



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**TEMA: DISEÑO E IMPLEMENTACIÓN DE SISTEMAS DE
CAPTACIÓN DE AGUA LLUVIA Y CONDENSACIÓN
ATMOSFÉRICA TIPO “WARKAWATER” EN LA PARROQUIA
PALMIRA, PROVINCIA DE CHIMBORAZO**

**AUTORES: CÁRDENAS ESPINOZA CARLOS ANDRÉS
MONCAYO BASURTO AGUSTÍN DARIO**

DIRECTOR: ING. CARRERA VILLACRÉS DAVID, PhD.

SANGOLQUÍ

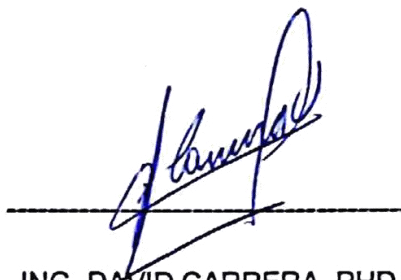
2017



CERTIFICADO

Certifico que el presente proyecto titulado: “Diseño e implementación de sistemas de captación de agua lluvia y condensación atmosférica tipo WarkaWater en la parroquia Palmira, provincia de Chimborazo.”, fue desarrollado en su totalidad por el Sr. Carlos Andrés Cárdenas Espinoza y el Sr. Agustín Darío Moncayo Basurto, como requerimiento previo la obtención del título de ingeniero Civil.

Sangolquí, Abril de 2017



ING. DAVID CARRERA, PHD

DIRECTOR



AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

CARLOS ANDRÉS CÁRDENAS ESPINOZA

Declaro que:

El presente proyecto de titulación denominado **“DISEÑO E IMPLEMENTACIÓN DE SISTEMAS DE CAPTACIÓN DE AGUA LLUVIA Y CONDENSACIÓN ATMOSFÉRICA TIPO “WARKAWATER” EN LA PARROQUIA PALMIRA, PROVINCIA DE CHIMBORAZO”** ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado el derecho intelectual de terceros considerándolos en citas a pie de página y como fuentes en el registro bibliográfico.

Consecuentemente declaro este trabajo de mi autoría, en virtud de ello me declaro responsable del contenido, veracidad y alcance del proyecto en mención.

Sangolquí, Abril de 2017

CARLOS ANDRÉS CÁRDENAS



AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

AGUSTÍN DARÍO MONCAYO BASURTO

Declaro que:

El presente proyecto de titulación denominado **“DISEÑO E IMPLEMENTACIÓN DE SISTEMAS DE CAPTACIÓN DE AGUA LLUVIA Y CONDENSACIÓN ATMOSFÉRICA TIPO “WARKAWATER” EN LA PARROQUIA PALMIRA, PROVINCIA DE CHIMBORAZO”** ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado el derecho intelectual de terceros considerándolos en citas a pie de página y como fuentes en el registro bibliográfico.

Consecuentemente declaro este trabajo de mi autoría, en virtud de ello me declaro responsable del contenido, veracidad y alcance del proyecto en mención.

Sangolquí, Abril de 2017

A handwritten signature in blue ink is located below the date. The signature is stylized and appears to read 'Agustín Darío Moncayo Basurto'. It is positioned above a dashed horizontal line.

AGUSTÍN DARÍO MONCAYO



AUTORIZACIÓN

YO, CARLOS ANDRÉS CÁRDENAS ESPINOZA

Autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE la publicación en la biblioteca virtual del trabajo de titulación denominado “DISEÑO E IMPLEMENTACIÓN DE SISTEMAS DE CAPTACIÓN DE AGUA LLUVIA Y CONDENSACIÓN ATMOSFÉRICA TIPO “WARKAWATER” EN LA PARROQUIA PALMIRA, PROVINCIA DE CHIMBORAZO”, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y autoría.

Sangolquí, Abril de 2017

A handwritten signature in blue ink, written in a cursive style, positioned above a horizontal dashed line.

CARLOS ANDRÉS CÁRDENAS



AUTORIZACIÓN

YO, AGUSTÍN DARIO MONCAYO BASURTO

Autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE la publicación en la biblioteca virtual del trabajo de titulación denominado “DISEÑO E IMPLEMENTACIÓN DE SISTEMAS DE CAPTACIÓN DE AGUA LLUVIA Y CONDENSACIÓN ATMOSFÉRICA TIPO “WARKAWATER” EN LA PARROQUIA PALMIRA, PROVINCIA DE CHIMBORAZO”, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y autoría.

Sangolquí, Abril de 2017

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Agustín', is written above a dashed horizontal line.

AGUSTÍN DARÍO MONCAYO

DEDICATORIA

Dedico el presente trabajo de titulación en primer lugar a Dios y a la virgen Maria, gracias a su fortaleza me ha permitido continuar a pesar de las adversidades. Con mucho afecto a mis queridos padres, Vicente y Mercedes, que siempre se han esforzaron para que nunca me falte nada, siempre teniendo como su prioridad mis estudios. A todos mis hermanos, Irene, Carmen, Pilar, Yuli, Gloria y Manuel, su apoyo incondicional y sus palabras de aliento me han servido para enfrentar dificultades y sobresalir con esmero durante este arduo camino.

Agustín Darío Moncayo Basurto

Dedico este trabajo de titulación primeramente a Dios como muestra de gratitud por tantas bendiciones que ha derramado sobre mí, a mis compañeros de vida, a esas personas que han aportado no solamente en mi formación profesional, sino que también me han enseñado a formarme como persona, a mis padres de quienes admiro su coraje, a mis hermanos, abuelos y familiares, a mi querida enamorada y también a mis ángeles que me iluminan y cuidan desde el cielo. A todos ellos y con mucho cariño dedico este proyecto, este sueño dorado, este esfuerzo que hoy está dando sus frutos gracias a su apoyo.

Carlos Andrés Cárdenas Espinoza

AGRADECIMIENTO

Agradezco eternamente a Dios por todas las bendiciones derramadas sobre mi familia, gracias a todas sus bendiciones pude alcanzar una gran meta en mi vida.

A mis padres por haberme dado la oportunidad de estudiar, por estar en todo momento apoyandome incondicionalmente. A Irene y Enmanuel por haberme acogido en su familia en mis primeros años de estudio, agradezco infinitamente sus palabras de aliento, las cuales fueron mi fortaleza para seguir adelante a pesar de los obstáculos. A mis hermanas Carmen, Pilar y Gloria por siempre brindarme su apoyo absoluto, mi familia son mi mayor bendición que Dios me pudo haber dado.

A mi tutor de proyecto Dr. David Carrera, quien con su amplio conocimiento y experiencia nos oriento en este trabajo, al Dr. Washington Sandoval, quien nos ha brindado su apoyo y conocimientos en el desarrollo de este proyecto, agradezco infinitamente a nuestros dos tutores por su disposición en todo momento para resolver cualquier duda surgida.

A mis amigos con los cuales he compartido gratas experiencias desde las aulas y he pasado momentos inolvidables a lo largo de este proceso de formación.

Agustín Darío Moncayo Basurto

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por darme la oportunidad de culminar con su bendición esta etapa de la vida, y enviarme en el camino a personas a quienes también atribuyo el cumplimiento de esta meta.

En segundo lugar, a mi familia, en especial a mis padres, Jorge y Bertha, quienes han sido mi pilar fundamental, mi eterno apoyo a quienes agradezco con todo el corazón. A mis hermanos Erika, Jorge, Tanya, por brindarme no solo su apoyo, sino también su confianza y su ejemplo.

A Diana mi compañera, quien a lo largo del arduo camino universitario me acompañó en los buenos y más aún en los malos momentos.

A David Carrera y Washington Sandoval, tutores del proyecto de titulación, quienes con su ejemplo y preparación profesional no solamente nos ayudaron a plasmar las ideas y cumplir los objetivos, sino que también han formado en conjunto con Dario, un equipo de trabajo agradable del cual me siento orgulloso haber formado parte

A mis amigos y compañeros que formaron parte del recorrido, con quienes he compartido tristezas y alegrías y de quienes anhelo con gratitud volvernos a encontrar en el campo profesional.

Carlos Andrés Cárdenas Espinoza

ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICADO.....	ii
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD	iii
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD	iv
AUTORIZACIÓN.....	v
AUTORIZACIÓN.....	vi
DEDICATORIA	vii
AGRADECIMIENTO	viii
AGRADECIMIENTO	ix
ÍNDICE DE CONTENIDO	x
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xvi
ÍNDICE DE TABLAS	xxi
RESUMEN	xxvi
ABSTRACT.....	xxvii
CAPITULO I.....	1
GENERALIDADES	1
1.1. Antecedentes.....	1
1.2. Estado del arte.....	2
1.3. Justificación e importancia	3
1.4. Objetivos.....	4
1.4.1. Objetivo general.....	4
1.4.2. Objetivos específicos	5
CAPITULO II.....	6
MARCO TEÓRICO	6
2.1. Hidrología	6
2.2. Precipitaciones.....	7
2.2.1. Definición	7
2.2.2. Origen de la precipitación	7
2.2.3. Tipos de precipitaciones	9

2.2.3.1.	Precipitación de convección.....	9
2.2.3.2.	Precipitación orográfica	10
2.2.3.3.	Precipitación ciclónica.....	11
2.2.4.	Medición de la precipitación.....	11
2.2.4.1.	Pluviómetro	12
2.2.4.2.	Pluviógrafo	12
2.3.	Relleno de datos.....	13
2.3.1.	Regresión lineal simple	14
2.3.2.	Método de la razón normal	15
2.3.3.	Método de los promedios.....	16
2.3.4.	Análisis de homogeneidad por el Test de las rachas.....	17
2.3.5.	Análisis doble de masas	17
2.4.	Estudio de una tormenta.....	18
2.4.1.	Importancia del análisis de las tormentas	18
2.4.2.	Elementos fundamentales del análisis de las tormentas (IDF) .	19
2.5.	Sistema SCALL.....	20
2.5.1.	Definición	20
2.5.2.	Captación.....	21
2.5.3.	Recolección y conducción	22
2.5.3.1.	Hidráulica de desagües	22
2.5.4.	Filtración	25
2.5.4.1.	Definición	25
2.5.4.2.	Filtros de arena.....	26
2.5.4.3.	Filtros empacados.....	26
2.5.4.4.	Filtros de carbón activado.....	27
2.5.4.5.	Filtración por membranas	27
2.5.4.6.	Filtración con geotextiles	28
2.5.5.	Desinfección	29
2.5.5.1.	Definición	29
2.5.5.2.	Cloración.....	29
2.5.6.	Almacenamiento de aguas de consumo	30
2.5.7.	Distribución	31

2.5.7.1.	Líneas y redes de conducción de agua	31
2.5.7.1.1.	Tuberías cortas	32
2.5.7.1.2.	Tuberías largas	32
2.5.7.1.3.	Tuberías simples.....	32
2.5.7.1.4.	Tuberías complejas.....	34
2.5.7.2.	Pérdidas de cargas.....	35
2.5.7.2.1.	Pérdidas por longitud o primarias.....	36
2.5.7.2.2.	Pérdidas localizadas o de forma	37
2.5.7.3.	Velocidad y presión como parámetro de control	38
2.5.7.4.	Recipientes de almacenamiento	38
2.5.7.5.	Equipo de presión	38
2.5.7.5.1.	Presión atmosférica	39
2.5.7.5.2.	Altura de succión.....	39
2.5.7.5.3.	Altura de succión estática	40
2.5.7.5.4.	Altura de succión dinámica total.....	40
2.6.	Sistemas de atrapanieblas.....	41
2.6.1.	Definición	41
2.6.2.	Breve historia de los atrapanieblas	41
2.6.3.	Conceptos generales sobre la formación de niebla	43
2.6.3.1.	Niebla de advección.....	45
2.6.3.2.	Niebla orográfica.....	45
2.6.4.	Diseño y eficiencia de los atrapanieblas	46
2.6.5.	Principios de operación y eficiencia de recolección	47
2.6.6.	Identificación de lugares para instalación de atrapanieblas	51
2.6.7.	Mallas para atrapanieblas.....	52
2.6.8.	Atrapanieblas bidimensionales	53
2.6.9.	Atrapanieblas tridimensional.....	54
2.7.	Tecnología Warka Water	55
2.7.1.	Aprovechamiento de la humedad existente	56
2.8.	Dotaciones.....	57
2.9.	Propiedades físicas, químicas y biológicas del agua.....	58
2.9.1.	Temperatura	59

2.9.2.	Potencial de hidrogeno (pH)	60
2.9.3.	Color	61
2.9.4.	Olor y Sabor.....	62
2.9.5.	Turbiedad.....	63
2.9.6.	Conductividad eléctrica.....	63
2.9.7.	Coliformes Fecales	65
2.9.8.	Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)	66
2.9.9.	Demanda Química de Oxígeno (DQO)	66
2.10.	Tratamiento primario de agua.....	67
CAPITULO III.....		70
METODOLOGIA		70
3.1.	Descripción del área de estudio.....	70
3.2.	Información meteorológica.....	70
3.3.	Dimensionamiento hidráulico del sistema SCALL.....	71
3.4.	Atrapanieblas tridimensional Warka Water	71
3.5.	Muestreo y Análisis de la calidad del agua.	72
3.6.	Análisis de Costos	73
CAPITULO IV.....		74
DISEÑO HIDRAULICO		74
4.1.	Relleno de datos de precipitaciones	74
4.1.1.	Aplicación para relleno de datos	74
4.2.	Procesamiento de datos de precipitaciones	102
4.2.1.	Estimación de las curvas Intensidad, Duración y Frecuencia .	102
4.2.1.1.	Método de Gumbel	105
4.2.1.2.	Obtención de las ecuaciones de IDF	108
4.2.1.3.	Determinación de las constantes de ajuste K, m, n	109
4.2.1.4.	Determinación de las constantes de ajuste K,m,n	112
4.3.	Diseño del sistema SCALL	115
4.4.	Diseño de canaletas	121
4.4.1.	Capacidad del sistema pluvial.....	121
4.4.2.	Determinación de la sección hidráulica.....	123
4.4.3.	Fuerza tractiva	127

