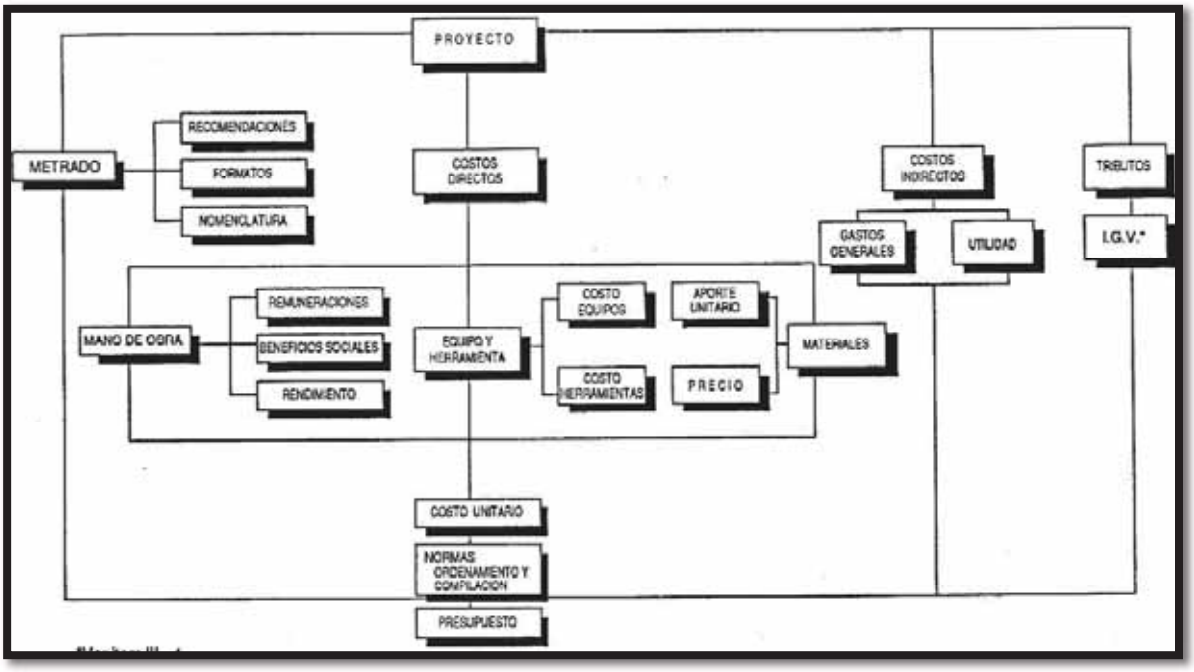
COSTO Y PRESUPUESTO DE OBRA

11.1 Generalidades

La construcción es una actividad de un variado y heterogéneo espectro de obras que pueden ser, desde la ejecución de un núcleo básico hasta una central hidroeléctrica, teniendo como una de sus principales características que se desarrolla en un determinado tiempo de acuerdo a la obra, la cual la hace vulnerable a los efectos inflacionarios de la economía del medio en que se desenvuelve.

Sin embargo, es denominador común en las obras de construcción la participación en el cálculo del presupuesto de obra de dos conceptos, los costos directos y de los costos indirectos.

Fuente: costo y presupuesto en edificación (CAPECO).



- Costos Directos. **-** El costo directo es la sumatoria de los costos de materiales, mano de obra (incluyendo leyes sociales), equipos, herramientas, y todos los elementos requeridos para la ejecución de una obra, y que se aplican a partidas determinadas.

- Costos Indirectos. - El costo indirecto es la suma de todos aquellos gastos que no pueden aplicarse a una partida determinada sino al conjunto de la obra y que comprenden, gastos

generales y utilidad. A su vez los gastos generales y utilidad. A su vez los gastos generales se subdividen en:

- gastos generales no relacionados con el tiempo de ejecución de la obra, (gastos de licitación, gastos en documentos de presentación, gastos de visita de obras), etc.
- gastos generales relacionados con el tiempo de ejecución de obra, (gastos de administración de obra: sueldos, y beneficios sociales del personal técnico administrativo, gastos financieros relativos al abra), etc.

11.2 METRADO Y PRESUPUESTO

Los metrados. - son procesos de cálculo que realiza un Ingeniero Civil u otro profesional para calcular Áreas y Volúmenes en un proyecto, los metrados son indispensables para la creación de expedientes técnicos y para realizar presupuestos.

Hablar de metrados en la Ingeniería Civil es cosa del día a día, los metrados son realmente importantes, en la etapa previa a la ejecución de un proyecto, de los metrados dependen fundamentalmente los presupuestos, por eso cuando hablamos de metrados automáticamente hablaremos de los presupuestos y por ende también de los costos.

Características de los Metrados:

1. Es la medición de las partidas a ejecutar dentro de un proyecto en términos de (longitudes, áreas, volúmenes, unidades, etc.)
2. Los metrados se basan en el diseño y en la topografía del proyecto.
3. Para realizar los metrados se necesitan formulas geométricas y aritméticas, generalmente son formulas sencillas.
4. Los metrados se realizan en la etapa del diseño del proyecto y se verifican en la obra.
5. Para realizar los metrados se necesitan de plantillas en Excel u otra herramienta para facilitar la medición y exactitud del cálculo.
6. Los metrados conjuntamente con los costos unitarios dan como resultado el Presupuesto de la Obra

Presupuesto. -Es un plan detallado, expresado en términos cuantitativos, que especifica como los recursos son obtenidos y usados durante un periodo de tiempo específico. El

presupuesto de un proyecto es la suma total de dinero asignado con el propósito de cubrir todos los gastos del proyecto durante un periodo de tiempo específico.

Características de los presupuestos:

a) Planificación

b) Facilidad de la comunicación y coordinación.

c) Asignación de recursos.

d) Control de utilidades y operaciones.

e) Evaluación de desempeño y proporción de incentivos.

NOTA: TODO METRADOS

11.3 FORMULAS POLINOMICAS

La fórmula polinómica es la representación matemática de la estructura de costos de un presupuesto y está constituida por una sumatoria de términos, denominados monomios, que consideran el porcentaje de incidencia y los principales elementos (materiales, mano de obra, equipo, gastos generales u otros recursos) que participan en el costo de la obra. Dicho de otra forma, es la representación matemática de las incidencias de los diversos aspectos materiales de una obra, una cuantificación de los efectos de un aspecto constructivo en el precio de la obra a través del tiempo. Este documento es uno de los ítems contenidos en el expediente técnico, su utilidad está en la capacidad de poder determinar las variaciones en los precios de cualquier partida o de cualquier presupuesto entre dos fechas distintas teniendo como base una serie de coeficientes llamados índices de influencia, los cuales son unidades decimales (a, b, c, d, e, etc.) y en una serie de monomios que conforman la parte principal de la fórmula polinómica.

Estos monomios son un cociente de unidades llamados índices unificados, cada índice es un indicador del precio de una determinada partida en un momento determinado. Los índices varían en el tiempo y son proporcionados por el INEI.

La fórmula polinómica tiene la forma

$$K = a\frac{Jr}{Jo} + b\frac{Mr}{Mo} + c\frac{Er}{Eo} + d\frac{Vr}{Vo} + e\frac{GUr}{GUo}$$

Donde a, b, c, d, e son índices de influencia y los monomios mostrados son los coeficientes de la fórmula polinómica en la cual los términos X_r son los índices unificados en la fecha que se desea evaluar y X_0 son los índices unificados de la fecha en la que se ha realizado el presupuesto.

Una fórmula polinómica puede tener de cuatro (4) a ocho (8) términos, pero por lo general tiene los cinco términos que se muestran en la imagen; estos términos representan respectivamente:

J : Mano de obra.

M : Materiales.

E : Equipos.

V : Varios.

GU: Gastos generales y utilidades.

Estos términos son proporcionados por el Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI), siendo que los valores son mensuales cuya variación es leve pero continua en el tiempo. El número máximo de fórmulas polinómicas a utilizar en una obra es de cuatro (4) mientras que el número máximo de fórmulas para un contrato es de ocho (8).

FORMULA POLINIMICA DE PROYECTO DE TESIS.