4.4.4.	Velocidad del flujo.....	128
4.5.	Diseño hidráulico de los bajantes	130
4.5.1.	Primera metodología de cálculo.....	130
4.5.1.1.	Comprobación de la capacidad del bajante	131
4.5.1.2.	Comprobación de la holgura	132
4.5.2.	Segunda metodología de cálculo.....	132
4.5.2.1.	Capacidad de los bajantes.....	133
4.6.	Diseño hidráulico de los desagües horizontales	136
4.7.	Dimensionamiento del tanque cisterna	143
4.8.	Dimensionamiento del tanque de reserva.....	151
4.8.1.	Volumen del tanque elevado de reserva.....	151
4.9.	Diseño de la red de distribución.....	152
4.9.1.	Altura geométrica del tanque elevado.....	153
4.9.2.	Determinación del caudal	155
4.9.3.	Diseño de la red de distribución.....	157
4.9.4.	Consideraciones de diseño de la bomba hidráulica.....	162
4.9.5.	Diseño de la bomba hidráulica.....	163
4.9.6.	Selección de bomba hidráulica de proveedores	167
4.10.	Análisis de las propiedades químicas-biológicas del agua	170
4.11.	Propuesta de tratamiento de agua para consumo humano	171
4.11.1.	Filtración de partículas gruesas	171
4.11.2.	Filtración de partículas finas	173
4.11.3.	Desinfección	174
4.11.3.1.	Tratamiento con cloro líquido.....	174
4.12.	Construcción e implementación de atrapanieblas tridimensional tipo Warka Water.	176
4.12.1.	Procedimiento	178
CAPITULO V.....		185
DISEÑO ESTRUCTURAL.....		185
5.1.	Tanque cisterna	185
5.1.1.	Calculo estructural del tanque cisterna.....	185
5.2.	Tanque de reserva.....	200

5.2.1.	Calculo estructural del tanque de reserva.....	200
5.2.1.1.	Diseño de columnas	202
5.2.1.1.1.	Mayoración de momentos.....	204
5.2.1.2.	Cimentación.....	210
5.2.1.2.1.	Chequeo al corte.....	213
5.2.1.2.2.	Chequeo de punzonamiento.....	215
5.2.1.2.3.	Diseño a flexión.....	216
CAPITULO VI.....		219
ANÁLISIS DE COSTOS.....		219
6.1.	Presupuesto referencial	219
6.1.1.	Presupuesto referencial del sistema SCALL.....	219
6.1.2.	Presupuesto referencial de la construcción e implementación de atrapanieblas tridimensional tipo Warka Wáter.....	221
6.2.	Análisis de precios unitarios	222
6.3.	Cronograma valorado y curva de inversión	223
CAPITULO VII.....		224
RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN		224
7.1.	Resultados del sistema SCALL.....	224
7.2.	Resultados del atrapanieblas tridimensional tipo Warka Water.....	224
CONCLUSIONES		228
RECOMENDACIONES.....		229
BIBLIOGRAFIA.....		230
ANEXOS.....		239

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Precipitación de convección Fuente	10
Figura 2: Precipitación orográfica	10
Figura 3: Precipitación ciclónica.....	11
Figura 4: Pluviómetro	12
Figura 5: Pluviógrafo	13
Figura 6: Esquema del sistema de captación pluvial	21
Figura 7: Flujo con descarga libre.....	33
Figura 8: Tuberías unidas en serie	34
Figura 9: Esquema de sistema de presión cuando existe altura de succión	39
Figura 10: Esquema de la ubicación del	40
Figura 11: El árbol Garoe, pintado en el Siglo XVIII.....	41
Figura 12: Macrodiamante Diseñado por el Profesor Carlos Espinosa.....	42
Figura 13: Inversión de Subsistencia en altura	44
Figura 14: Nube estratocúmulo en Universidad de las Fuerzas Armadas, Quito-Ecuador.....	45
Figura 15: Niebla orográfica en Palmira, Chimborazo-Ecuador	46
Figura 16: Flujo de niebla de velocidad V_0 que se dirige hacia el atrapanieblas,.....	48
Figura 17 Eficiencia aerodinámica de una malla de filamentos de sección circular en función del coeficiente de sombra	48
Figura 18: Deposición de gotitas por intercepción	49
Figura 19: Deposición de gotitas por inercia	49
Figura 20: Mallas de acero inoxidable con gotas de agua que cubren parcialmente las aberturas, bloqueando el flujo de niebla.	50
Figura 21: Malla de Poliéster con presencia de gotas de agua que chorrea por efecto de la gravedad	51
Figura 22: Atrapanieblas bidimensional Majada Chile	54
Figura 23 Atrapanieblas tridimensional.....	55

Figura 24: La torre WarkaWater, diseñada por Arturo Vittori y Andres Vogler	56
Figura 25: Coeficiente de correlación entre conductividad y solidos disueltos,.....	64
Figura 26: Regresión lineal: estación Totorillas vs estación Cebada	80
Figura 27: Regresión lineal de la estación Totorillas y Cebada del mes de enero	84
Figura 28 Regresión lineal: estación Totorillas vs Cebada del mes de febrero.....	85
Figura 29 Regresión lineal: estación Totorillas vs estación Cebada del mes de mayo.....	85
Figura 30. Regresión lineal: estación Totorillas vs Cebada del mes de junio	86
Figura 31 Curva de doble masa acumulada	102
Figura 32: Ubicación las estaciones más cercanas.	109
Figura 33: Triangulación de las estaciones en base a la variable n.....	110
Figura 34 Isolíneas en base a la variable n	110
Figura 35: Isolíneas en base a la variable K	111
Figura 36: Isolíneas en base a la variable m	111
Figura 37: Curvas IDF de periodo de retorno de 10 años para la estación Totorillas.....	113
Figura 38: Curvas IDF de diferentes periodos de retorno y duración.....	114
Figura 39: Implantación de la Escuela de Galte Laime.....	116
Figura 40: Modelamiento de la vista isométrica de la Escuela	116
Figura 41: Vista isométrica real de la Escuela	117
Figura 42: Modelamiento de la vista posterior del sistema	117
Figura 43: Vista frontal del bloque 1 de la Escuela	117
Figura 44: Modelamiento de la vista frontal del bloque 1	118
Figura 45: Unión de los bloques escolares y baño	118
Figura 46: Modelamiento de los bloques escolares y el baño de la escuela.....	118
Figura 47: Bloque 3 y 4 de la escuela.....	119

Figura 48: Modelamiento del bloque 3 y 4	119
Figura 49: Detalle de unión de canaletas y bajantes	120
Figura 50: Detalle de contribución de tubería de desagüe a cisterna y tanque elevado	120
Figura 51: Detalle de la tubería de desagüe subterránea	120
Figura 52: Esquema de cubierta	122
Figura 53: Esquema del canal alimentado lateralmente por la cubierta.....	123
Figura 54: Cálculo hidráulico en software H canales	126
Figura 55: Dimensiones comerciales de las canaletas Pavco	127
Figura 56: Modulo tipo 1 (izquierda), módulo tipo 2 (derecha).....	130
Figura 57: Esquema de una bajante	131
Figura 58: Esquema de la sección transversal de la canaleta con su respectiva bajante	132
Figura 59: Plano distribución de la tubería de desagüe, punto de control 1	136
Figura 60: Cálculo hidráulico de la tubería de desagüe punto 1, en software H canales.....	137
Figura 61: Plano distribución de la tubería de desagüe, punto de control 2	138
Figura 62: Cálculo hidráulico de la tubería de desagüe punto 2, en software H canales.....	139
Figura 63: Plano distribución de la tubería de desagüe, punto de control 3	140
Figura 64. Cálculo hidráulico de la tubería de desagüe punto 3, en software H canales.....	140
Figura 65 : Plano distribución de la tubería de desagüe,	141
Figura 66: Cálculo hidráulico de la tubería de desagüe punto 4, en software H canales.....	142
Figura 67 Esquema de cisterna	143
Figura 68 Curvas Intensidad- Duración de 50%	144
Figura 69. Hietograma de una precipitación de 3 horas con intervalos de 10 minutos.....	146

Figura 70 Demanda acumulada versus oferta aprovechable en función de los meses del año	150
Figura 71: Esquema del tanque de reserva	151
Figura 72 Isométrico del sistema de distribución	155
Figura 73. Isometría de baño y cocina con sus respectivos aparatos.....	155
Figura 74 Cotas en los nudos (m) y diámetros de tuberías (mm)	159
Figura 75: Presiones en los nudos (mca) y velocidades en las tuberías (m/s).....	159
Figura 76 Curva característica de bomba centrífuga de serie HF	168
Figura 77: Detalle de colocación de filtros a la salida de la bomba.....	173
Figura 78 Ubicación de Galte-Yaguachi, imagen satelital tomada de Google Earth.....	176
Figura 79: Modelado Warka Water 3D.....	177
Figura 80 Módulos de la Estructura del atrapanieblas	177
Figura 81: Remoción de la corteza del carrizo	178
Figura 82: Elemento vertical y diagonal de 2m y 2.10 m respectivamente (Modulo 1)	179
Figura 83: Destaje y detalle de ensamblaje de elementos verticales con abrazaderas al anillo	180
Figura 84: Procedimiento para elevar un módulo	181
Figura 85: Colocación de diagonales y detalle de amarre	181
Figura 86: Empotramiento del módulo base	182
Figura 87: Colocación de malla y ensamblaje de módulos superiores	183
Figura 88: Plástico impermeable conductor del líquido recolectado	184
Figura 89: Warka Water con materiales alternativos	184
Figura 90: Dimensiones de la cisterna.....	186
Figura 91: Empuje del agua sobre las paredes de la cisterna	187
Figura 92: Diagrama de momento sobre las paredes de la cisterna.....	188
Figura 93: Empuje del suelo sobre las paredes de la cisterna.....	189
Figura 94: Diagrama de momento sobre las paredes de la cisterna.....	190
Figura 95: Esquema de los lados de la cisterna	192
Figura 96 Armado final de la losa de fondo	193

Figura 97: Caso2 del método del ACI	194
Figura 98 : Sentido de las cargas a y b.....	195
Figura 99: Armado de la losa de cubierta	198
Figura 100: Corte longitudinal, armado de paredes, losa	198
Figura 101: Corte transversal, armado de paredes, losa de fondo y losa de cubierta	199
Figura 102: Detalles generales de la cisterna.....	199
Figura 103: Modelamiento de la estructura.....	200
Figura 104: Diagramas de cortante y momento de la estructura	201
Figura 105: Diagramas de cortante y momento de la columna.....	202
Figura 106: Valores de k para columnas	203
Figura 107: Flexo compresión biaxial en columnas (Romo, Temas de hormigon armado, 2008).....	207
Figura 108 Diagrama de interacción de columnas rectangulares – flexión diagonal (Romo, Temas de hormigón armado, 2008).....	208
Figura 109 Armado final de la columna de soporte.....	210
Figura 110 Esquema del plinto	210
Figura 111 Esfuerzos producidos en el plinto	212
Figura 112 Distribución de esfuerzo del suelo y área de cortante.	213
Figura 113 Cortante bidireccional en el plinto.....	215
Figura 114 Sección critica de momentos flectores.....	216
Figura 115 Armado del plinto.....	217
Figura 116 Esquema de armado del plinto	218
Figura 117: Estructuración de la malla de captación y detalle del proceso de captación.....	225

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Interpretación del coeficiente de correlación.....	15
Tabla 2: Valores de rugosidad equivalente.....	23
Tabla 3: Valores para el Coeficiente de Rugosidad "n"	24
Tabla 4: Valores del factor de gasto $K=F/n$ (Según la ecuación	35
Tabla 5: Dotaciones de agua para los diferentes niveles de servicio.....	57
Tabla 6: Niveles de servicio para sistemas de abastecimiento de agua, disposición de excretas y residuos sólidos	58
Tabla 7: Factores de caracterización del agua	72
Tabla 8: Precipitaciones mensuales de la estación Cebadas que requiere el relleno de datos.....	75
Tabla 9: Precipitaciones mensuales de la estación Totorillas que requiere el relleno de datos.....	75
Tabla 10: Relleno de dato del mes de Marzo 2009.....	76
Tabla 11: Relleno de dato del mes de Abril 2001	76
Tabla 12: Relleno de dato del mes de mayo 2002.....	77
Tabla 13: Relleno de dato del mes de Noviembre 2010	77
Tabla 14: Relleno de dato del mes de Noviembre 2015	78
Tabla 15: Precipitaciones promedio anuales de las estaciones cebadas y totorillas.....	78
Tabla 16 : Procedimiento de la obtención de los datos de precipitación faltante por el método de regresión lineal.	79
Tabla 17 : Relleno de dato del mes de Octubre 2009 mediante la aplicación del método de la razón normal.....	81
Tabla 18 : Precipitación promedio anual del año 2009 de las estaciones de Cebadas, Pangor, Totorillas, Licto y Alao respectivamente.	81
Tabla 19 : Resultados de la aplicación de la fórmula de la razón normal del año 2009	81
Tabla 20 : Relleno de dato del mes de Octubre 2010 mediante la aplicación del método de la razón normal.....	82