Fórmula Polinómica

Presupuesto	0702016 "AMPLIACION Y MEJORAMIENTO INTEGRAL DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DESAGUE EN LAS COMUNIDADES DE CCOLLOTARO Y CCOYARAQUI DEL DISTRITO DE CAICAY. PROVINCIA DE PAUCARTAMBO.REGION-CUSCO"
Fecha Presupuesto	27/07/2019
Moneda	NUEVOS SOLES
Ubicación Geográfica	081102 CUSCO - PAUCARTAMBO - CAICAY

K = 0.290*(MOr / MOo) + 0.280*(Ir / Io) + 0.152*(MAr / MAo) + 0.108*(Ar / Ao) + 0.059*(Dr / Do) + 0.059*(Cr / Co) + 0.052*(Tr / To)

Monom	Factor	(%)	Símbolo	Indice	Descripción
1	0.290	100.000	MO	47	MANO DE OBRA INC. LEYES SOCIALES
2	0.280	100.000	I	39	INDICE GENERAL DE PRECIOS AL CONSUMIDOR
3	0.152	100.000	MA	48	MAQUINARIA Y EQUIPO NACIONAL
4	0.108	100.000	A	03	ACERO DE CONSTRUCCION CORRUGADO
5	0.059	100.000	D	30	DOLAR (GENERAL PONDERADO)
6	0.059	100.000	C	21	CEMENTO PORTLAND TIPO I
7	0.052	100.000	T	72	TUBERIA DE PVC PARA AGUA

11.4 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

El APU (Análisis de Precios Unitarios) es un modelo matemático que adelanta el resultado, expresado en moneda, de una situación relacionada con una actividad sometida a estudio. También es una unidad dentro del concepto "Costo de Obra", ya que una Obra puede contener varios Presupuestos. El "Presupuesto" es la suma del producto "Precio Unitario" * "Cantidad".

Cada "Presupuesto" contiene uno o varias "Partidas". La "Partida" se puede definir como "actividad a realizar" y en casos, por ejemplo, "saneamiento de Obras Civiles" tiene en gran medida su especificación en la Norma: "Reglamento nacional de edificaciones 2017 actualizado", en donde se indican su alcance, su unidad de medición y otras características importantes que son tomadas en cuenta en el Análisis de Precio. Cada "Partida" tiene asociado un Precio Unitario "PU". Para conocer el "PU" se debe aplicar la metodología aquí expuesta y está resultará en un "Análisis de Precio Unitario" (APU). En otras palabras, el "Precio Unitario" es el resultado de la aplicación del Método explicado en este trabajo y la "Cantidad" es la cantidad de obra a ejecutar discriminada por actividad, es decir, Partida. El APU está sometido al tiempo (se debe indicar la fecha del análisis ya que por inflación pueden variar los precios de los insumos de una fecha a otra), al espacio (se debe indicar el lugar geográfico donde se realiza la actividad a analizar, ya que los precios de los insumos pueden variar de un lugar a otro; y conceptualizar las dimensiones de lo que se va a construir porque la logística a aplicar es distinta al construir 2 reservorios que al construir 200 reservorios) y a las condiciones del entorno (proveedores y características, usuario y características, normativa vigente) donde se realiza la Obra. La mano de Obra suele estar anclada a un Tabulador de Salarios, elemento que se deriva de una Convención Colectiva. De esta también se desprende el Factor de Costos asociados al Salario, concepto que se explorará un poco más adelante. El Analista también influye sobre algunos detalles que pueden ser de mucha importancia en los resultados finales, ya que su criterio al analizar la actividad estará presente constantemente.

Este modelo matemático se basa en la agrupación de los componentes discriminados en 3 renglones: Materiales, Equipos y Mano de Obra. A pesar de ser un modelo matemático, que sugiere ser objetivo, desligado de sentimientos y otras influencias, incluye conceptos como el de "Rendimiento" que se entiende como: "la cantidad de obra realizada en un día, con el personal indicado, utilizando las herramientas y equipos indicados, en algunos casos son totalmente discrecionales y sometidos a cualquier clase de influencia, sobretodo en actividades no documentadas o no estudiadas. Análogamente, se incluyen el "Factor de Rendimiento" que pondera los renglones de Equipos y Mano de Obra para racionalizarlos, Porcentajes de Costo Indirecto e Impuestos. Existe también la situación en donde se utilice el rendimiento para "llegar" a un precio deseado. Un aspecto de importancia es la unidad en que se expresan:

11.5 PROGRAMACIÓN DE OBRAS PERT-CPM Y GANTT

Permite calcular el tiempo de duración y la secuencia de cada una de las actividades que componen el proyecto, a través de un sistema de barras y grafos.

- SISTEMA GANTT. - Este sistema permite visualizar el proyecto con claridad y concisión, sea pequeño o moderadamente grande el proyecto, asimismo permite convertir un diagrama de flechas en un diagrama Gantt después de haberse determinado la ruta crítica.

En este sistema las actividades son considerables aisladas unas de otras sin tomar en cuenta sus interrelaciones, así también se considera de igual importancia todas las actividades lo que demanda una supervisión constante de ellas.

Mediante el diagrama de Gantt se puede conocer los requerimientos de materiales, herramientas, mano de obra y el flujo de caja mensualmente; este hecho da lugar al aprovisionamiento de los insumos necesarios para la fecha de inicio de cada actividad.

En resumen, para la planificación de actividades relativamente simples, el gráfico de Gantt representa un instrumento de bajo costo y extrema simplicidad en su utilización, El diagrama de Gantt consiste en una representación gráfica sobre dos ejes; en el vertical se disponen las tareas del proyecto y en el horizontal se representa el tiempo. Para proyectos complejos, sus limitaciones son bastantes serias, y fueron éstas las que llevaron a ensayos que dieron como resultado el desarrollo del CPM, el PERT y otras técnicas conexas. Estas técnicas introdujeron nuevos conceptos que, asociados más tarde a los de los gráficos de Gantt, dieron origen a las denominadas "redes-cronogramas".

- SISTEMA PERT-CPM. -

Es combinados para la planificación de los proyectos mediante la representación gráfica de todas las actividades que intervienen en los mismos, relacionándolas y coordinándolas con las exigencias dadas.

La duración de cada tarea es estudiada en forma probalístico y determinística, investigando simultáneamente las actividades dominantes. Este sistema permite conocer las actividades críticas, cuyo retraso (de cualquiera de ellas) retrasara en la misma medida la ejecución del proyecto asimismo se puede identificar las actividades no críticas y el tiempo de holgura disponible si se demora. Este sistema muestra la planificación y programación optima del proyecto a costo total mínimo de duración óptima.

11.6 FORMULACIÓN Y EVALUACIÓN

11.6.1 Horizonte de evaluación

El horizonte de evaluación de un proyecto de Saneamiento básico rural es de 25 años.

11.6.2 ESTIMACIÓN DE LA DEMANDA

11.6.1 Principales parámetros y supuestos considerados para la proyección de la demanda de agua y alcantarillado.

- **Procedimiento de determinación de La demanda**:

- Dotación de agua: 100 lt/hab./día.

- Población Total: La población total del área de influencia del proyecto es de 600 habitantes, correspondiente a 100 familias a razón de 6 habitantes promedio por vivienda que serán atendidas en un 100%.

- Tasa de crecimiento de 2.2 % (OMS).

- Finalmente, para estimar el requerimiento total de agua, utilizamos los factores establecidos Vivienda para determinar la Demanda Máxima Diaria (DMD) en 1.30 y Demanda Máxima Horaria (DMH) en 2.00.

a. Agua Potable

CUADRO 01: ANALISIS DE LA DEMANDA SISTEMA DE AGUA

CARACTERISTICAS GENERALES		
Variables obtenidos y supuestos	**Cantidad**	**Unidad**
Población	600	hab
Tasa crecim. Poblacional anual promedio	2.20%	anual
N° de miembros por familia (personas)	6	hab
N° de familias benefciadas	100	hab
Consumo per capita	100	lts/h/d
Consumo por racionamiento	0	lts/h/d
Pérdidas físicas año 1-20 = K	0%	
Coberturas del servicio Año 0	50%	
Coberturas del servicio Año 1	100%	
Coberturas del servicio Año 25	100%	
Perdidas físicas Sistema Antiguo	35%	
FACTOR K1 (Dem. Max. Diaria)	1.3	
FACTOR K2 (Dem. Max. Horaria)	2	

CUADRO 02: PROYECCION DE LA POBLACION

Información para Proyectar la Demanda de Agua Potable				
Año	Cobertura conexiones (%)	N° miembros de familia	Consumo por habitante (lts /h/d)	Pérdidas de agua
0	50%	6	57	35%
1	100%	6	100	0%
2	100%	6	100	0%
3	100%	6	100	0%
4	100%	6	100	0%
5	100%	6	100	0%
6	100%	6	100	0%
7	100%	6	100	0%
8	100%	6	100	0%
9	100%	6	100	0%
10	100%	6	100	0%
11	100%	6	100	0%
12	100%	6	100	0%
13	100%	6	100	0%
14	100%	6	100	0%
15	100%	6	100	0%
16	100%	6	100	0%
17	100%	6	100	0%
18	100%	6	100	0%
19	100%	6	100	0%
20	100%	6	100	0%
21	100%	6	100	0%
22	100%	6	100	0%
23	100%	6	100	0%
24	100%	6	100	0%
25	100%	6	100	0%

Con el proyecto se atenderá con el sistema de agua potable al 100% de la población.