Tabla 21: Precipitaciones del año 2010, de las estaciones Cebadas, Pangor, Licto y Alao de manera vertical.....	82
Tabla 22: Resultados de la aplicación de la fórmula de la razón normal del año 2010	82
Tabla 23: Serie completa de datos de precipitaciones mensuales de la estación Cebadas	83
Tabla 24: Relleno de datos en base a la estación de Cebadas	83
Tabla 25: Relleno de datos del mes de enero.....	84
Tabla 26: Relleno de datos del mes de febrero	85
Tabla 27: Relleno de datos del mes de mayo	86
Tabla 28: Relleno de datos del mes de Junio	86
Tabla 29: Relleno de datos del mes de marzo 2005 mediante la aplicación del método de la razón normal	87
Tabla 30 : Precipitación promedio anual del año 2005 de las estaciones de Totorillas, Pangor, Cebadas y Licto respectivamente.	87
Tabla 31 : Resultados de la aplicación de la fórmula de la razón normal del año 2005	88
Tabla 32: Relleno de datos del mes de marzo 2010 mediante la aplicación del método de la razón normal	88
Tabla 33: Precipitación promedio anual del año 2010 de las estaciones de Totorillas, Pangor, Cebadas, Licto y Alao respectivamente.	88
Tabla 34: Resultados de la aplicación de la fórmula de la razón normal del año 2010	89
Tabla 35: Relleno de datos del mes de abril del 2005 mediante la aplicación del método de la razón normal	89
Tabla 36: Precipitación promedio anual del año 2005 de las estaciones de Totorillas, Pangor, Cebadas y Alao respectivamente.....	89
Tabla 37: Resultados de la aplicación de la fórmula de la razón normal del año 2005	90
Tabla 38: Relleno de datos del mes de abril del 2009 mediante la aplicación del método de la razón normal	90

Tabla 39: Precipitación promedio anual del año 2009 de las estaciones de Totorillas, Pangor, Cebadas y Licto respectivamente.	90
Tabla 40: Resultados de la aplicación de la fórmula de la razón normal del año 2009	91
Tabla 41: Relleno de datos del mes de Abril 2010 mediante la aplicación del método de la razón normal.....	91
Tabla 42: Precipitación promedio anual del año 2010 de las estaciones de Totorillas, Pangor, Cebadas Licto y Alao respectivamente.	91
Tabla 43: Resultados de la aplicación de la fórmula de la razón normal del año 2010	92
Tabla 44: Relleno de datos del mes de Julio 2005 mediante la aplicación del método de la razón normal.....	92
Tabla 45 : Precipitación promedio anual del año 2005 de las estaciones de Totorillas, Pangor, Cebadas Licto y Alao respectivamente.	92
Tabla 46 : Resultados de la aplicación de la fórmula de la razón normal del año 2005	93
Tabla 47: Relleno de datos del mes de julio 2010 mediante la aplicación del método de la razón normal.....	93
Tabla 48 Precipitación promedio anual del año 2010 de las estaciones de Totorillas, Pangor, Cebada, Licto y Alao respectivamente.	93
Tabla 49 Resultados de la aplicación de la fórmula de la razón normal del año 2010	94
Tabla 50 Relleno de datos del mes de julio 2012 mediante la aplicación del método de la razón normal.....	94
Tabla 51 Precipitación promedio anual del año 2012 de las estaciones de Totorillas, Pangor, Cebada, Licto y Alao respectivamente.	94
Tabla 52 Resultados de la aplicación de la fórmula de la razón normal de julio 2012.....	95
Tabla 53 Tabla con datos completos de la estación Totorillas del mes de julio de los años 2005,2010 y 2012 respectivamente.....	95
Tabla 54 Relleno de datos del mes de agosto 2005, mediante la aplicación del método de la razón normal.....	95

Tabla 55 Precipitación promedio anual del año 2005 de las estaciones de Totorillas, Pangor, Cebada, Licto y Alao respectivamente.	95
Tabla 56	96
Tabla 57 Relleno de datos del mes de agosto 2010, mediante la aplicación del método de la razón normal.....	96
Tabla 58 Precipitación promedio anual del año 2010 de las estaciones de Totorillas, Pangor, Cebada, Licto y Alao respectivamente.....	96
Tabla 59 Resultados de la aplicación de la fórmula de la razón normal de agosto 2010	97
Tabla 60 Relleno de datos del mes de noviembre 2005, mediante la aplicación del método de la razón normal.....	97
Tabla 61 Precipitación promedio anual del año 2005 de las estaciones de Totorillas, Pangor, Cebada, Licto y Alao respectivamente.....	97
Tabla 62 Resultados de la aplicación de la fórmula de la razón normal de noviembre 2005	98
Tabla 63 Relleno de datos del mes de noviembre 2015, mediante la aplicación del método de la razón normal.....	98
Tabla 64 Precipitación promedio anual del año 2015 de las estaciones de Totorillas, Pangor, Cebada y Licto respectivamente.....	98
Tabla 65 Resultados de la aplicación de la fórmula de la razón normal de noviembre 2015	99
Tabla 66 Tabla con datos completos de la estación Totorillas del mes de Noviembre de los años 2005 y 2015 respectivamente.....	99
Tabla 67 Serie completa de datos de precipitaciones mensuales de la estación Totorillas.	99
Tabla 68 Prueba de rachas para la estación de totorillas	100
Tabla 69 Valores críticos test rachas	101
Tabla 70 Valores de Y_t para distintos periodos de retorno.	106
Tabla 71 Valores de Y_n , S_n según número de observaciones.	106
Tabla 72 Serie completa de datos de precipitaciones mensuales de la estación Totorillas.	107
Tabla 73 Calculo de las intensidades máximas en 24 horas.	107

Tabla 74	Coeficiente de frecuencia para t años del periodo de retorno....	112
Tabla 75	Intensidades de frecuencia para un periodo de 10 años.....	112
Tabla 76	Resumen de las curvas IDF de diferentes periodos de retorno y duración (mm/min).	113
Tabla 77	Coeficientes de esorrentía	124
Tabla 78	127	
Tabla 79	Áreas de azotea mínima y máxima en función del diámetro de la bajante.....	130
Tabla 80	Cálculo de bajantes de aguas lluvias	133
Tabla 81	Valores de diámetros y relación de áreas	134
Tabla 82	Datos de intensidades leídos de la curva IDF	145
Tabla 83	Días de lluvia de todos los meses del año.....	147
Tabla 84	Dotación mensual	148
Tabla 85	Calculo secuencial para el volumen del tanque cisterna	149
Tabla 86	Balance del cálculo de volúmenes.....	149
Tabla 87	Presiones recomendadas.	154
Tabla 88	Caudales Instantáneos (l/min)	156
Tabla 89	Cuantificación de artefactos instalados.....	156
Tabla 90	Caudales máximo probables.....	157
Tabla 91	Resultado de análisis en los nudos.....	160
Tabla 92	Resultado de análisis en tuberías.	161
Tabla 93	Características de bomba centrifuga de serie HF	168
Tabla 94	Resultado del análisis de Laboratorio	170
Tabla 95:	Propiedades física e hidráulicas del Geotextil.....	172
Tabla96:	Dosificación en función de la lámina de agua	175
Tabla 97	Dimensión de elementos utilizados en el atrapanieblas tridimensional.....	179
Tabla 98:	Presupuesto del sistema SCALL	220
Tabla 99:	Presupuesto del atrapanieblas tridimensional.....	221
Tabla 100:	Superficie de malla instalada por módulo	225
Tabla 101:	Registro de recolección diaria.....	226

RESUMEN

El principal problema en las comunidades campesinas localizadas en altitudes superiores a los 3800 msnm, como es el caso de Galte, provincia de Chimborazo, es la falta de agua. Razón por la cual esta investigación buscó establecer nuevas fuentes de agua alternativas a las convencionales, mediante la implementación de la primera etapa de un sistema de captación de agua lluvia (SCALL) y el diseño integral del mismo sistema considerando toda el área de captación disponible y, además un sistema de captación de agua niebla. Referente al SCALL, este proyecto logró cuantificar y conocer la aptitud del agua recolectada para consumo humano, por lo que fue necesario caracterizar la zona mediante la construcción de curvas de intensidad, duración y frecuencia de precipitaciones y analizar una muestra del agua precipitada en la escuela de Galte, la muestra se obtuvo mediante la implementación de la primera fase del SCALL y tras el análisis se pudo determinar que con un tratamiento básico de filtración y desinfección se recolectó aproximadamente mil litros diarios de agua apta para el consumo. También se planteó como objetivo construir e implementar un atrapanieblas tridimensional con materiales de fácil adquisición en los andes del Ecuador y, medir la cantidad de agua colectada por metro cuadrado de malla. La metodología de construcción fue una adaptación de la tecnología definida por Architecture and Vision para la construcción del Warka Water. La cantidad de agua colectada por metro cuadrado de malla reflejó un rendimiento de hasta 2.63 l/m²/día en los días de mayor presencia de neblina y un mínimo de 0.65 l/m²/día. La construcción del atrapanieblas fue realizada con materiales de la zona de bajo valor económico y fácil adquisición, se podría replicar en regiones de similares características geográficas.

Palabras claves:

- **AGUA LLUVIA**
- **SISTEMA DE RECOLECCIÓN**
- **CONDENSACIÓN ATMOSFÉRICA**
- **WARKA WATER**

ABSTRACT

The main problem in peasant communities located at altitudes about 3800 meters above sea level, as in the case of Galte, province of Chimborazo, is the water deficit. This is why this research looks for new sources of water alternatives to the conventional ones, through the implementation of a system of rainwater harvesting and a system of fog collector. Regarding rainwater harvesting, the research seeks to quantify and to know the aptitude of the collected water for human consumption, so, it was necessary to characterize the study area by the construction of intensity, duration and frequency of precipitation curves and also obtaining a sample of precipitated water from the school of Galte for the respective analysis, the sample was obtained by the implementation of the first phase of the rainwater harvesting, and the analysis determined that the water requires a basic treatment of filtration and disinfection to be adequate for human consumption. As for the fog collector system, the goal was to construct and implement a three-dimensional fog collector with materials of easy acquisition in the Andes of Ecuador and to measure the amount of water collected per square meter of mesh. The construction methodology was adopted from an Italian Architectural Firm for the construction of Warkawater. The amount of water collected per square meter of mesh reflected a yield of up to 2.63 l/m² /day, this occurs on days with higher presence of fog and the minimum amount of water collected is 0.65 l/m² /day. The construction of the fog collector was made with materials from the area, these materials have a low price and they are also of easy acquisition, this project could easily be replicated in places of similar geographic characteristics.

Keywords:

- RAIN WATER
- COLLECTOR SYSTEM
- ATMOSPHERIC CONDENSATION
- WARKA WATER

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1. Antecedentes

En las comunidades de Galte el problema se encuentra alrededor de tres componentes que son el agua, la producción agrícola, y los procesos de gestión y comercialización de los productos provenientes de actividades agrícolas. El agua moviliza a toda la comunidad y se hallan organizados en una junta de agua. Quieren encontrar formas de captación de agua en estructuras apropiadas que les permita afrontar de mejor manera la producción agrícola. La deforestación es un factor que lo nota como una de las causas para el deterioro de las fuentes de agua, (Carrera, Robalino, Rodríguez, Sandoval, & Hidalgo, 2016).

El agua dulce es un recurso que además de permitir la vida, impulsa el desarrollo de las comunidades. El ser humano desde tiempos remotos ha visto la necesidad de buscar maneras de recolectar agua para su sustento, a través del tiempo se han implementado varias técnicas de recolección, las mismas que han servido de motor para la prosperidad y desarrollo de las comunidades pero se puede convertir en el factor que extinga toda forma de vida, producción y desarrollo cuando no se presenta en cantidades mínimas de subsistencia, para consumo humano y la agricultura, etc. Este ejemplo paradójico es una realidad en las partes altas de los páramos, en donde las comunidades siguen en la actualidad buscando nuevas alternativas para la obtención de este recurso hídrico, como es el caso de las comunidades de la parroquia Palmira y de no ser factible la obtención del líquido vital se tiene

como últimas alternativas el cambio de las actividades de producción o peor aún migración a otros sectores. (GAD Parroquial de Palmira, 2015)

La recolección de aguas lluvias es una opción factible para el mejoramiento de la calidad de vida de los habitantes de la comunidad Palmira que actualmente padecen de serios problemas de cantidad y calidad en el abastecimiento de agua. Esta alternativa es atractiva porque alivia la carga de trabajo por recolección de agua en aquellas regiones donde mujeres, niñas, niños y hombres deben recorrer grandes distancias, gastando tiempo y energía para su transporte hasta la vivienda. Además, contribuye a reducir la presión sobre fuentes finitas tales como agua subterránea. (Sánchez & Caicedo, 2003)

1.2. Estado del arte

En Colombia se ha desarrollado fuertemente el aprovechamiento del agua lluvia tanto para el consumo humano como para usos varios, un ejemplo de ésta afirmación es el proyecto llevado a cabo por la “Universidad del Valle”, los mismos que han realizado el trabajo denominado “Uso del agua lluvia en la Bocana-Buenaventura” que tuvo como objetivo el identificar formas de recolección y aprovechamiento con participación de la comunidad (Sánchez & Caicedo, 2003). Los resultados obtenidos por Sánchez & Caicedo (2003) son que al menos el 83% de las familias de Bocana ocupan agua lluvia como fuente para distintas actividades.