CUADRO N° 03: CALCULO DE LA DEMANDA DE AGUA POTABLE DEL PROYECTO

cuadro 4.4.4.5 Cálculo de la Demanda de Agua

Año (1)	Población (2)	Cobertura con conexiones (%) (3)	Población servida a conexiones (hab) (4)=(2x3)	N° miembros por familia (5)	N° conexiones (6)=(4/5)	Consumo por habitante (lts /hab/d) (7)	CONSUMO DE AGUA			Pérdidas de agua (11)	Demanda de producción de agua			Demanda máxima diaria (14)xK1	Demanda máxima horaria (14)xK2
							litro/día (8)=(4x7)	m3/año (9)=(8)x365/1000	lts /s eg (10)=(8)/86400		litro/día (12)=(8)/K	m3/año (13)=(9)/K	lts /s eg (14)=(10)/K	lts /s eg	lts /s eg
0	600	50%	300	6	50	57	17,100	6,242	0.20	35%	26,308	9,602	0.30	0.40	0.61
1	613	100%	613	6	102	100	61,320	22,382	0.71	0%	61,320	22,382	0.71	0.92	1.42
2	627	100%	627	6	104	100	62,669	22,874	0.73	0%	62,669	22,874	0.73	0.94	1.45
3	640	100%	640	6	107	100	64,048	23,377	0.74	0%	64,048	23,377	0.74	0.96	1.48
4	655	100%	655	6	109	100	65,457	23,892	0.76	0%	65,457	23,892	0.76	0.98	1.52
5	669	100%	669	6	111	100	66,897	24,417	0.77	0%	66,897	24,417	0.77	1.01	1.55
6	684	100%	684	6	114	100	68,369	24,955	0.79	0%	68,369	24,955	0.79	1.03	1.58
7	699	100%	699	6	116	100	69,873	25,504	0.81	0%	69,873	25,504	0.81	1.05	1.62
8	714	100%	714	6	119	100	71,410	26,065	0.83	0%	71,410	26,065	0.83	1.07	1.65
9	730	100%	730	6	122	100	72,981	26,638	0.84	0%	72,981	26,638	0.84	1.10	1.69
10	746	100%	746	6	124	100	74,586	27,224	0.86	0%	74,586	27,224	0.86	1.12	1.73
11	762	100%	762	6	127	100	76,227	27,823	0.88	0%	76,227	27,823	0.88	1.15	1.76
12	779	100%	779	6	130	100	77,904	28,435	0.90	0%	77,904	28,435	0.90	1.17	1.80
13	796	100%	796	6	133	100	79,618	29,061	0.92	0%	79,618	29,061	0.92	1.20	1.84
14	814	100%	814	6	136	100	81,370	29,700	0.94	0%	81,370	29,700	0.94	1.22	1.88
15	832	100%	832	6	139	100	83,160	30,353	0.96	0%	83,160	30,353	0.96	1.25	1.93
16	850	100%	850	6	142	100	84,990	31,021	0.98	0%	84,990	31,021	0.98	1.28	1.97
17	869	100%	869	6	145	100	86,859	31,704	1.01	0%	86,859	31,704	1.01	1.31	2.01
18	888	100%	888	6	148	100	88,770	32,401	1.03	0%	88,770	32,401	1.03	1.34	2.05
19	907	100%	907	6	151	100	90,723	33,114	1.05	0%	90,723	33,114	1.05	1.37	2.10
20	927	100%	927	6	155	100	92,719	33,842	1.07	0%	92,719	33,842	1.07	1.40	2.15
21	948	100%	948	6	158	100	94,759	34,587	1.10	0%	94,759	34,587	1.10	1.43	2.19
22	968	100%	968	6	161	100	96,844	35,348	1.12	0%	96,844	35,348	1.12	1.46	2.24
23	990	100%	990	6	165	100	98,974	36,126	1.15	0%	98,974	36,126	1.15	1.49	2.29
24	1,012	100%	1,012	6	169	100	101,152	36,920	1.17	0%	101,152	36,920	1.17	1.52	2.34
25	1,034	100%	1,034	6	172	100	103,377	37,733	1.20	0%	103,377	37,733	1.20	1.56	2.39

Elaboración equipo de TESIS

b. Eliminación de Excretas:

Actualmente los pobladores del área de influencia de proyecto carecen de un adecuado sistema de eliminación de excretas y aguas residuales, se estima que, concluida la implementación del presente Proyecto de Tesis, el 100% de la población será beneficiaria.

CUADRO 04: ANALISIS DE LA DEMANDA SISTEMA DE ALCANTARILLADO

CARACTERISTICAS GENERALES	
N° DE FAMILIAS BENEFICIADAS	100
N° DE MIEMBROS POR FAMILIA	6.00
TASA DE CRECIMIENTO	2.20%
POBLACION	600
CONSUMO PERCAPITA L/HAB/DIA	100
PERDIDAS FIJAS	0%
FACTOR K1 (Dem. Max. Horaria)	1.3
FACTOR K2 (Dem. Max. Diaria)	2
PORCENTAJE DE CONTRIBUCION AGUAS NEGRAS	80%
POBLACION SERVIDA	600
COBERTURA	
COBERTURA AÑO 0	0%
COBERTURA AÑO 2020	100%
DEMANDA DE COBERTURA AÑO 2039	100%

Elaboración equipo de TESIS

CUADRO 05: DEMANDA DE ALCANTARILLADO

Año	Población (1)	Cobertura con conexiones (%) (2)	Población servida a conexion	N° miembros por familia (4)	Viviendas Servidas (5)=(3/4)	Consumo por habitante (lts /hab/d) (6)	% Contrib. Aguas Negras	Flujo de desague por habitante			Flujos Promedios de Desague			Flujo Maximo Horario Desague	
								litro/día (8)=(6x7)	m3/año (9)=(8)x365/1000	lts /s eg (10)=(8)/86400	litro/día (12)=(8)x(3)	m3/año (13)=(9)x(3)	lts /s eg (14)=(10)x(3)	m3/año (15)=(13)x(1.8)	lts /s eg (16)=(14)x(1.8)
0	600	0%	0	6.00	0	100	80%	80	29	0.00093	0	0	0.00	0	0.000
1	613	100%	613	6.00	102	100	80%	80	29	0.00093	49,056	17,905	0.57	35,810.88	1.136
2	627	100%	627	6.00	104	100	80%	80	29	0.00093	50,135	18,299	0.58	36,598.72	1.161
3	640	100%	640	6.00	107	100	80%	80	29	0.00093	51,238	18,702	0.59	37,403.89	1.186
4	655	100%	655	6.00	109	100	80%	80	29	0.00093	52,365	19,113	0.61	38,226.78	1.212
5	669	100%	669	6.00	111	100	80%	80	29	0.00093	53,517	19,534	0.62	39,067.77	1.239
6	684	100%	684	6.00	114	100	80%	80	29	0.00093	54,695	19,964	0.63	39,927.26	1.266
7	699	100%	699	6.00	116	100	80%	80	29	0.00093	55,898	20,403	0.65	40,805.66	1.294
8	714	100%	714	6.00	119	100	80%	80	29	0.00093	57,128	20,852	0.66	41,703.38	1.322
9	730	100%	730	6.00	122	100	80%	80	29	0.00093	58,385	21,310	0.68	42,620.86	1.351
10	746	100%	746	6.00	124	100	80%	80	29	0.00093	59,669	21,779	0.69	43,558.51	1.381
11	762	100%	762	6.00	127	100	80%	80	29	0.00093	60,982	22,258	0.71	44,516.80	1.412
12	779	100%	779	6.00	130	100	80%	80	29	0.00093	62,324	22,748	0.72	45,496.17	1.443
13	796	100%	796	6.00	133	100	80%	80	29	0.00093	63,695	23,249	0.74	46,497.09	1.474
14	814	100%	814	6.00	136	100	80%	80	29	0.00093	65,096	23,760	0.75	47,520.02	1.507
15	832	100%	832	6.00	139	100	80%	80	29	0.00093	66,528	24,283	0.77	48,565.46	1.540
16	850	100%	850	6.00	142	100	80%	80	29	0.00093	67,992	24,817	0.79	49,633.90	1.574
17	869	100%	869	6.00	145	100	80%	80	29	0.00093	69,487	25,363	0.80	50,725.85	1.609
18	888	100%	888	6.00	148	100	80%	80	29	0.00093	71,016	25,921	0.82	51,841.82	1.644
19	907	100%	907	6.00	151	100	80%	80	29	0.00093	72,579	26,491	0.84	52,982.34	1.680
20	927	100%	927	6.00	155	100	80%	80	29	0.00093	74,175	27,074	0.86	54,147.95	1.717
21	948	100%	948	6.00	158	100	80%	80	29	0.00093	75,807	27,670	0.88	55,339.20	1.755
22	968	100%	968	6.00	161	100	80%	80	29	0.00093	77,475	28,278	0.90	56,556.67	1.793
23	990	100%	990	6.00	165	100	80%	80	29	0.00093	79,179	28,900	0.92	57,800.91	1.833
24	1,012	100%	1,012	6.00	169	100	80%	80	29	0.00093	80,921	29,536	0.94	59,072.53	1.873
25	1,034	100%	1,034	6.00	172	100	80%	80	29	0.00093	82,702	30,186	0.96	60,372.13	1.914

Elaboracion equipo de TESIS

ANÁLISIS DE LA OFERTA

- **Análisis de la Oferta del Sistema de Agua Potable**

CUADRO 06: OFERTA DE AGUA SIN PROYECTO

OFERTA DE AGUA SIN PROYECTO				
Año	Cobertura conexiones (%)	N° miembros de familia	oferta	Pérdidas de agua
0	50%	6	0.40	35%
1	100%	6	0.80	20%
2	100%	6	0.80	20%
3	100%	6	0.80	20%
4	100%	6	0.80	20%
5	100%	6	0.80	20%
6	100%	6	0.80	20%
7	100%	6	0.80	20%
8	100%	6	0.80	20%
9	100%	6	0.80	20%
10	100%	6	0.80	20%
11	100%	6	0.80	20%
12	100%	6	0.80	20%
13	100%	6	0.80	20%
14	100%	6	0.80	20%
15	100%	6	0.80	20%
16	100%	6	0.80	20%
17	100%	6	0.80	20%
18	100%	6	0.80	20%
19	100%	6	0.80	20%
20	100%	6	0.80	20%
21	200%	6	0.80	20%
22	300%	6	0.80	20%
23	400%	6	0.80	20%
24	500%	6	0.80	20%
25	600%	6	0.80	20%

Elaboración equipo de TESIS

- **Oferta de Letrinas**

En la situación actual las comunidades no cuentan con el sistema de alcantarillado, por lo que la oferta actual es cero.

CUADRO 07: OFERTA DE ALCANTARILLADO SIN PROYECTO

	Población (1)	Cobertura con conexiones (%) (2)	Población servida a conexiones (hab) (3)=(1x2)	Nº miembros por familia (4)	Viviendas Servidas (5)=(3/4)
0	600	0.00%	0	6.00	0
1	613	0.00%	0	6.00	0
2	627	0.00%	0	6.00	0
3	640	0.00%	0	6.00	0
4	655	0.00%	0	6.00	0
5	669	0.00%	0	6.00	0
6	684	0.00%	0	6.00	0
7	699	0.00%	0	6.00	0
8	714	0.00%	0	6.00	0
9	730	0.00%	0	6.00	0
10	746	0.00%	0	6.00	0
11	762	0.00%	0	6.00	0
12	779	0.00%	0	6.00	0
13	796	0.00%	0	6.00	0
14	814	0.00%	0	6.00	0
15	832	0.00%	0	6.00	0
16	850	0.00%	0	6.00	0
17	869	0.00%	0	6.00	0
18	888	0.00%	0	6.00	0
19	907	0.00%	0	6.00	0
20	927	0.00%	0	6.00	0
21	948	0.00%	0	6.00	0
22	968	0.00%	0	6.00	0
23	990	0.00%	0	6.00	0
24	1,012	0.00%	0	6.00	0
25	1,034	0.00%	0	6.00	0

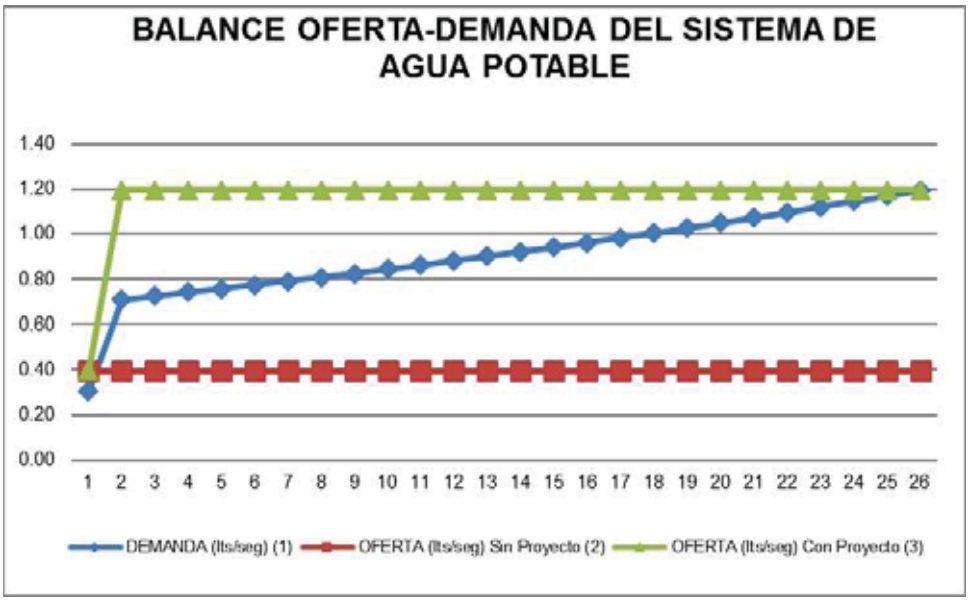
BALANCE OFERTA DEMANDA

BALANCE OFERTA DEMANDA DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE

CUADRO Nº 08

CUADRO 4.4.4.4 BALANCE OFERTA DEMANDA DE AGUA POTABLE					
AÑO	DEMANDA (lts/seg) (1)	OFERTA (lts/seg)		BALANCE OFERTA DEMANDA (lts/seg)	
		Sin Proyecto (2)	Con Proyecto (3)	Sin Proyecto (2)-(1)	Con Proyecto (3)-(1)
0	0.30	0.40	0.40	0.09	0.09
1	0.71	0.40	1.20	-0.31	0.49
2	0.73	0.40	1.20	-0.33	0.47
3	0.74	0.40	1.20	-0.35	0.46
4	0.76	0.40	1.20	-0.36	0.44
5	0.77	0.40	1.20	-0.38	0.42
6	0.79	0.40	1.20	-0.40	0.41
7	0.81	0.40	1.20	-0.41	0.39
8	0.83	0.40	1.20	-0.43	0.37
9	0.84	0.40	1.20	-0.45	0.35
10	0.86	0.40	1.20	-0.47	0.33
11	0.88	0.40	1.20	-0.49	0.31
12	0.90	0.40	1.20	-0.51	0.29
13	0.92	0.40	1.20	-0.53	0.27
14	0.94	0.40	1.20	-0.55	0.25
15	0.96	0.40	1.20	-0.57	0.23
16	0.98	0.40	1.20	-0.59	0.21
17	1.01	0.40	1.20	-0.61	0.19
18	1.03	0.40	1.20	-0.63	0.17
19	1.05	0.40	1.20	-0.65	0.15
20	1.07	0.40	1.20	-0.68	0.12
21	1.10	0.40	1.20	-0.70	0.10
22	1.12	0.40	1.20	-0.73	0.08
23	1.15	0.40	1.20	-0.75	0.05
24	1.17	0.40	1.20	-0.77	0.03
25	1.20	0.40	1.20	-0.80	0.00

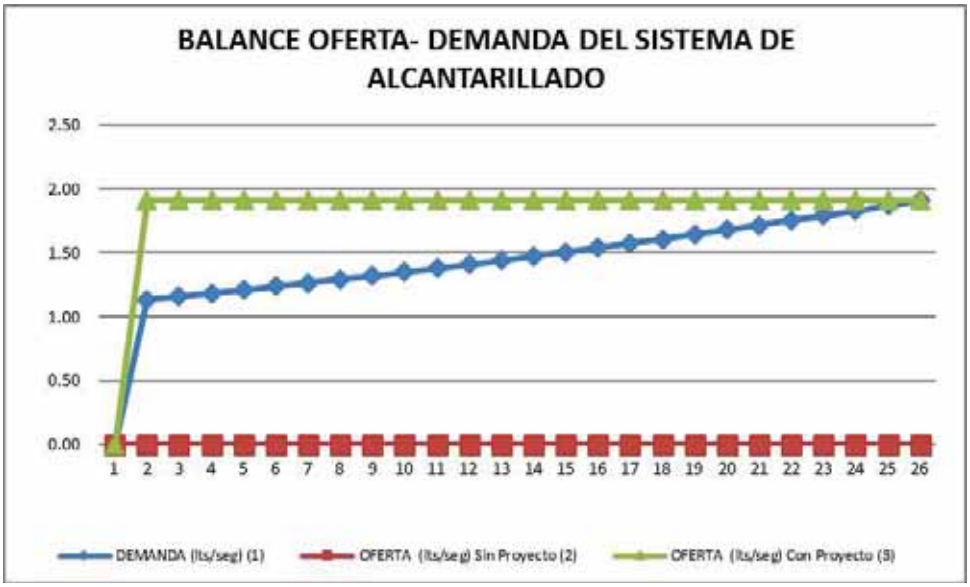
GRAFICO 04



BRECHA BALANCE OFERTA DEMANDA DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.
CUADRO Nº 09