Existen varios estudios adicionales en Colombia, otro ejemplar fue el desarrollado por Natalia Palacio Castañeda estudiante de la “Universidad de Antioquia” titulado como “Propuesta de un sistema de aprovechamiento de agua lluvia, como alternativa para el ahorro de agua potable, en la Institución Educativa María Auxiliadora de Caldas” en donde se planteó como objetivo el aprovechamiento del agua lluvia como fuente alterna de agua para usos varios, como descarga en sanitarios, lavado de zonas comunes, entre otros, esta investigación arrojó como resultado que el aprovechamiento de agua

lluvia es una opción técnicamente viable, pero requiere de una inversión inicial que puede ser alta si no se tienen los suficientes recursos que la financien. (Palacio, 2010).

De acuerdo con la investigación llevada a cabo por Ballén, Galarza y Ortiz (2006), en el trabajo titulado “Historia de los Sistemas de Aprovechamiento de Agua Lluvia” se evidenció que la existencia de los sistemas de aprovechamiento de agua lluvia datan desde 4.000 años a.C. hasta los sistemas actuales, los cuales se utilizan intensivamente en muchas zonas del planeta. Estas metodologías utilizadas sólo se implementan cuando no existe una red de acueducto, el suministro es deficiente, la calidad del agua es muy baja o los costos del agua potable son muy altos, algunas de estas condiciones son las predominantes en varios municipios de Colombia y pueden llegar a darse a largo o mediano plazo en la mayoría de los municipios del país. (Ballén, Galarza, & Ortiz, 2016)

En lo referente al diseño de un condensador natural tipo “WarkaWater” no se logró encontrar a nivel de Sudamérica, el diseño de esta torre ha sido desarrollada por la firma arquitectónica italiana “Architecture and Vision” bajo la dirección de Arturo Vittori, es un proyecto experimental que consiste en una estructura vertical diseñada para recoger el agua potable de la atmósfera y proveer así a pueblos de Etiopía, (Architecture and Vision, 2017)

1.3. Justificación e importancia

En alineación con los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) u Objetivos Mundiales, propuestos por la ONU en 2015, en donde se han definido 17 objetivos enfocados principalmente a la erradicación del hambre, alcanzar la igualdad de género, mejorar los servicios de salud y lograr que los niños asistan a la escuela, poniendo al mundo en una senda sostenible para el año 2030 como fecha límite. En base a estos enfoques el presente proyecto está orientado a cooperar con los objetivos dos, tres, seis y quince de los Objetivos Mundiales propuestos por la ONU, en donde se recalca la

importancia de garantizar la disponibilidad y gestión sostenible del agua y saneamiento para las comunidades. (Organización de las Naciones Unidas, 2015)

La elaboración del proyecto conllevó la aplicación de conocimientos ingenieriles a lo largo de las varias etapas de ejecución, de las cuales, se puede resaltar el diseño del sistema de recolección de aguas, entre las actividades inmersas en dicha etapa incluye el manejo de información hidráulica, hidrológica, meteorológica y de calidad de aguas, a través de los datos obtenidos de las estaciones meteorológicas cercanas al proyecto, al predecir los caudales probables mediante la determinación in situ de factores que inciden directamente en la cuantificación en función de: áreas de aportación, coeficientes de escorrentía, intensidades de lluvias. En esta etapa también consta el diseño de una atrapanieblas tipo “WarkaWater” de agua existente en la atmosfera adaptándole a materiales y a condiciones climáticas propias del lugar, por lo que se ha denominado como Urcu Yaku que en quichua significa agua de montaña.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

- Diseñar e implementar un sistema de captación de agua lluvia y un sistema de condensación atmosférica tipo “WarkaWater” para la Parroquia rural de Palmira, Cantón Guamote, Provincia de Chimborazo, como aporte de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE a la comunidad mencionada.

1.4.2. Objetivos específicos

- Recopilar y procesar los datos de las variables meteorológicas de la zona de interés y establecer una dotación mínima disponible de agua para los involucrados del proyecto.
- Proponer un sistema de aprovechamiento de aguas lluvias, de fácil implementación y mantenimiento, que involucre la optimización y combinación de los sistemas de abastecimientos existentes, como alternativa a la escasez de agua potable en la zona del proyecto.
- Sobre la base del presupuesto aprobado mediante partida presupuestaria: N° 730811 de materiales de construcción en la Universidad de las Fuerzas Armadas “ESPE”, se prevé implementar la primera fase del sistema de recolección de agua lluvia.
- Diseñar la red de distribución de agua potable, la cisterna de almacenamiento y la estructura de soporte de los tanques elevados de almacenamiento de agua.
- Diseñar e implementar un condensador natural tipo “WarkaWater” de agua atmosférica y determinar el lugar óptimo de implantación.
- Proponer tratamiento para la potabilización del agua captada por los varios sistemas de abastecimiento, en base a los resultados obtenidos del análisis de una muestra de agua recolectada en la zona de interés del proyecto.
- Realizar análisis de costos del sistema integral de aprovechamiento de agua.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Hidrología

La hidrología es la ciencia que trata de la presencia y distribución espacial y temporal del agua en la Tierra, tanto por encima como por debajo de su superficie, y en particular de sus propiedades químicas, biológicas y físicas y de su interacción con el entorno físico. La hidrología ayuda a comprender las distintas fases del ciclo hidrológico, desde el paso del agua de la atmósfera a la Tierra hasta su regreso a la atmósfera. Constituye, pues, la base de la evaluación y gestión de los recursos hídricos y de los problemas prácticos ocasionados por las crecidas y sequías, la erosión y el transporte de sedimentos y la polución del agua. Las crecientes presiones experimentadas por los recursos hídricos disponibles en la búsqueda de un mayor bienestar económico, así como la preocupación que suscita la polución del agua superficial y subterránea, han puesto de relieve la importancia fundamental de la hidrología en todas las iniciativas relacionadas con el agua y el medio ambiente (Organización Meteorológica Mundial, 2011)

2.2. Precipitaciones

2.2.1. Definición

La precipitación es toda forma de humedad que originándose en las nubes, llega hasta la superficie del suelo; de acuerdo a esta definición la precipitación puede ser en forma de: lluvia, granizada, garúas, nevadas (Villón, 2002).

Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, la precipitación es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre, y sus mediciones y análisis, forman el punto de partida de los estudios concernientes al uso y control del agua (Villón, 2002).

Según el autor German Monsalve (2009) la precipitación es “en general, el término que se refiere a todas las formas de humedad emanadas de la atmósfera y depositadas en la superficie terrestre, tales como lluvia, granizo, rocío, neblina, nieve o helada”

La principal fuente de humedad para la precipitación la constituye la evaporación desde la superficie de los océanos. Sin embargo, la cercanía a los océanos no conlleva una precipitación proporcional, como lo demuestran muchas islas desérticas. Son los factores del clima ya estudiados (latitud, altitud, continentalidad, corrientes marinas, vientos dominantes) y las barreras orográficas (Morán W. C., 1998).

2.2.2. Origen de la precipitación

Debido a su calentamiento cerca de la superficie, motivado por diferencias de radiación, las masas de aire ascienden hasta alturas de enfriamiento suficientes para llegar a la saturación. Pero esto no conlleva precipitación. Suponiendo que el aire está saturado, o casi saturado, para que

se forme neblina o gotas de agua o cristales de hielo, se requiere la presencia de núcleos de condensación (en los dos primeros casos) o de congelamiento (en el tercero). Los núcleos de condensación consisten en productos de combustión, óxidos de nitrógeno y minúsculas partículas de sal; los núcleos de congelamiento consisten de minerales arcillosos, siendo el caolín el más frecuente (Morán W. C., 1998).

Una nube está constituida por pequeñísimas gotas de agua, que se mantienen estables gracias a su pequeño tamaño, algunas características de las gotas de las nubes son:

- Diámetro aproximado de las gotas 0.02mm
- Espaciamiento entre gotas 1 mm
- Masa 0.5 a 1 g/m³

Por el contrario, las gotas de lluvia, tienen un diámetro de 0.5 a 2 mm, es decir, un aumento en el volumen de las gotitas de nube, de 100.000 a 1.000.000 de veces (Villón, 2002).

El aumento en el volumen de las gotas se da por la unión entre sí de numerosas gotitas y ésta unión la explica Morán (1998), por las siguientes causas:

- La atracción electrostática entre las gotitas que conforman las nubes
- Las micro turbulencias dentro de la masa de la nube
- El barrido de las gotitas más finas por las gotas mayores
- La diferencia de temperaturas: las gotas más frías se engrosan a expensas de las más calientes.

Por otra parte, el autor German Monsalve (2009) enumera los elementos necesarios para la formación de las precipitaciones y son los siguientes:

- Humedad atmosférica.
- Radiación solar.
- Mecanismo de enfriamiento del aire.

- Presencia de núcleos higroscópicos para que haya condensación.
- Mecanismos de crecimiento de las partículas. (Monsalve, 2009)

2.2.3. Tipos de precipitaciones

La formación de la precipitación, requiere la elevación de una masa de agua en la atmósfera, de tal manera que se enfríe y parte de su humedad se condense. Atendiendo al factor que provoca la elevación del aire en la atmósfera, la precipitación se clasifica en: (Villón, 2002)

2.2.3.1. Precipitación de convección

En tiempo caluroso, se produce una abundante evaporación a partir de la superficie del agua, formando grandes masas de vapor de agua, que por estar más calientes, se elevan sufriendo un enfriamiento de acuerdo a la adiabática seca o húmeda. En el curso de su ascenso, se enfrían según el gradiente adiabático seco ($1^{\circ}\text{C}/100\text{m}$), o saturado ($0.5^{\circ}\text{C}/100\text{m}$) (Villón, 2002)

Las masas de vapor se acumulan en los puntos llamados células de convección. A partir de este punto, estas masas pueden seguir elevándose hasta llegar a las grandes alturas, donde encuentran condiciones que provocan la condensación y la precipitación. Generalmente viene acompañada de rayos y truenos (Villón, 2002).

Son precipitaciones propias de las regiones tropicales, donde las mañanas son muy calurosas, el viento es calmo y hay una predominancia de movimiento vertical del aire como se muestra en la Figura 1. (Villón, 2002)

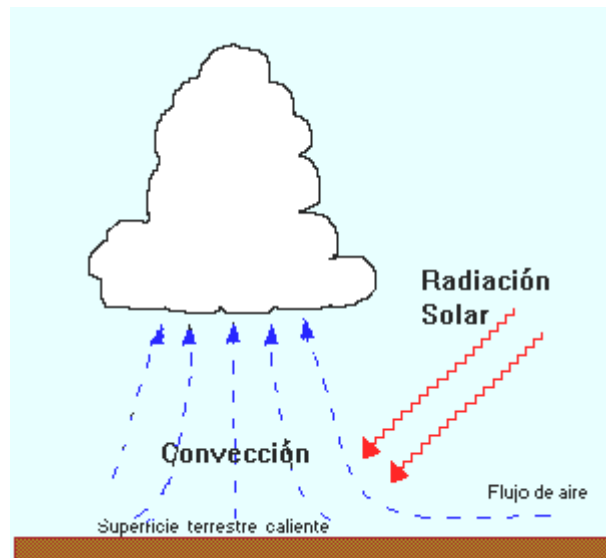


Figura 1: Precipitación de convección
Fuente: (Geografía: Recursos online, 2017)

2.2.3.2. Precipitación orográfica

Se produce cuando el vapor de agua que se forma sobre la superficie de agua es empujada por el viento hacia las montañas, aquí las nubes siguen por las laderas de las montañas, y ascienden a grandes alturas, hasta encontrar condiciones para la condensación y la consiguiente precipitación, se muestra en la Figura 2. (Villón, 2002)



Figura 2: Precipitación orográfica
Fuente: (Geografía Argentina, 2017)

2.2.3.3. Precipitación ciclónica

Se produce 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, Figura 3. Están asociadas con el paso de ciclones o zonas de baja presión (Villón, 2002).

Todas estas formas de originarse las lluvias, en la naturaleza se presentan combinadas, de modo que una lluvia determinada puede provenir de cualquiera de las formas o de la combinación de ellas (Villón, 2002).

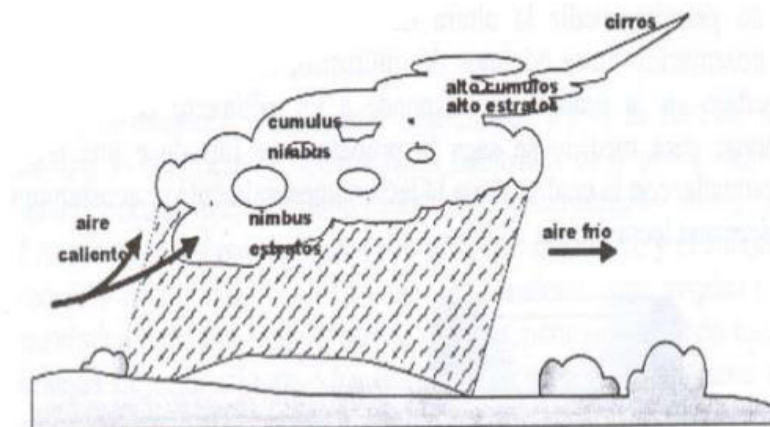


Figura 3: Precipitación ciclónica
Fuente:(Villón, 2002)

2.2.4. Medición de la precipitación

La precipitación se mide en términos de la altura de lámina de agua, y se expresa comúnmente en milímetros. Esta altura de la lámina de agua, indica la altura del agua que se acumularía en una superficie horizontal, si la precipitación permaneciera donde cayó. (Villón, 2002)

Los aparatos de medición, se basan en la exposición a la intemperie de un recipiente cilíndrico abierto en su parte superior, en la cual se recoge el agua producto de la lluvia y 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, 2002).