AÑO	DEMANDA (lts/seg) (1)	OFERTA (lts/seg)		BALANCE OFERTA DEMANDA (lts/seg)	
		Sin Proyecto (2)	Con Proyecto (3)	Sin Proyecto (2)-(1)	Con Proyecto (3)-(1)
0	0.00	0.00	0.00		
1	1.13	0.00	10.11	-1.13	8.98
2	1.14	0.00	10.11	-1.14	8.96
3	1.16	0.00	10.11	-1.16	8.94
4	1.18	0.00	10.11	-1.18	8.93
5	1.20	0.00	10.11	-1.20	8.91
6	1.21	0.00	10.11	-1.21	8.89
7	1.23	0.00	10.11	-1.23	8.88
8	1.25	0.00	10.11	-1.25	8.86
9	1.27	0.00	10.11	-1.27	8.84
10	1.29	0.00	10.11	-1.29	8.82
11	1.30	0.00	10.11	-1.30	8.80
12	1.32	0.00	10.11	-1.32	8.78
13	1.34	0.00	10.11	-1.34	8.76
14	1.36	0.00	10.11	-1.36	8.74
15	1.38	0.00	10.11	-1.38	8.72
16	1.40	0.00	10.11	-1.40	8.70
17	1.42	0.00	10.11	-1.42	8.68
18	1.44	0.00	10.11	-1.44	8.66
19	1.47	0.00	10.11	-1.47	8.64
20	1.49	0.00	10.11	-1.49	8.62

GRAFICO 05



OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO.

COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO SIN PROYECTO

CUADRO Nº 01

COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO EN SITUACION SIN PROYECTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE							
Descripción	N° de Personas	Unidad	Metrado	P.U.	Costo a Precios de Mercado	Factor de Corrección	Costo a Precios Sociales (S/.)
COSTO DE OPERACIÓN							
1. Peones (operación de sistema de agua potable)	30	Mes	12,00	1,00	360,00	0,630	226,80
COSTOS DE MANTENIMIENTO RUTINARIO							
2. Herramientas varios		GLB	1,00	50,00	50,00	0,847	42,35
3. Accesorios (valvulas, tubos, tapas de concreto)		GLB	1,00	100,00	100,00	0,847	84,70
TOTAL					510,00		353,85

Costos en la situación "Con Proyecto" a Precios de Mercado.

A continuación, se muestra el desagregado de los costos a precios de mercado de cada una de las alternativas propuestas:

- Costos de Inversión del Proyecto

CUADRO Nº 02
COSTOS DE INVERSIÓN DEL PROYECTO - ALTERNATIVA 1

TOTAL COSTOS DE INVERSION A PRECIOS DE MERCADO ALTERNATIVA 01				
DESCRIPCION	**MEDIDA UNIDAD**	**CANTIDAD**	**PRECIO UNITARIO S/.**	**COSTO TOTAL S/.**
Instalación del Sistema de Agua Potable	GLB	1.00	2,433,186.61	2,433,186.61
Instalacion del Sistema de AlcantarilladO Residual y Alcantarillad	GLB	1.00	1,169,236.33	1,169,236.33
sistema de tratamiento de aguas residuales	GLB	1.00	734,663.54	734,663.54
Adecuada Educación Sanitaria y Ambiental	GLB	1.00	9,500.00	9,500.00
COSTO DIRECTO TOTAL				**4,346,586.48**
Gastos Generales (17.0074%)	GLB	1.00		739,263.09
Utilidades (10%)	GLB	1.00		434,658.65
subtotal				5,520,508.22
IGV (18%)				993,691.48
Elaboración de Expediente Técnico (2%)	Doc	1.00		86,931.73
Gastos de Inspección (3%)	GLB	1.00		217,329.32
Gastos de Liquidación Técnico - Financiera (2%)	GLB	1.00		86,931.73
TOTAL PRESUPUESTO				**6,905,392.48**

Elaboración equipo consultor.

- Costos de operación y mantenimiento con proyecto.

CUADRO Nº 04
COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO SISTEMA DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO
ALTERNATIVAS 1

COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO EN SITUACION CON PROYECTO ALTERNATIVA 01 - ALTERNATIVA 02						
PARTIDA	**Nº conexiones**	**UNIDAD**	**METRADO**	**P.U.**	**PRECIO**	**PRECIO SOCIAL**
COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO						
1. Pago por derechos de administración, operación y mantenimiento del servicio de agua potable	100	MES	12.00	S/. 1.00	S/. 1,200.00	S/. 1,016.40
2. Pago por derechos de administración, operación y mantenimiento del servicio de alcantarillado	100	MES	12.00	S/. 1.00	S/. 1,200.00	S/. 1,016.40
3. Pago por derechos de administración, operación y mantenimiento del servicio de PTAR	100	MES	12.00	S/. 1.00	S/. 1,200.00	S/. 1,016.40
TOTAL					**S/. 2,400.00**	**S/. 3,049.20**

Nota: una vez ejecutado el proyecto, la JAAS de la comunidad se encargará de la administración, operación y mantenimiento, tanto del sistema de agua potable como del sistema de alcantarillado, para lo cual los beneficiarios tendran que pagar los derechos del mismo en forma mensual.

FUENTE DE FINANCIAMIENTO

La fuente de financiamiento será el ministro de vivienda construcción y saneamioento, con recursos determinados.

Recursos ordinarios	☐
Recursos directamente recaudados	☐
Recursos por operaciones oficiales de crédito	☐
Donaciones y transferencias	
Recursos determinados	☑

EVALUACIÓN SOCIAL

BENEFICIOS SOCIALES

Los beneficios directos del proyecto, cuantificables monetariamente son la mayor disponibilidad del servicio, calculado a través del excedente del consumidor. Y el mayor beneficio atribuible al proyecto es el consumo de agua potable por parte de la población, que incide directamente en la disminución de enfermedades relacionadas al consumo de agua de mala calidad y una correspondiente mejora en el nivel de vida de los pobladores.

- **Estimación de Demanda**

ANALISIS DE BENEFICIOS CUANDO TODOS ESTAN CONECTADOS		
Consumo de racionamiento (m^3/mes/vivi.)	15.48	Q1
Precio /m3 por consumo de racionamiento	12.00	P1
Consumo con racionamiento de los conectados al sistema (m3/mes/vivi.) Cr =	15.48	Cr<Cs
Consumo de saturación con tarifa marginal cero de los conectados Cs =	37.80	Q2 m^3/fam./mes
Precio /m3 de los conectados por consumo de saturación marginal	0	P2

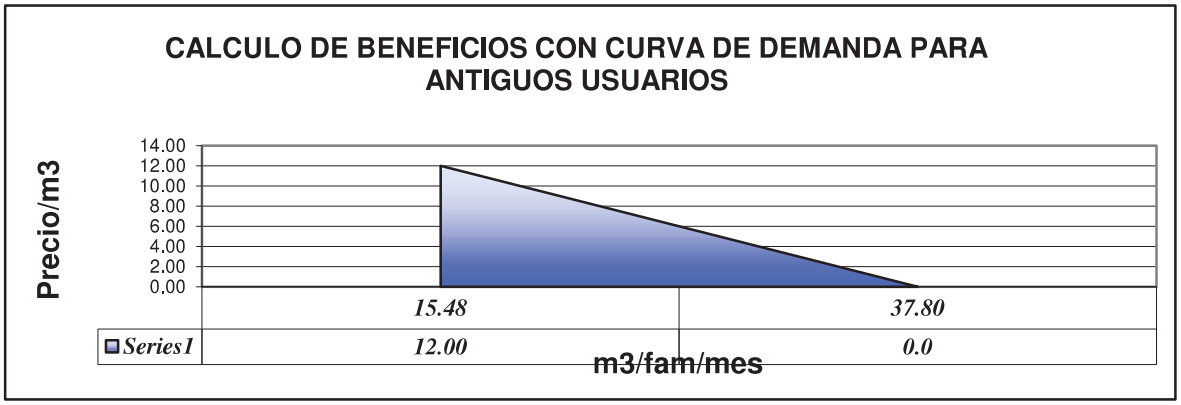
Curva de la Demanda y Beneficios Económicos para Usuarios Antiguos			
1. Estimación de la curva de demanda de agua			
Variable cantidad	**Usuarios Antiguos**		**Variable precio**
	Q(m3 /fam. /mes)	**Precio mensual (S/.)**	
Consumo de racionamiento (m^3/mes/vivi.)	15.48	12.00	Valor que pagan actualmente los beneficiarios del sistema
Consumo de saturación con tarifa marginal cero (m3/mes/vivi.)	37.80	0.0	

2. Estimación de los beneficios usuarios antiguos			
2.1 Beneficios por incremento del consumo de agua (S/. /fam/mes)			**133.92**

COSTOS SOCIALES

Costos en la situación "Con Proyecto" a Precios Sociales.

Costos de Inversión del Proyecto



CUADRO Nº 04

COSTOS PRECIOS SOCIALES- ALTERNATIVA 1

TOTAL COSTOS DE INVERSION A PRECIOS DE MERCADO ALTERNATIVA 01

DESCRIPCION	MEDIDA UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO S/.	COSTO TOTAL S/.
Instalación del Sistema de Agua Potable	GLB	1.00	2,433,186.61	2,433,186.61
Instalacion del Sistema de AlcantarilladO Residual y Alcantarillad	GLB	1.00	1,169,236.33	1,169,236.33
sistema de tratamiento de aguas residuales	GLB	1.00	734,663.54	734,663.54
Adecuada Educación Sanitaria y Ambiental	GLB	1.00	9,500.00	9,500.00
COSTO DIRECTO TOTAL				**4,346,586.48**
Gastos Generales (17.0074%)	GLB	1.00		739,263.09
Utilidades (10%)	GLB	1.00		434,658.65
subtotal				5,520,508.22
IGV (18%)				993,691.48
Elaboración de Expediente Técnico (2%)	Doc	1.00		86,931.73
Gastos de Inspección (3%)	GLB	1.00		217,329.32
Gastos de Liquidación Técnico - Financiera (2%)	GLB	1.00		86,931.73
TOTAL PRESUPUESTO				**6,905,392.48**

11.6.3 INDICADORES DE RENTABILIDAD SOCIAL DEL PROYECTO

Evaluación Social Componente Agua Potable

Los beneficios anuales totales, del componente agua potable se muestran en el siguiente cuadro:

CUADRO Nº 06

ESTIMACION DE BENEFICIOS DEL SISTEMA AGUA POTABLE

Año (1)	Población Servida Conexiones (hab) (2)	Nº miembros de familia (3)	Nº conexiones (4)=(2)/(3)	Nº viviendas conectadas		Beneficios por conexión (S/. /fam/mes)		Beneficios total por año (S/.)		
				Antiguas (5)	Nuevas (6)=(4)-(5)	Antiguas (7)	Nuevas (8)	Antiguas (9)=(5)x(7)	Nuevas (10)=(6)x(8)	Totales (11)=(9)+(10)
2019	300	6	50	50	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0
2020	613	6	102	102	0	133.92	0.00	164,244.00	0	164,244
2021	627	6	104	104	0	133.92	0.00	167,856.00	0	167,856
2022	640	6	107	107	0	133.92	0.00	171,540.00	0	171,540
2023	655	6	109	109	0	133.92	0.00	175,320.00	0	175,320
2024	669	6	111	111	0	133.92	0.00	179,172.00	0	179,172
2025	684	6	114	114	0	133.92	0.00	183,120.00	0	183,120
2026	699	6	116	116	0	133.92	0.00	187,152.00	0	187,152
2027	714	6	119	119	0	133.92	0.00	191,268.00	0	191,268
2028	730	6	122	122	0	133.92	0.00	195,468.00	0	195,468
2029	746	6	124	124	0	133.92	0.00	199,776.00	0	199,776
2030	762	6	127	127	0	133.92	0.00	204,168.00	0	204,168
2031	779	6	130	130	0	133.92	0.00	208,656.00	0	208,656
2032	796	6	133	133	0	133.92	0.00	213,252.00	0	213,252
2033	814	6	136	136	0	133.92	0.00	217,944.00	0	217,944
2034	832	6	139	139	0	133.92	0.00	222,732.00	0	222,732
2035	850	6	142	142	0	133.92	0.00	227,640.00	0	227,640
2036	869	6	145	145	0	133.92	0.00	232,644.00	0	232,644
2037	888	6	148	148	0	133.92	0.00	237,768.00	0	237,768
2038	907	6	151	151	0	133.92	0.00	242,988.00	0	242,988
2039	927	6	155	155	0	133.92	0.00	248,340.00	0	248,340
2040	948	6	158	158	0	133.92	0.00	253,800.00	0	253,800
2041	968	6	161	161	0	133.92	0.00	259,380.00	0	259,380
2042	990	6	165	165	0	133.92	0.00	265,092.00	0	265,092
2043	1,012	6	169	169	0	133.92	0.00	270,924.00	0	270,924
2044	1,034	6	172	172	0	133.92	0.00	276,888.00	0	276,888

Elaboración equipo consultor.

La Metodología de Evaluación para el componente de Agua Potable es Costo/Beneficio. En el siguiente cuadro se muestran, el flujo de costos y beneficios incrementales del componente agua potable y sus respectivos indicadores de rentabilidad, la tasa social de descuento utilizada es 8%.

CÁLCULO DE INDICADORES DE RENTABILIDAD DEL COMPONENTE DE AGUA POTABLE

ALTERNATIVA UNICA

CUADRO Nº 07

	FLUJO DE COSTOS Y BENEFICIOS DE LA ALTERNATIVA 1				
	Año	Costo de inversión (1)	Costos Incrementales de Operación y Mantenimiento (2)	Beneficios (3)	Flujo Neto Social (4)=(1)-(2)-(3)
0	2019	1,955,309		0	-1,955,309
1	2020		663	164,244	163,581
2	2021		663	167,856	167,193
3	2022		663	171,540	170,877
4	2023		663	175,320	174,657
5	2024		663	179,172	178,509
6	2025		663	183,120	182,457
7	2026		663	187,152	186,489
8	2027		663	191,268	190,605
9	2028		663	195,468	194,805
10	2029		663	199,776	199,113
11	2030		663	204,168	203,505
12	2031		663	208,656	207,993
13	2032		663	213,252	212,589
14	2033		663	217,944	217,281
15	2034		663	222,732	222,069
16	2035		663	227,640	226,977
17	2036		663	232,644	231,981
18	2037		663	237,768	237,105
19	2038		663	242,988	242,325
20	2039		663	248,340	248,340
21	2040		663	253,800	253,800
22	2041		663	259,380	259,380
23	2042		663	265,092	265,092
24	2043		663	270,924	270,924
25	2044		663	276,888	276,888
				TSD	**8%**
				VAN	**157,642**
				TIR	**8.84%**

Elaboración equipo consultor.

Evaluación Social Componente Sistema de Alcantarillado

El objetivo de la siguiente evaluación para el caso del Sistema de Alcantarillado es determinar que alternativa del proyecto logra los objetivos deseados al menor costo. Se realiza el cálculo del Indicador de Costo/Efectividad, los mismos que se presentan en el siguiente cuadro:

CUADRO Nº 08

AÑO	INVERSION (S/.)	O y M (S/.)	TOTAL COSTOS (S/.)	NUMERO DE CONEXIONES	POBLACION BENEFICIARIA
0	1,106,404.82		1,106,404.82	0	0
1		-848.68	-848.68	102	613
2		-848.68	-848.68	104	627
3		-848.68	-848.68	107	640
4		-848.68	-848.68	109	655
5		-848.68	-848.68	111	669
6		-848.68	-848.68	114	684
7		-848.68	-848.68	116	699
8		-848.68	-848.68	119	714
9		-848.68	-848.68	122	730
10		-848.68	-848.68	124	746
11		-848.68	-848.68	127	762
12		-848.68	-848.68	130	779
13		-848.68	-848.68	133	796
14		-848.68	-848.68	136	814
15		-848.68	-848.68	139	832
16		-848.68	-848.68	142	850
17		-848.68	-848.68	145	869
18		-848.68	-848.68	148	888
19		-848.68	-848.68	151	907
20		-848.68	-848.68	155	927
21		-848.68	-848.68	158	948
22		-848.68	-848.68	161	968
23		-848.68	-848.68	165	990
24		-848.68	-848.68	169	1,012
25		-848.68	-848.68	172	1,034

VAC (Soles) =	**1,097,345**	
Promedio población Benef. =	**823**	
ICE=	**1,332.56**	**S./poblador beneficiado**

ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

Análisis de Sensibilidad del Sistema de Agua Potable

CUADRO Nº 09

ANALISIS DE SENSIBILIDAD PARA LAS INVERSIONES				
INVERSIONES VARIAN Y BENEFICIOS ESTABLES				
SISTEMA DE AGUA POTABLE ALTERNATIVA 1				
Analisis de sensibilidad - Agua Potable				
Var. de la Invers.	140%	120%	80%	60%
INVERSION	- 2,737,432.26	- 2,346,370.51	- 1,564,247.01	- 1,173,185.26
FLUJO NETO SOCIAL	163,581.45	163,581.45	163,581.45	163,581.45
	167,193.45	167,193.45	167,193.45	167,193.45
	170,877.45	170,877.45	170,877.45	170,877.45
	174,657.45	174,657.45	174,657.45	174,657.45
	178,509.45	178,509.45	178,509.45	178,509.45
	182,457.45	182,457.45	182,457.45	182,457.45
	186,489.45	186,489.45	186,489.45	186,489.45
	190,605.45	190,605.45	190,605.45	190,605.45
	194,805.45	194,805.45	194,805.45	194,805.45
	199,113.45	199,113.45	199,113.45	199,113.45
	203,505.45	203,505.45	203,505.45	203,505.45
	207,993.45	207,993.45	207,993.45	207,993.45
	212,589.45	212,589.45	212,589.45	212,589.45
	217,281.45	217,281.45	217,281.45	217,281.45
	222,069.45	222,069.45	222,069.45	222,069.45
	226,977.45	226,977.45	226,977.45	226,977.45
	231,981.45	231,981.45	231,981.45	231,981.45
	237,105.45	237,105.45	237,105.45	237,105.45
	242,325.45	242,325.45	242,325.45	242,325.45
	248,340.00	248,340.00	248,340.00	248,340.00
	253,800.00	253,800.00	253,800.00	253,800.00
	259,380.00	259,380.00	259,380.00	259,380.00
	265,092.00	265,092.00	265,092.00	265,092.00
	270,924.00	270,924.00	270,924.00	270,924.00
	276,888.00	276,888.00	276,888.00	276,888.00
VAN SOCIAL (S/.)	- 810,660.67	- 419,598.91	362,524.59	753,586.34
TIR SOCIAL	5.44%	6.92%	11.47%	15.50%
VARIACION DE LAS INVERISONES				
% de Variacion	40%	20%	-20%	-40%
Coeficiente de var.	-5.14	-2.66	2.30	4.78

Elaboración equipo consultor.

Al irse incrementando la inversión, el VANS va disminuyendo, hasta hacerse negativo, para este sistema la inversión inicial podrá incrementarse hasta más del 40%.

Los factores que garanticen que el proyecto generará los beneficios esperados a lo largo de su vida útil son los que a continuación se mencionan.

Los arreglos institucionales previstos para las fases de pre operación, operación y mantenimiento

En la actualidad la gestión de los servicios de agua lo viene realizando la JASS de la Comunidad de Ccollotaro y Ccoyaraqui, con serias deficiencias, pero con el proyecto se fortalecerá esta oficina que administra, opera y mantiene el sistema integral de saneamiento, además se les dotara de las herramientas de gestión adecuadas para el mejoramiento de la gestión del servicio, además se sensibilizará también a la población acerca de la importancia del sistema, del recurso hídrico y la buena manipulación del sistema.

En la fase de operación; la JASS será el responsable de la Operación y Mantenimiento del Sistema de Saneamiento Básico Integral y el Responsable de la Operación y mantenimiento de sus conexiones domiciliarias será cada familia, para lo cual las familias y la JASS asumen el compromiso de participar en los talleres de capacitación y aplicar lo aprendido, dicha acción lo desarrollará el personal de la JASS.

La capacidad de gestión de la organización encargada del proyecto en su etapa de inversión y operación

En la fase de ejecución se han considerado acciones de capacitación para que la JASS cuente con capacidades para la operación, administración y mantenimiento del sistema integral. También se ha incluido acciones referentes a la intervención de la JASS en cuestiones relacionadas al apoyo en el momento de la ejecución integral del proyecto. Estos serán los

que coordinen las faenas y estarán presentes durante la ejecución del proyecto como veedores y al momento de la inauguración serán los que lleven adelante el evento.

Durante la etapa de operación y mantenimiento se facilitará su labor porque el componente social incluye sensibilización y capacitación a la población en general acerca del adecuado uso del sistema, su importancia para la comunidad y su participación con mano de obra no calificada.

Financiamiento de los costos de operación y mantenimiento

El financiamiento de los costos de operación, administración y mantenimiento estarán financiados por los recursos recaudados por concepto de pago de cuotas por servicios. La organización encargada de realizar esta labor en forma adecuada y oportuna será la JASS, tal como se evidencia en los compromisos anexados al presente estudio.

Según la encuesta de capacidad y disposición de pago por concepto de este servicio será de acuerdo a la medición, y según el análisis realizado, teniendo en cuenta los costos de operación y mantenimiento esta tarifa sería suficiente para cubrir estos costos. Además, es preciso indicar que el monto de esta cuota familiar coincide con lo expresado por los beneficiarios en las encuestas, que también se anexa en el presente estudio.

Como se sabe las tarifas cobradas por el uso del servicio deben de ser suficientes para poder cubrir los costos de operación, administración y mantenimiento (esto como política del sector en zonas rurales), mas no para recuperar la inversión realizada en su ejecución. Por lo tanto, el análisis anterior muestra que cada familia debe pagar una cuota promedio de S/ 1.5 en forma mensual. Además de acuerdo con los ingresos percibidos no es necesario el subsidio para cubrir esta cuota, ya que está por debajo del porcentaje de ingresos destinado al pago de este tipo de servicios (según OMS el porcentaje del ingreso para pago de este tipo de servicios no debe ser superior al 3% de los ingresos familiares S/. 4.5). Por otro lado, de acuerdo a las encuestas realizadas la población está de acuerdo a pagar más por el servicio si este mejora

La participación de los beneficiarios.

La participación de los beneficiarios durante la fase de formulación del presente estudio fue el de brindar información necesaria para la formulación del perfil de proyecto.

Durante la ejecución del proyecto la población está dispuesta a participar mediante coordinaciones durante la ejecución

Además, se cuenta con el compromiso por parte de los beneficiarios para participar en las acciones de capacitación social lo que garantizará un correcto uso, operación y mantenimiento del sistema de agua potable y el sistema de evacuación de excretas.

De acuerdo a la evaluación económica y análisis de sensibilidad, se selecciona a la ALTERNATIVA 1.

Los indicadores respectivos de rentabilidad se presentan en el siguiente cuadro:

RESUMEN DE INVERSIONES E INDICADORES DE RENTABILIDAD				
DESCRIPCION	PRECIOS PRIVADOS		PRECIOS SOCIALES	
	Alternativa 1		Alternativa 1	
Monto Total Inversión	6,905,392.48		4,104,023.52	
EVALUACION COSTO/BENEFICIO SISTEMA DE AGUA POTABLE				
Evaluacion Costo/Beneficio	Alternativa 1		Alternativa 2	
Evaluacion Costo/Beneficio				
VAN SOCIAL	157,642.24			
TIR SOCIAL	8.84%			
EVALUACION COSTO/EFECTIVIDAD SISTEMA DE ELIMINACION DE EXCRETAS				
Evaluacion Costo/Efectividad	Alternativa 1		Alternativa 2	
Evaluacion Costo/Efectividad				
VAC Sociales (S/.)	1,097,345.35			
Indice de Costo/Efectividad (ICE) SANEAMIENTO (S/.Hab.)	1332.56			

11.7 CONCLUCIONES Y RECOMENDACIONES (ASPECTOS GENERALES Y CONDICIONES ACTUALES)

11.7.1 Conclusiones

- Fuente de abastecimiento actual para las 70 viviendas que cuentan con conexiones a domicilio un servicio de agua no tratada, la misma que se conduce por un sistema muy precario instalado por la propia población, y cuyo funcionamiento es muy deficiente.
- No existen conexiones a domicilio para 30 viviendas
- La caja de captación tiene más de 10 años de antigüedad y está en pésimas condiciones de servicio.
- *La construcción del sistema de desague la comunidad de Ccollotaro se realizó en año 2008 solo para 42 familias con una densidad de 5 habitantes/vivienda. Ahora con incremento*

70 (viviendas y/o familias) llegó a la planta tratamiento de aguas servidas a un completo colapso.

- El acceso a servicios básicos de agua y desagüe es un factor fundamental para el mejoramiento del nivel de vida.
- Finalizado los trabajos de campo, cálculos de gabinete y dibujo de las características de la superficie del proyecto en el plano topográfico, se concluye que los errores de la red de trilateración y poligonación se encuentran dentro de los rangos permisibles.
- El error lineal de cierre es 4mm y error máximo para el instrumento es 5 mm, dentro de las comunidades.
- El error de cierre angular es ± 4" y error de cierre angular Max. Es ± 13.2", dentro de las comunidades.
- El análisis probalístico de las precipitaciones realizado en el presente proyecto sirvió para el cálculo de la intensidad máxima por hora, cuyo valor permitirá diseñar los elementos para la evacuación de aguas pluviales.
- para que el análisis probalístico produzca resultados útiles, debe comenzar con una serie de datos significativos, adecuados y precisos, en este caso implica una selección de precipitaciones máximas que están a una selección durante las 24 horas.
- para el cálculo del tiempo de concentración, se hizo un análisis del área del proyecto, considerando este como una cuenca hidrográfica. Que es una pequeña vertiente, a la cuenta principal de Vilcanota.
- Es recomendable hacer el análisis de precipitación con registros no menores de 20 años, para que la Probalidad obtenida de los resultados sea, lo más real posible. En este proyecto se toma 42 años de registro de dos estaciones meteorológicos.
- Para el cálculo de la población futura de las comunidades se ha tomado, en cuenta los estudios de desarrollo social del distrito de Caicay. Datos de estudio poblacional y datos socio económicos.
- Después de haber ejecutado por lo menos tres métodos de cálculo poblacional futura, como conocemos la zona en estudio podemos deducir en qué etapa de crecimiento se encuentra las comunidades de Ccoyaraqui y Ccollotaro, franco de crecimiento en base a su clima, a sus riquezas naturales, vías de comunicación, salubridad, estado social, educacional,

etc. Luego escogemos el resultado del método OMS para poblaciones futura; y es la que utilizamos en el diseño.