2.2.4.1. Pluviómetro

Consiste en un recipiente cilíndrico de lámina, de aproximadamente 20 cm de diámetro y de 60 cm de alto como se presenta en la Figura 4. 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 décimos 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. (Villón, 2002)

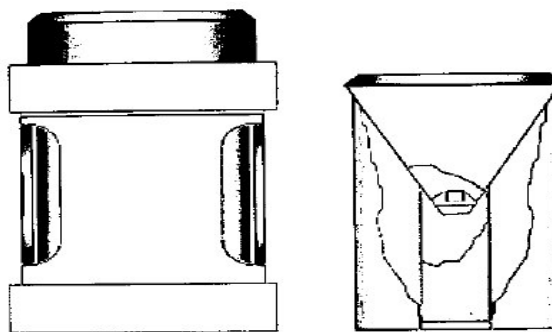


Figura 4: Pluviómetro
Fuente: (Villón, 2002)

2.2.4.2. Pluviógrafo

Es un instrumento, que registra la altura de la lluvia en función del tiempo, lo cual permite determinar la intensidad de la precipitación, dato importante para el diseño de estructuras hidráulicas (Villón, 2002).

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, ver

Figura 5. Como el papel registrador tiene un cierto rango en cuanto a la altura de registro, una vez que la aguja llega al borde superior, automáticamente regresa a borde inferior y sigue registrando. El gráfico resultante recibe el nombre de pluviograma (Villón, 2002).

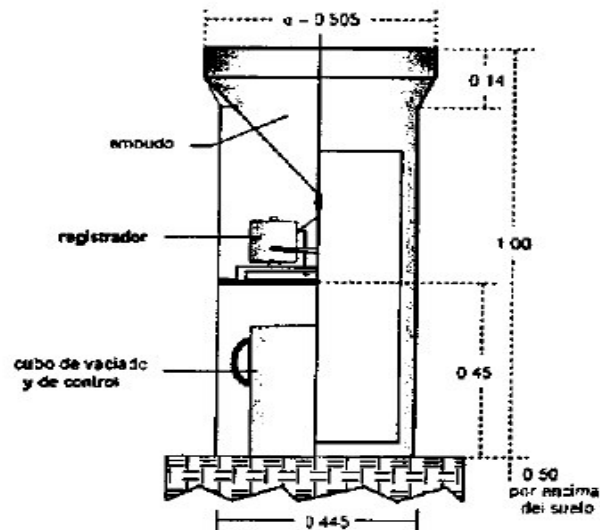


Figura 5: Pluviógrafo
Fuente: (Villón, 2002)

2.3. Relleno de datos

Previo al procesamiento de datos de las precipitaciones, para obtener intensidades, duraciones y frecuencias, es importante realizar el relleno de los datos faltantes en las series de datos que proveen las estaciones meteorológicas. En Ecuador en particular, la institución encargada de proveer estas series de datos es el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología INAMHI.

Existen estaciones pluviométricas con datos faltantes en sus registros debido, entre otros factores, a la negligencia del operador o a la ausencia del aparato durante determinado tiempo (Monsalve, 2009).

Como en hidrología se trabaja con series continuas, se deben completar dichos datos faltantes (Monsalve, 2009).

Se puede utilizar varias metodologías para completar los datos faltantes, la mayoría de estas metodologías utilizan estaciones cercanas a la estación de interés como estación de apoyo para el relleno de datos, siempre y cuando éstas contengan información durante el periodo de tiempo faltante, entre las metodologías utilizadas más comúnmente podemos mencionar las siguientes:

- Regresión lineal simple
- Método de la razón normal
- Método de los promedios

2.3.1. Regresión lineal simple

La regresión lineal simple es una técnica que permite la construcción de modelos que establecen una relación entre la variable independiente denotada por la letra X y que es la que proporciona datos para el cálculo requerido, y la variable dependiente denotada por la letra Y es la que se calcula en base a la variable independiente, el diagrama de dispersión es una herramienta grafica que se lo presenta para una mejor comprensión interpretación. (Carrera, y otros, 2016)

El coeficiente de correlación “r” es un valor que permite analizar la intensidad de la relación entre las series de datos, se lo calcula mediante la fórmula mostrada a continuación, y puede tomar valores entre -1, 0, +1. Mientras el valor sea cercano a cero indica que no existe correlación entre variables y mientras se acerca a la unidad muestra una relación perfecta. (Lind & Marchal, 2004), (Carrera, y otros, 2016)

$$r = \frac{\Sigma(x - \bar{x})(y - \bar{y})}{(n - 1) * Sx * Sy}$$

Dónde:

- r: coeficiente de correlación
- n: número de pares de datos conocido=número de datos de x y

- \bar{x} media aritmética de los datos de x que forman con los de y
- \bar{y} media aritmética de todos los datos de y
- S_x desviación estándar para todos los datos de x que forman parejas con los de y

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum(x - \bar{x})^2}{(n - 1)}}$$

- S_y desviación estándar para todos los datos de y.

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum(y - \bar{y})^2}{(n - 1)}}$$

Resulta difícil precisar a partir de qué valor del coeficiente de correlación se puede considerar que existe una correlación lineal entre dos variables, sin embargo, para la interpretación de los valores de los coeficientes de correlación entre series de datos se utilizan unos rangos de correlaciones determinado por Bisquerra (1989), citado por Abad, I. (2014) y se presenta en el Tabla 1.

Tabla 1
Interpretación del coeficiente de correlación

Indicadores de r	
r = 1	Correlación perfecta
0,8 < r < 1	Correlación muy alta
0,6 < r < 0,8	Correlación alta
0,4 < r < 0,6	Correlación moderada
0,2 < r < 0,4	Correlación baja
0 < r < 0,2	Correlación muy baja
r = 0	Correlación nula

Fuente: Abad, I., 2014

Los valores de r varían de -1 a +1

2.3.2. Método de la razón normal

El método de la razón normal es un método similar al del cociente, ya que emplea la relación de los valores normales de las estaciones cercanas

geográficamente a la estación que se desea calcular, la recomendación de este método es contar con al menos tres estaciones auxiliares. Este método se lo usa cuando la media de una de las estaciones piloto difiere en más del 10% de la media de la estación con datos a llenarse. (Guevara, 2003)

$$P_x = \frac{1}{n} * \left[\left(\frac{N_x}{N_1} \right) * P_1 + \left(\frac{N_x}{N_2} \right) * P_2 + \left(\frac{N_x}{N_3} \right) * P_3 + \dots + \left(\frac{N_x}{N_n} \right) * P_n \right]$$

Dónde:

- n: número de estaciones pluviométricas con registros continuos.
- P_x : Precipitación de la estación con datos faltantes (x) durante el período de tiempo a completar P_1 a P_n : Precipitación de las estaciones auxiliares durante el período de tiempo a completar.
- N_x : Precipitación media anual de la estación (x). N_1 a N_n : Precipitación media anual de las estaciones auxiliares (Monsalve, 2009)

2.3.3. Método de los promedios

Para el método de los promedios se escoge una estación índice (A) cuya precipitación anual media es x_A ; si la estación problema es la estación x, se halla su correspondiente precipitación anual media x y se establece la proporción:

$$\frac{x}{x_A} = \frac{\bar{X}}{\bar{X}_A}$$

Donde se puede despejar x que es el dato faltante. Hay que tener cuidado de hallar los valores medios para el período común de registros. (Morán W. C., 1998).

2.3.4. Análisis de homogeneidad por el Test de las rachas.

El estadístico del test es el número de secuencias de elementos consecutivos de una serie de datos en este caso de precipitaciones que estén por encima o por debajo de la mediana. Martínez Molina al explicar el test de las rachas expone: “muchas alternativas indican oscilación y muchas permanencias indican una tendencia o cambio “. Entonces, un número de rachas elevado indica oscilaciones en torno a la media de la serie, mientras que un número de rachas bajo indica tendencias. El conteo de rachas se fundamenta en identificar el número de veces en que los valores ordenado cronológicamente cambian de valor superior a un valor por debajo de la media de la serie, una serie no será homogénea si el número de rachas es pequeño, es decir que queda por debajo del valor permitido en el intervalo de probabilidad o muy grande. (Molina, 1986), (Caballero, 2013)

2.3.5. Análisis doble de masas

Es el método utilizado para verificar la homogeneidad de los datos de una estación pluviométrica. Se quiere comprobar con esto si hubo alguna anomalía en la estación pluviométrica durante algún periodo, tal como el cambio de lugar de dicha estación, cambio de las condiciones del aparato registrador, o modificaciones en su método de construcción (Monsalve, 2009).

El método consiste en construir una curva doble acumulativa, en la cual son relacionados los totales anuales acumulados de precipitación de un determinado lugar y la media acumulada de los totales anuales de todos los puestos de la región, considerada climatológicamente homogénea y por consiguiente homogénea desde el punto de vista de datos (Monsalve, 2009).

2.4. Estudio de una tormenta

Se define tormenta el conjunto de lluvias que obedecen a una misma perturbación meteorológica y de características bien definidas. Una tormenta puede durar desde unos pocos minutos hasta varias horas y aun días y puede abarcar desde una zona pequeña hasta una extensa región (Morán W. C., 1998).

2.4.1. Importancia del análisis de las tormentas

El análisis de las tormentas, está íntimamente relacionado con los cálculos o estudios previos, al diseño de obras de ingeniería hidráulica como son: (Villón, 2002).

- Estudio de drenaje
- Determinación de caudales máximo, que deban pasar por el aliviadero de una represa, o que deban encausarse, para impedir las inundaciones.
- Determinación de la luz de un puente
- Conservación de suelos
- Cálculo del diámetro de alcantarillas

Las dimensiones de estas obras, dependen principalmente de la magnitud que las tormentas tengan, y de la frecuencia o periodo 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 (Villón, 2002).

Se comprende que lo mejor sería diseñar una obra para la tormenta de máxima intensidad y de duración indefinida, pero esto significa grandes dimensiones de la misma y lógicamente hay un límite después del cual, los gastos ya no compensan el riesgo que se pretende cubrir. Entonces en la práctica, no se busca una protección absoluta, sino la defensa contra una

tormenta de características bien definidas, o de una determinada probabilidad de ocurrencia (Villón, 2002).

2.4.2. Elementos fundamentales del análisis de las tormentas (IDF)

Según Máximo Villón (2002), durante el análisis de las tormentas hay que considerar:

- a) **La 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 de agua caída por unidad de tiempo. De acuerdo a esto la intensidad se expresa así:

$$i_{m\acute{a}x} = P/t$$

Dónde:

- $i_{m\acute{a}x}$: intensidad máxima, en mm/hora
- P: precipitación en altura de agua, en mm
- t: tiempo en horas

- b) **La duración**, corresponde al tiempo que transcurre entre el comienzo y el fin de la tormenta. Aquí conviene definir el periodo de duración, que es un determinado periodo 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 definidas en un periodo de tiempo más o menos largo, generalmente en años.

- d) **Periodo de retorno**, 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:

$$T = \frac{1}{f}$$

2.5. Sistema SCALL

2.5.1. Definición

Los sistemas de captación de aguas lluvias son sistemas que permiten la recolección de aguas provenientes de precipitaciones, captadas en un área específica de recolección o aportación, generalmente pueden ser techos de las viviendas o edificaciones en general. La implementación de estos sistemas en instituciones como escuelas, colegios, universidades, etc., donde se tiene gran afluencia de personas y por ende una gran demanda del recurso hídrico, representan una alternativa como solución económica al consumo de agua potable. (Palacio, 2010)

Estos sistemas están compuestos por los siguientes componentes:

- Captación
- Recolección y conducción
- Filtración
- Desinfección
- Almacenamiento de agua para consumo
- Distribución

2.5.2. Captación

Se denomina captación a la superficie encargada de recolectar el agua lluvia. La mayoría de los sistemas utilizan la captación en los techos, los cuales deben tener adecuada pendiente (no inferior al 5%) y superficie, que faciliten el escurrimiento del agua lluvia hacia el sistema de recolección. (Palacio, 2010)

Los materiales empleados para los techos pueden ser las tejas de arcilla, madera, paja, cemento, entre otros. Los techos de cemento y de teja son los más comunes debido a su durabilidad, el precio relativamente bajo y porque proveen agua de buena calidad; los que tienen compuestos de asfalto, amianto o los que están pintados se recomienda utilizarlos sólo cuando el agua captada no es para consumo humano, ya que pueden lixiviar materiales tóxicos en el agua lluvia (Abdulla & Al-Shareef, 2006)

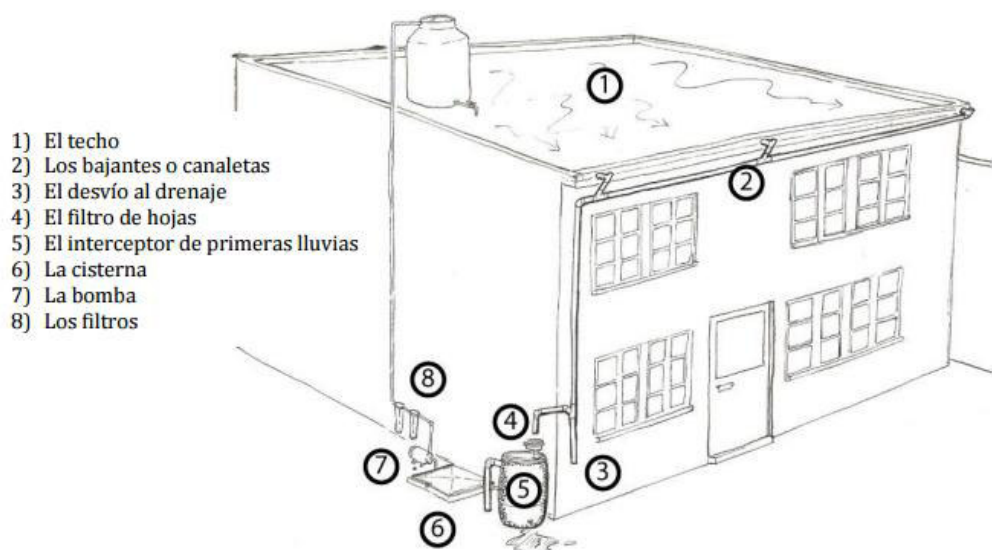


Figura 6: Esquema del sistema de captación pluvial
Fuente: (Captacion de agua pluvial, 2017)

2.5.3. Recolección y conducción

Se lo denomina al conjunto de canaletas continuas que van junto y paralelamente a los bordes de los techos, cumpliendo de esta manera el objetivo de recolectar al agua lluvia y a su vez conducirla hacia el siguiente punto del sistema de captación. Las canaletas se deben instalar con una pendiente no muy grande que permitan la conducción hasta los bajantes. El material de las canaletas debe ser liviano, resistente al agua y fácil de unir entre sí, a fin de reducir las fugas de agua. Para tal objetivo se pueden emplear materiales como el bambú, la madera, el metal o el PVC. Se recomienda que el ancho mínimo de la canaleta sea de 75mm y el máximo de 150mm. (Palacio, 2010)

2.5.3.1. Hidráulica de desagües

El agua ocupa el 70% de la profundidad y el 30% como bordo libre (Pérez Carmona, 2010)

Los techos entregan el agua a canales semicircular o rectangular. La capacidad de flujo depende de la pendiente que se deje hacia la bajante (Pérez Carmona, 2010)

La ecuación principal del movimiento uniforme en cauces abiertos es la ecuación de Chezy (Sandoval, 2013)

$$v = C * \sqrt{R * i}$$

Donde, C es el coeficiente de Chezy determinado en base a las siguientes relaciones:

Con la ecuación analítica:

$$C = \sqrt{8g/\lambda}$$

Dónde: λ - se determina con las siguientes expresiones:

La ecuación de Colebrook y White, quienes a partir de una serie de ensayos con tuberías y utilizando conceptos de las ecuaciones de Prandtl y Nikuradse, proponen una única expresión de λ para todo el régimen turbulento, que es:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg * \left(\frac{k}{3.7 D} + \frac{2.51}{Re * \sqrt{\lambda}} \right)$$

Mediante la ecuación definida por A. D. Altshul, en base a datos experimentales propios, propuso la siguiente expresión:

$$\lambda = 0.11 * \left(\frac{68}{Re} + \frac{k}{D} \right)^{0.25}$$

Para el flujo en canales abiertos, las expresiones mostradas previamente deben remplazar D por 4R.

Este procedimiento se utiliza para cualquier tipo de régimen de flujo, pero existe la dificultad en la determinación de la rugosidad equivalente k, en la Tabla 2 se presenta los valores de rugosidad equivalente. (Sandoval, 2013)

Tabla 2
Valores de rugosidad equivalente

Tipo de Tubería	k (mm)
Vidrio, plomo, cobre, latón.	0.0015 a 0.01
PVC y mangueras plásticas	0.06 a 0.07
Mangueras de caucho	0.03
Tubos industriales de latón	0.025
Hierro fundido nuevo	0.02 a 0.1
Hierro fundido medio oxidado	0.3 a 0.7
Hierro galvanizado	0.15 a 0.3
Acero laminado nuevo	0.04 a 0.1
Acero soldado nuevo	0.05 a 0.1
Asbesto-cemento nuevo	0.16
Concreto armado con acabado liso	0.2 a 0.3

Fuente: Sandoval (2013)

Otra forma aceptada de cálculo es una de las fórmulas empíricas, es difundida por Manning en 1890 (Sandoval, 2013)

$$C = R^{1/6}/n \quad [m^{1/2}/s]$$

Dónde: n es el coeficiente de rugosidad según la Tabla 3.

Tabla 3
Valores para el Coeficiente de Rugosidad "n"

Características de la superficie	n
PVC, superficies esmaltadas, barnizadas	0.009
Pléxiglass (mica)	0.009
Enlucido de cemento puro	0.010
Tubos limpios de cerámica y acero	0.011
Tubos de hierro galvanizado. Hormigonado bueno	0.012
Tubos de alcantarillado buenos. Tubos de suministro de agua con algún tiempo de uso.	0.013
Tubos de suministro y alcantarillado con incrustaciones.	0.014
Mampostería de piedra y ladrillos colocados rudimentariamente	0.015
Canales cubiertos por una capa de lodo	0.018
Canales sin revestimiento de suelo compactado o roca de superficie regular	0.020
Canales de tierra en condiciones normales. Ríos y arroyos en condiciones óptimas	0.025
Canales y ríos en condiciones relativamente malas.	0.030
Canales y ríos con muchas piedras, algas y basuras.	0.040

Fuente: Sandoval (2013)

Aplicando la ecuación fundamental del caudal y remplazando el coeficiente de Chezy mediante la expresión de Manning, tenemos las siguientes expresiones:

$$Q = v * A$$

$$v = C * \sqrt{R * i}$$

$$C = R^{1/6}/n$$

$$v = \frac{1}{n} * R^{1/6} * \sqrt{R * i}$$

$$v = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times i^{1/2}$$

$$Q = v * A = \frac{A}{n} * R^{2/3} * i^{1/2}$$

2.5.4. Filtración

2.5.4.1. Definición

La filtración de aguas tiene como objetivo separar las partículas y microorganismos del fluido que pase a través de éste, se caracteriza por realizar la depuración de los elementos más finos que estén en suspensión, generalmente estos filtros se componen de medios porosos como pastas arcillosas o papel de filtro, y además su funcionamiento mecánico obedece a dos patrones que son: por gravedad o a presión. (Arboleda, 1992)

Generalmente existen filtros que trabajan de manera física y son aquellos que únicamente realizan un cernido del agua, pero el agua muchas veces contiene partículas mucho más pequeñas que el diámetro de los poros del sistema filtrante, como lo son los coloides, bacterias y virus con tamaños inferiores a 10^{-3} mm, razón por la cual se han desarrollado con el tiempo sistemas de filtración mucho más complejos, la selección del tipo de filtro y composición del mismo, nace de un análisis o caracterización del agua a ser filtrada. (Arboleda, 1992)

Entre los diversos y más comunes sistemas de filtración se tiene: filtros de arena, filtros de membrana o geotextiles, filtros directos, filtros de

cartuchos, filtros empacados, filtros de tierras diatomáceas, (Leal Ascencio, 2014)

2.5.4.2. Filtros de arena

Los filtros de arena son camas de arena fina de un metro de espesor, que se coloca por encima de un lecho de grava de 30 cm de altura y que cuenta con un sistema de drenado. En los filtros lentos de arena, son importantes los procesos biológicos, ya que los filtros forman una capa delgada de microorganismos quienes se encargan de atrapar y destruir algas, bacterias y materia orgánica. El bajo costo de operación es una de sus principales ventajas, además son confiables y capaces de remover hasta el 99,9% de microorganismos, y el control del proceso es muy simple. Por otra parte, una de las desventajas son que no pueden remover altas turbiedades y cuando se requiere que el filtro opere a tasas de flujo bajas, se necesita de un gran espacio de superficie. (Leal Ascencio, 2014).

2.5.4.3. Filtros empacados

Son aquellos que en una sola unidad contienen todas las etapas de la filtración: sedimentación y filtración, adición de reactivos, floculación, etc. Su uso ha ganado mucho terreno en la remoción de turbiedad, color y organismos coliformes de aguas superficiales. Una de sus ventajas es el tamaño compacto de las plantas, además de ser un sistema eficiente en la relación costo / beneficio, para su uso y operación se necesita personal medianamente capacitado, lo cual representa otra ventaja. Por otra parte, su principal desventaja es que, si el fluido entrante presenta una turbiedad muy variable en la línea del tiempo, entonces el operador deberá estar siempre atento para responder a los cambios de calidad del agua entrante. En un análisis comparativo entre sistemas de filtración se puede determinar que el plus de los filtros empacados son: la sencillez del manejo, la eficiencia en la remoción

de partículas y hasta un 90% de la flora bacteriana. En cambio la incapacidad de retener metales disueltos y sustancias orgánicas y la necesidad de áreas grandes para la filtración representan unas de sus principales desventajas (Leal Ascencio, 2014).

2.5.4.4. Filtros de carbón activado

Se utilizan los filtros de carbón activado cuando se necesita remover color desagradable del agua, malos olores, sabores y compuestos orgánicos volátiles. La alta capacidad de adsorción de compuestos del carbón activado se debe gracias a que tiene una gran área superficial, de tal manera que estos compuestos quedan adheridos a la superficie. Su uso es muy común ya que estos filtros son económicos, fáciles de mantener y operar. El mantenimiento frecuente y periódico para evitar obstrucción en las tuberías es una de las limitaciones que presentan. También representa una complicación el hecho de que es difícil percibir cuándo un filtro ha dejado de funcionar adecuadamente, por lo que una de sus limitaciones es que pueden haber dejado de trabajar y que el beneficiario no se haya percatado de ello. Entre las limitaciones referentes a la capacidad de filtración son que no remueven bacterias, metales, nitratos, y además producen un residuo de carbón saturado que no es de fácil disposición, especialmente si el agua contiene materia orgánica tóxica que son atrapados en el filtro de carbón activado (Leal Ascencio, 2014).

2.5.4.5. Filtración por membranas

La filtración por membranas son una alternativa a la filtración convencional, estos filtros consisten en atravesar al fluido por un material fino capaz de separar sustancias, para lo cual una presión es aplicada al flujo. Esta filtración es un proceso físico en el cual el agua pasa a través de una membrana con aberturas de tamaño variable, que generalmente oscilan entre

0,2 y 1,0 micrómetros. El desarrollo de la tecnología de las membranas ha surgido gracias a la exigencia mundial que día tras día establece nuevos estándares de calidad de este líquido vital, de esta manera, este tipo filtración tiene excelente resultados en la separación de sustancias disueltas, dependiendo la calidad de la fuente se pueden establecer procedimientos de ultra-, nano- y micro- filtración (Leal Ascencio, 2014).

2.5.4.6. Filtración con geotextiles

Los geotextiles se utilizan para remplazar filtros granulares bien graduados, permitiendo así el uso de áridos más económicos y con alta permeabilidad (gravilla, arena gruesa o árido de machaqueo) (Tonus, Geotextiles, 1984).

Los geotextiles son más consistentes en calidad que el árido seleccionado. Son imputrescibles y resistentes al moho, insectos y productos químicos (Tonus, Geotextiles, 1984).

A causa de la delgada estructura del fabricado, los finos pasan a través del geotextil unido térmicamente, sin quedar atrapados en él. De esta forma, la permeabilidad permanece inalterada y no existe riesgo de colmatación (Tonus, Geotextiles, 1984).

Al igual que en obras de drenaje, los geotextiles reemplazan a los filtros granulares graduados, para conseguir una construcción más rápida, más económica y más uniforme (Tonus, Geotextiles, 1984).

2.5.5. Desinfección

2.5.5.1. Definición

La presencia de microorganismos patógenos en el agua es la mayoría de las veces el factor que genera problemas agudos, se da mucho interés en la desinfección del agua, una vez alcanzado la aptitud del agua para consumo humano desde el punto de vista químico. La etapa encargada de matar organismos causantes de enfermedades es la desinfección, se la juzga en función de la capacidad de controlar los focos de infección mediante la eliminación de las bacterias, los coliformes totales y fecales. Estos organismos son inocuos al ser humano, pero el control se debe a que su presencia indica que organismos patógenos pueden estar presentes o haber sobrevivido a los procesos de la desinfección (Leal Ascencio, 2014)

Uno de los procedimientos más comunes y viables para la desinfección es el cloro (cloro gas, hipoclorito de calcio o hipoclorito de sodio), cloramina y ozono; otra técnica bastante utilizada es también se la irradiación con luz ultravioleta de baja longitud de onda (Leal Ascencio, 2014)

2.5.5.2. Cloración

Antes de iniciar el proceso, el agua es almacenada en tanques y es clorada con hipoclorito de sodio al 13% o dióxido de cloro estabilizado al 8%. El cloro se encarga de eliminar la mayor parte de hongos, bacteria y virus, presentes en el agua (Anaya Garduño, 2011).

Una concentración de 3-5 ppm es suficiente para destruir bacterias e inactivar virus después de un tiempo de reacción mínima de 30 minutos (Anaya Garduño, 2011).