- El periodo de diseño será de 25 años puesto que la vida útil de la infraestructura de las obras, en su mayoría supera holgadamente, este tiempo, más aún si se realiza un mantenimiento periódico en las instalaciones de las mismas.

- Se han realizado ensayos de RESISTENCIA MECANICA, habiéndose hallado los resultados siguientes. Cabe referir, que los parámetros que se presentan corresponden a los obtenidos a partir de los ensayos de Corte Directo en Laboratorio, más desfavorables, en los niveles de fundación previstos.

CALIC.	*EST.*	*γ*	*qadm Kg/Cm2*	*F.S.*	*sucs*	*AASTHO*
C-01	*1.40 – 2.00m*	*1.917*	*2.33*	*3.5*	*GC - GM*	*A-2-4(0)*
C-02	*1.30 – 1.50m*	*1.872*	*2.08*	*3.5*	*GC*	*A-4(1)*
C-03	*0.40 – 2.50m*	*1.914*	*1.92*	*3.5*	*GC*	*A-6(2)*

En la ejecución de la calicata hasta la profundidad explorada **NO se observa nivel freático a la profundidad de 2.00m, se rocas el C-01**
De acuerdo a los ensayos en laboratorio se tiene como resultado de capacidad portante (**Q adm Kg/Cm2**): C – 01 = 2.33, C – 02 = 2.08 y C – 01 = 1.92

- En el diseño de la línea de conducción, se consideraron dos válvulas, una de aire en la parte más alta y una de purga en la parte más baja.

- En el presente proyecto se utilizará tubería a PVC clase 7.5, debido a sus múltiples ventajas con respecto a las tuberías de aspecto cemento, como su fácil transporte, fácil manipuleo y montaje a pie de obra, pero primordialmente por el menor costo en comparación a las obras.

- La finalidad de ejecutar las pruebas de las tuberías en el campo consiste en comprobar únicamente que el trabajo realizado durante la instalación, el manipuleo y el trabajo realizado durante la instalación, el manipuleo y el montaje de los tubos y uniones están perfectamente ejecutados.

- El reservorio será diseñado para efectos sísmicos, por encontrarse dentro de la ciudad de Cusco en zona de moderado sismicidad.
- Para el diseño de la red de desague se optó por el sistema separado. Este sistema tiene la ventaja de que los sumideros no serán respiradores de los desagües como en el sistema mixto.
- La desventaja que tiene el sistema separado está en el factor económico debido al incremento que tendrá en los costos.
- Las aguas residuales son dañinas razón por la cual no deben desaguar directamente en aguas naturales, sin importar la cantidad que fuera ya que perjudica el uso normal del agua.
- Solo se incorporarán a los sistemas de drenaje pluvial urbano, las generaciones por las precipitaciones pluviales y las aportadas por labores de limpieza de las vías.
- El caudal calculado para aguas pluviales está en función de la proyección probabilístico para un periodo de 500 años.
- Las ubicaciones de los sumideros se harán en los puntos próximos a las intersecciones de las calles, en los puntos más bajos de cada sector.
- En el presente proyecto será necesario diseñar un sistema para el tratamiento de aguas residuales, puesto que no existe un proyecto integral que comprende el estudio del tratamiento de las aguas residuales del propio distrito de Caicay, y de las comunidades más cercanas como es de la comunidad de Ccollotaro y Ccoyaraqui. Mediante un sistema de filtro biológico, tanque IMHOFF y lecho de secado. Se optó por este sistema debido a las condiciones topográficas y espacio.
- En la actualidad las aguas servidas de las comunidades de Ccollotaro y Ccoyaraqui son desaguadas al rio Vilcanota, contaminando sus aguas, siendo este un peligro para la salud de

los pobladores que habitan en la zona, pues se generan focos infecciosos debido a las temperaturas elevadas en noviembre, diciembre, enero, febrero, marzo y abril.

- Los sistemas para el tratamiento de aguas residuales se contribuyen con el objeto de evitar inconveniente, molestias y perjuicios a la salud a la ecología en los cuerpos receptores de estas descargas.

- La cantidad de agua indicada, corresponde a la humedad de los agregados ensayados; para contenidos de humedad diferentes se requiere reajustar el agua de mezcla.
- El tiempo mínimo de mezclado será de un minuto y medio.
- Se deberán emplear dispositivos que permitan dosificar los agregados pétreos por masa o volumen, con una aproximación de más menos uno por ciento (± 1%) de la cantidad requerida.

11.7.2 Recomendaciones

- La implementación del sistema de desagüe, así como el tratamiento de aguas servidas.
- Capacitar a la población en temas de higiene y salud.
- Desarrollar un proyecto de ordenamiento urbano a mediano y largo plazo.
- Para el replanteo se realizarán con coordenadas obtenidas por compensación de cierre lineal y angular.
- Es recomendable que todos los proyectos de agua y alcantarillado sean diseñados para periodos no menores de 25 años, porque la realidad económica del país no permite disponer proyectos de magnitud para periodos cortos.
- Es recomendable hacer el análisis de precipitación con registros no menores de 20 años, para que la Probalidad obtenida de los resultados sea, lo más real posible. En este proyecto se toma 42 años de registro de dos estaciones meteorológicos.

- El Ingeniero Estructural deberá realizar su diseño de cimentación de acuerdo a los datos obtenidos en laboratorio.
- En este caso, la cimentación se deberá apoyar en el estrato de Gravas Arcillosas - Limosas GC – GM y Gravas Arcillosas GC
- Se recomienda que la Profundidad de desplante de la cimentación (Df). Sea mayor a 1.50m.
- Para mejorar la interacción de las estructuras de cimentación con el suelo y homogenizar el mismo, se recomienda previo a la construcción de las cimentaciones compactar el suelo de apoyo de estas.
- En caso de encontrarse Filtraciones de agua, Se recomienda realizar sistemas de drenajes para evacuar las aguas del sub suelo.
- Se recomienda la participación de una supervisión externa para la etapa de construcción, así como la participación necesaria de un laboratorio de control de calidad de materiales durante la ejecución de la obra.
- Los resultados obtenidos en el presente estudio, así como las conclusiones y recomendaciones establecidas solo SON VALIDAS PARA LA ZONA EN ESTUDIO y no garantiza a otros proyectos que lo tomen como referencia.

- Durante la prueba hidráulica no deben excederse con el aumento de presión puesto que no mejora las condiciones de funcionamiento si no puede dar lugar a Sobre-fatigas de los materiales constitutivos del sistema.

- El relleno debe seguir a la instalación de la tubería tan cerca como sea posible, se esta forma se disminuye el riesgo que la tubería sufra el impacto de piedras, se elimina la posibilidad de inundaciones de la zanja y se evita movimientos de la línea debido a derrumbes que puedan ocurrir.

- Se debe tener presente que la finalidad del relleno no es solamente proteger a la tubería recubriéndola, sino también la de darle un soporte firme y continuo que impida que la tubería se asiente y descanse sobre sus juntas.

- Para la recepción de las aguas conducidas superficialmente por vías, se utilizarán elementos de captación denominados sumideros, los que estarán ubicados en los puntos

próximos a las intersecciones de las calles en los puntos más bajos, los que estarán conectados a las cajas de reunión, y conducidas hasta el rio Vilcanota.

- Los sumideros serán tipo rejilla con rieles, las que por tener una superficie lisa permiten que los posibles materiales acarreados discurren libremente sin obstruir las rejillas de los sumideros.
- En el diseño de los sumideros se adoptó una profundidad mayor a la calculada para permitir una mejor maniobrabilidad en las operaciones de limpieza ulteriores.
- Se recomienda la siguiente secuencia de abastecimiento a la mezcladora: 75% del agua, agregado grueso, cemento, agregado fino y finalmente el 25% restante de agua.
- En ningún caso las aguas servidas serán descargadas directamente a los ríos, puesto que contribuyen a la contaminación.
- Se recomienda para el cálculo, del presupuesto total del proyecto, considerar en el pie de presupuesto los costos que demandan la elaboración de Expediente Técnico, así como el costo de liquidación técnico - financiera.