La cloración se la realiza con cloro gas o una sustancia capaz de liberar este gas cuando entre en contacto con el agua. Esta metodología es muy efectiva para remover casi todos los virus y bacterias presentes. En el caso del cloro gas a presión normal, este se presenta de un color verde-amarillento y se debe tener cuidado en su manipulación por ser un químico altamente tóxico. Resulta ser muy efectivo ya que remueve casi en su totalidad los patógenos microbianos por lo que es una alternativa apropiada para desinfección en grandes plantas de tratamiento, tanto como para la desinfección en las redes de distribución. El cloro gas circula en forma de líquido a presión en un tanque para posteriormente ser inyectado en el agua a través de un orificio de Venturi, para que el cloro pase velozmente al agua y se mezcle. Para asegurar la desinfección y paralelamente controlar el pH, se requiere un tiempo de contacto entre el cloro y el agua. Al ser el cloro un gas tóxico, el manejo es complicado, razón por la cual se requiere mucha atención y seguridad adicional a las medidas convencionales, una de estas medidas de prevención es contar con equipos autónomos de respiración disponibles en la instalación y sus cercanías. (Leal Ascencio, 2014)

Otra forma de clorar es con el uso de hipoclorito de calcio o de sodio que están en forma sólida y líquida respectivamente. Estos químicos son muy corrosivos y emanan un fuerte olor, por lo que su ubicación y almacenamiento deben ser adecuados para evitar daños. El hipoclorito de sodio reacciona en forma espontánea con el aire razón por la cual no debe ser almacenado por más de un mes, pues pierde su efectividad. Por el contrario, el hipoclorito de calcio, es bastante estable, pudiendo ser almacenado hasta un año. (Leal Ascencio, 2014)

2.5.6. Almacenamiento de aguas de consumo

Es el lugar de depósito destinado para la recolección, conservación y punto de distribución para el futuro abastecimiento del agua lluvia a los

diferentes sitios de uso. La unidad de almacenamiento debe ser duradera y debe cumplir con las especificaciones siguientes: (Palacio, 2010).

- Impermeable, de tal manera que se evite la pérdida de agua por filtración
- De no más de 2m de altura para minimizar las sobre-presiones
- Debe contar con una tapa, la misma que evitará el ingreso de la luz solar, polvo e insectos
- Disponer de una escotilla con tapa lo suficientemente grande para que permita el ingreso de una persona para la limpieza y reparaciones necesarias
- La entrada y el tubo de desfogue por rebose deben contar con membranas (mallas) para evitar el ingreso de insectos o animales
- Debe contar con un dispositivo que facilite retirar el agua y drenarla.

2.5.7. Distribución

La distribución de las redes debe hacerse buscando la ruta más directa y con el menor número de accesorios que sea posible entre la fuente y los aparatos (Pérez Carmona, 2010).

2.5.7.1. Líneas y redes de conducción de agua

Las líneas y redes de conducción de agua están compuestas por un conjunto de tuberías y desde el punto de vista del cálculo hidráulico, las tuberías se dividen en cortas, largas, simples y complejas (Sandoval, 2013).

En el cálculo de líneas y redes de conducción es muy frecuente el uso de la ecuación de Chezy (Sandoval, 2013).

$$Q = A * C * \sqrt{R * i}$$

Donde C – es el coeficiente de Chezy

2.5.7.1.1. Tuberías cortas

Son aquellas que por condiciones técnicas, los cálculos hidráulicos se realizan minuciosamente, considerando todas las pérdidas, tanto locales como por longitud, y no se desprecia la altura de velocidad (Sandoval, 2013).

Aquí, la magnitud de las pérdidas locales son comparables a las de superficie, como por ejemplo en una tubería de presión de una central hidroeléctrica (Sandoval, 2013).

2.5.7.1.2. Tuberías largas

Se llaman aquellas en las que predominan las pérdidas por longitud; las pérdidas locales y la altura de velocidad en primera instancia se pueden despreciar. Las pérdidas locales son menores al 30% del total de las pérdidas de carga, ejemplo: las tuberías de conducción de agua potable (Sandoval, 2013).

2.5.7.1.3. Tuberías simples

Son aquellas en las que el diámetro del conducto, así como el caudal son constantes en toda su longitud (Sandoval, 2013).

Para analizar el cálculo hidráulico de tuberías simples se considera dos esquemas de flujo: flujo con descarga libre y flujo con descarga sumergida (Sandoval, 2013).

- **Descarga Libre:** El esquema con flujo con descarga libre se muestra en la Figura 7.

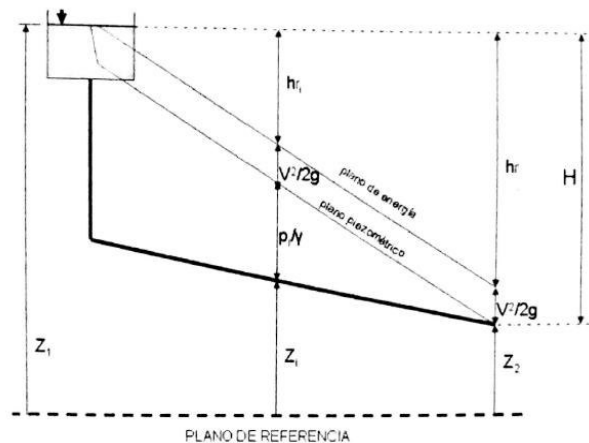


Figura 7: Flujo con descarga libre
Fuente: (Sandoval, 2013)

En la Figura 7, al plano o línea de energía se lo conoce también, como gradiente de energía y a la línea piezométrica como línea de nivel hidráulico o línea de cotas totales; este último es debido a que esta línea está constituida por la altura geodésica z y la piezométrica p/γ . Como se sabe, estas líneas muestran el cambio de cada uno de los componentes de la ecuación de Bernoulli a lo largo del flujo (Sandoval, 2013).

Escribimos la ecuación de Bernoulli para este esquema:

$$z_1 + \frac{p_{at}}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_{at}}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + hr$$

Considerando que $v_1^2 = 0$, $p_{at} = 0$, tenemos que:

$$z_1 - z_2 = H = \frac{v_2^2}{2g} + hr$$

Como $v_2 = v$ (velocidad de tubería) tenemos:

$$H = \frac{v^2}{2g} + \lambda \frac{l}{D} * \frac{v^2}{2g} + \sum \zeta \frac{v^2}{2g}$$

$$H = \frac{v^2}{2g} * \left(1 + \lambda \frac{l}{D} + \sum \zeta \right)$$

2.5.7.1.4. Tuberías complejas.

Son todas las tuberías que no se contemplan en las simples, incluyendo mallas o redes, tanto abiertas como cerradas. Como elementos de una tubería complejo se considera las tuberías de diferente diámetro unidas en serie y/o en paralelo, tuberías con caudal variable en su trayectoria, redes abiertas, redes cerradas, etc., (Sandoval, 2013).

Uno de los casos de las redes de distribución de agua potable es el modelo de tubería compleja de diferentes diámetros unidos en serie, como se muestra en la Figura 8.

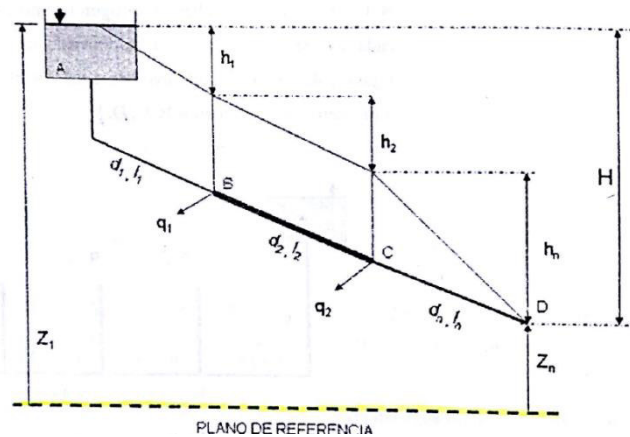


Figura 8: Tuberías unidas en serie
Fuente: (Sandoval, 2013)

Suponemos que el conducto está compuesto por n tramos de diferentes diámetros. Es obvia la siguiente igualdad, (Sandoval, 2013).

$$H = \sum h_i = h_1 + h_2 + \dots + h_n$$

Siendo; h_1, h_2, \dots , las pérdidas de carga en las tuberías de diámetros d_1, d_2, \dots . Aquí despreciamos las pérdidas de forma o locales, razón por la cual, cada una de las pérdidas por longitud se determinan, (Sandoval, 2013).

$$h_i = \frac{Q^2}{K_i^2} l_i$$

Como los factores de gasto K_i , los caudales y las longitudes l_i , son diferentes para cada tubería, reemplazando en la ecuación de la sumatoria de pérdidas, tenemos:

$$H = \frac{Q_1^2}{K_1^2} l_1 + \frac{Q_2^2}{K_2^2} l_2 + \dots + \frac{Q_n^2}{K_n^2} l_n$$

Donde K se define como la relación de F/n que se establece en la Tabla 4.

Tabla 4
Valores del factor de gasto $K=F/n$ (Según la ecuación de Manning)

Diámetro (mm)	$F \cdot 10^{-3}$ (m³/s)	Diámetro (mm)	$F \cdot 10^{-3}$ (m³/s)
12	0.002	150	1.980
19	0.008	200	4.264
25	0.017	250	7.731
40	0.058	300	12.517
50	0.106	350	18.963
75	0.312	400	27.074
80	0.370	450	37.064
100	0.672	500	49.088
125	1.218		

Fuente: (Sandoval, 2013)

2.5.7.2. Pérdidas de cargas.

Un flujo al actuar sobre la superficie de un cuerpo genera un gradiente de velocidad, como resultado de la presencia de esfuerzos de corte o rozamiento, a su vez implica cierta transformación de energía (pérdida) que es proporcional a la superficie de acción, por lo que se dice que las fuerzas de resistencia producen pérdidas por contacto con la superficie, (Sandoval, 2013).

Las causas que producen la transformación de energía dan origen a la clasificación de las pérdidas de energía que son de dos tipos (Sandoval, 2013):

- Pérdidas por longitud o primarias
- Pérdidas locales o de forma

2.5.7.2.1. Pérdidas por longitud o primarias

Son producto de las fuerzas de resistencia por contacto de fluido con los bordes de los cauces o contorno de los cuerpos, y el rozamiento entre las mismas capas del fluido, (Sandoval, 2013).

Las pérdidas de carga por fricción a lo largo de la tubería, tanto para el régimen laminar, como para el turbulento, determinamos con la ecuación de Darcy-Weisbach, (Sandoval, 2013).

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

Donde:

- λ : coeficiente de pérdidas
- L: longitud de tubería
- v: velocidad de flujo
- D: diámetro de la tubería
- g: aceleración de la gravedad

Donde λ se define mediante la ecuación definida de A. D. Altshul, como:

$$\lambda = 0.11 * \left(\frac{68}{Re} + \frac{k}{D} \right)^{0.25}$$

Para el flujo en canales abiertos, las expresiones mostradas previamente deben remplazar D por 4R. Este procedimiento se utiliza para cualquier tipo de régimen de flujo, pero existe la dificultad en la determinación del coeficiente de rugosidad equivalente k (Sandoval, 2013).

2.5.7.2.2. Pérdidas localizadas o de forma

Las pérdidas locales o resistencia de forma, son aquellas pérdidas que se producen en puntos específicos como en: entradas y salidas de conductos, cambios de sección, contracciones, expansiones, codos, té, diafragmas, válvulas y todo tipo de accesorios y obstrucciones localizadas en el interior de conductos, (Sandoval, 2013).

Existen tres metodologías para cuantificar las pérdidas de carga localizadas y son: por métodos teóricos directos de valorización, por medio de la ecuación: (Sandoval, 2013).

$$h_f = \zeta * \frac{v^2}{2g}$$

Donde ζ es un coeficiente que se lo puede encontrar en la tabla de Valores del coeficiente de forma ζ , en el libro de Principios de la Hidráulica de Sandoval (2013), este coeficiente obtenido experimentalmente se lo denomina coeficiente de pérdidas locales, dependerá de la viscosidad de fluido, la velocidad y la forma geométrica del elemento, (Sandoval, 2013).

Y la tercera y última forma de calcular las pérdidas localizadas, es por medio de la aplicación de la ecuación de pérdidas de longitud, en donde la longitud corresponde a una longitud de pérdidas equivalente en magnitud a las pérdidas producidas por la forma, teniendo de esta manera la siguiente expresión: (Sandoval, 2013).

$$h_f = \lambda * \frac{Le}{D} * \frac{v^2}{2g}$$

Las longitudes Le , se pueden encontrar en la tabla de Longitud equivalente para pérdidas, en el libro de Principios de la Hidráulica de Sandoval (2013).

2.5.7.3. Velocidad y presión como parámetro de control

Luego de definir las pérdidas de carga hidráulica, para los distintos modelos matemáticos expuestos por Sandoval (2013), es importante el modelamiento de la red de distribución con los respectivos elementos que la componen, tras este modelamiento es importante brindar especial atención en el control de las magnitudes de las velocidades y de las presiones existentes en cada ramal de tubería, los valores mínimos y máximos son recomendación de los proveedores en función del material utilizado, sin embargo existen autores que han definido recomendaciones de diseño.

El control de estos valores se los desarrollará más adelante en el Capítulo 3, en conjunto con el modelamiento y diseño de la red de distribución.

2.5.7.4. Recipientes de almacenamiento

Existen varias ecuaciones desarrolladas por varios autores, referentes a la capacidad de almacenamiento que deben tener las cisternas y tanques elevados de regulación de ser el caso.

Estas ecuaciones consideran depende el caso, distintos factores para la determinación del volumen, como pueden ser, la dotación, el consumo diario, y en el caso de cisternas para sistemas de captación de agua lluvia gobierna el número de meses de sequía.

La metodología utilizada para cuantificar el volumen de la cisterna y del tanque elevado o tanque regulador, se expondrán a detalle con sus respectivos cálculos y justificaciones, en el Capítulo 3.

2.5.7.5. Equipo de presión

Se utiliza equipos de presión cuando el sistema de abastecimiento directo no satisface las condiciones de funcionamiento de las instalaciones,

sean estas, edificios, domicilios, urbanizaciones, etc. Para la selección del equipo de presurización se debe realizar un análisis detallado de las pérdidas de carga, alturas geométricas y alturas mínimas requeridas por los equipos más desfavorables. Adicionalmente se debe tener claro ciertas definiciones que se manejan en la etapa de diseño y que se muestran a continuación. (Pérez Carmona, 2010)

2.5.7.5.1. Presión atmosférica

Es el peso de la columna de aire que tiene la capa atmosférica, ejercido en una unidad de área, equivale a 10.33 metros de columna de agua, 760mm de mercurio, etc., (Pérez Carmona, 2010).

2.5.7.5.2. Altura de succión

Existe cuando el espejo de agua está debajo del eje de la bomba, como se muestra en la Figura 9.

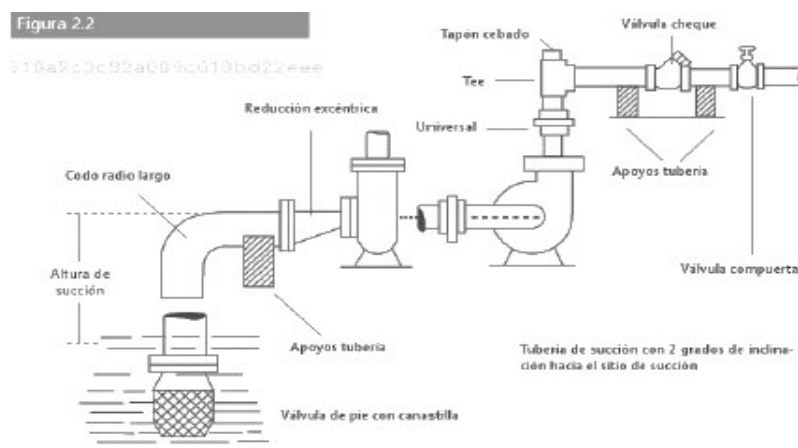


Figura 9: Esquema de sistema de presión con altura de succión
Fuente: (Pérez Carmona, 2010)

2.5.7.5.3. Altura de succión estática

Es la distancia vertical medida en una unidad de longitud, (metros, pies, etc.) desde el eje de la bomba hasta el nivel libre del líquido que va a ser bombeado, (Pérez Carmona, 2010).

2.5.7.5.4. Altura de succión dinámica total

Es la suma de la altura de succión estática, más las pérdidas por fricción en tuberías, accesorios y carga de velocidad $v^2/2g$, (Pérez Carmona, 2010).

El sistema de bombeo del sistema de recolección de aguas lluvias SCALL, está instalado entre la cisterna el cual es el punto final de recolección y el tanque elevado utilizado para la dar presión a la red de distribución de los usuarios, como se muestra en la Figura 10.

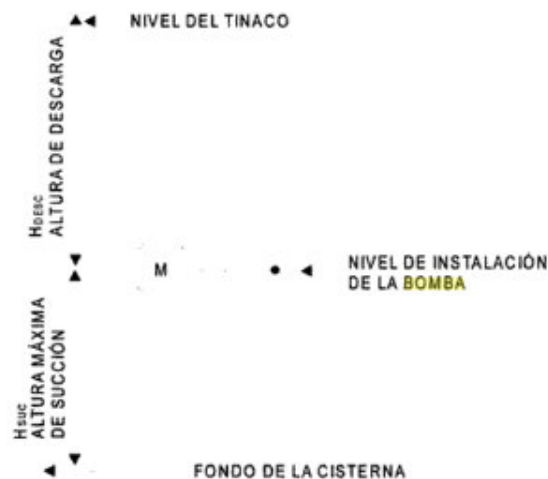


Figura 10: Esquema de la ubicación del sistema de bombeo
Fuente: (Harpez, 2003)

2.6. Sistemas de atrapanieblas

2.6.1. Definición

Sistemas diseñados para que al pasar la masa nubosa por ellos, dichas gotas queden atrapadas en la malla que la componen. Para dimensionar el número de atrapanieblas que un sistema debe tener para abastecer a una población, es necesario conocer cuánta agua es potencialmente colectable en la zona. (Cereceda, Los atrapanieblas tecnología alternativa para el desarrollo rural, 2010)

2.6.2. Breve historia de los atrapanieblas

La niebla ha sido estudiada desde tiempos inmemoriales por sus consecuencias positivas y negativas. La historia de “cosecha” de agua de niebla no es nueva, nació aproximadamente en el siglo XVI en el archipiélago de las Islas Canarias, España, cuentan los historiadores que un árbol denominado “garoe” (Figura 11) era el medio por el cual el agua se recolectaba. En 1990 en la península Arábiga, esta técnica se usaba con dos olivos que entregaban aproximadamente 1.000 litros de agua diarios (Frigerio, 1990) (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014).



Figura 11: El árbol Garoe, pintado en el Siglo XVIII

Fuente:(Hernández A. , 1998)

A inicios del siglo XX, se realizó un estudio a cargo del profesor alemán Marloth para determinar la cantidad de agua de niebla disponible en Sudáfrica, su trabajo fue publicado en uno de los primeros artículos en un journal de ciencias. En lo que transcurría del mismo siglo, en Hawai se hacían herramientas para medir el agua en zonas de niebla (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014).

En Antofagasta, Chile, a fines de la década de 1950, el profesor Carlos Espinosa, cuantificaba la niebla en los cerros colindantes a la ciudad, uno de sus prototipos tridimensionales se muestra en la Figura 12, se presenta un atrapanieblas prismático llamado Macrodiamante, (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014).



Figura 12: Macrodiamante

Fuente: (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014)

En Instituto de Geografía de la Universidad Católica de Chile, inició en 1980 estudios de Geografía de la Niebla en el norte de Coquimbo, caleta Chungungo, en playa Temblador, y El Tofo. Se realizaron mediciones de la repartición espacial y temporal de la niebla; además se definieron los lugares de mejor recaudación de agua en esa zona (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014).

Años más adelante alrededor de 1987 en cooperación entre la Universidad de Chile, la Corporación Nacional Forestal CONAF-Coquimbo y el Centro Internacional de Investigación de Canadá, se financió un proyecto donde se construyó 100 atrapanieblas en la comunidad de Chungungo (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014).

En Ecuador, desde el año 2014 se ha venido trabajando con sistemas de atrapanieblas en las comunidades campesinas de Galte, Cantón Guamote Provincia de Chimborazo, el proyecto a cargo del Doctor David Carrera Docente Investigador de la Universidad de las Fuerzas Armadas- ESPE y los Ingenieros: Deysi Hidalgo, Alexander Hidalgo y Maria Vivero, tuvieron una mención de honor de los premios Odebrecht. El objetivo de dicho este proyecto consistía en emplear la técnica de Atrapanieblas para la recolección de agua en las comunidades campesinas en Galte: Galte Jatun Loma y Cooperativa Agrícola Galte Laime. Para esto se propone la implementación de prototipos y ensayos de atrapanieblas en dichos lugares, ya que con los resultados obtenidos se puede estimar y determinar el número de atrapanieblas y la ubicación apropiada de los mismos, para completar todo un sistema de captación de agua. Se destaca que la única desventaja de estos sistemas es su sensibilidad a cambios o alteraciones de las condiciones climáticas que de una u otra manera podrían afectar el contenido de agua y la frecuencia de niebla. (Hidalgo, Hidalgo, Vivero, & Carrera, 2014)

2.6.3. Conceptos generales sobre la formación de niebla

La niebla o neblina es un fenómeno geofísico y geográfico que se da en casi todos los ámbitos del mundo. En el Ecuador, la niebla es frecuente en la costa y altas montañas andinas. Se define como una masa de aire compuesta por minúsculas gotitas de agua (1 a 40 micrones), las que por ser tan livianas no caen, sino que se mantienen suspendidas a merced del viento si se encuentran en la superficie de los continentes o de los océanos, mientras

que si están en la atmósfera se denominan nubes. Hay numerosos tipos de niebla, pero aquí sólo se analizan aquellas que son un recurso hidrológico ya probado, (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014).

Una de las causas de la formación de las nubes y niebla se debe a la presencia de anticiclones o centros de alta presión. El Anticiclón del Pacífico Suroriental está presente frente a las costas de Ecuador, Chile y Perú. Éste produce una inversión térmica por subsidencia, es decir, aire descendente desde la alta atmósfera que se calienta por compresión (ver Figura 13). Esto se debe al calentamiento adiabático de las capas intermedias de la atmósfera, provocado por el movimiento descendente de aire de los centros de alta presión. Esta inversión no permite el desarrollo en altura de la nubosidad producida bajo ella, formando generalmente una nube estratocúmulo. (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014).

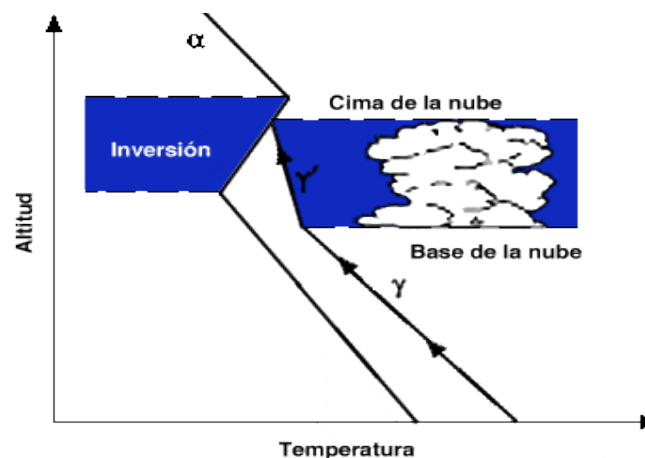


Figura 13: Inversión de Subsidencia en altura
Fuente:(Cuadrat & Pita, 1997)

2.6.3.1. Niebla de advección

La niebla de advección es muy común en los cordones costeros del norte. Las cuales se forma a partir de nubes de estratocúmulo (ver figura 14) se genera en el mar a cientos de kilómetros de la costa, aproximadamente entre los 500 y 1.200 m.s.n.m. Es transportada por el viento desde el mar hacia el litoral y la cordillera de la Costa (advección). Después es interceptada por las laderas y cimas de los farellones y cerros, transformándose en niebla, por lo cual se le define como una “nube a ras de suelo”, (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014).



Figura 14: Nube estratocúmulo en Universidad de las Fuerzas Armadas, Quito-Ecuador.

2.6.3.2. Niebla orográfica.

La niebla orográfica, también conocida como “nube gorro de montaña”, es una nube frecuente que se manifiesta en las zonas montañosas del mundo. Son típicas en las altas cumbres de Los Andes y en las serranías de la cordillera costera. Se produce de una masa de aire húmeda, con mucho vapor de agua, proveniente del mar; la cual al enfrentar la ladera de barlovento de los cordones litorales, asciende y se enfría por dilatación, condensando dicho vapor de agua en pequeñas gotitas que forman la niebla. Al otro lado de estas

serranías, en el sotavento, durante el día el calor del interior del lugar disipa la niebla al evaporar sus gotitas (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014).



Figura 15: Niebla orográfica en Palmira, Chimborazo-Ecuador

2.6.4. Diseño y eficiencia de los atrapanieblas

Uno de los elementos esenciales para la cosecha de agua de niebla es el atrapanieblas. Este es el equipo encargado de capturar y juntar las gotitas de agua de la niebla, dejando el agua colectada disponible para ser almacenada y utilizada. Es indispensable conocer bien los atrapanieblas para lograr un buen diseño, instalación y operación de ellos. Un Sistema de Captación de Agua de Niebla (SCAN) está compuesto por atrapanieblas, un sistema de conducción del agua a los estanques de almacenamiento y un sistema de conducción desde estos estanques hasta el o los lugares de consumo. El almacenamiento de agua es necesario, porque la niebla es intermitente y los períodos de niebla normalmente no coinciden con las necesidades de consumo. El almacenamiento puede ser de corto plazo, para suplir las diferencias entre captación de agua y consumo en ciclos de una semana o un mes, o de largo plazo, considerando el ciclo anual, (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014).

El atrapanieblas, a su vez, consiste en una malla que atrapa las gotitas de agua de niebla, una estructura que la soporta y una canaleta en la parte inferior de la malla, hacia la cual el agua escurre por gravedad. Cada una de estas partes presenta problemas de diseño y eficiencia que deben estudiarse. Además, cambios en el diseño de una parte implican cambios en el diseño de las otras, (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014).

2.6.5. Principios de operación y eficiencia de recolección

La eficiencia de colección es un factor de importancia, que también influye en el costo del agua cosechada. Esta se define como la fracción del agua que contiene la niebla que llega al estanque de almacenamiento. La eficiencia de colección se puede descomponer en otras tres eficiencias: la eficiencia aerodinámica, la eficiencia de deposición y la eficiencia de drenado (Rivera, 2011), (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014).

Para entender la eficiencia aerodinámica de colección hay que tener en cuenta que la malla es una obstrucción para el flujo de la niebla. Consecuentemente, parte del flujo pasará por los alrededores de la malla, como ilustra la Figura 16. La fracción de niebla que pasa a través de la malla depende de su permeabilidad, que es función inversa del coeficiente o porcentaje de sombra, s , y de las características del tejido de la malla. Parte del flujo se desvía y pasa por los alrededores: El área A_0 corresponde al flujo de niebla que pasa a través de la malla; A_1 corresponde al área efectiva de la malla del atrapanieblas. La razón de áreas A_0/A_1 representa la fracción del flujo no perturbado que efectivamente llega a la malla. Además, depende de la presión del viento sobre ella, que es la fuerza que hace que la niebla pase a través de la malla. Por otro lado, la cantidad de gotitas de agua que chocan con los filamentos de la malla es función directa de la fracción de sombra. Luego, es fácil ver que existe una fracción de sombra óptima para cada malla: si es muy grande pasará muy poca niebla, si es muy chica, pocas gotas chocarán con los filamentos. En resumen, la eficiencia aerodinámica depende

mucho del coeficiente de sombra s para una malla determinada, (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014).

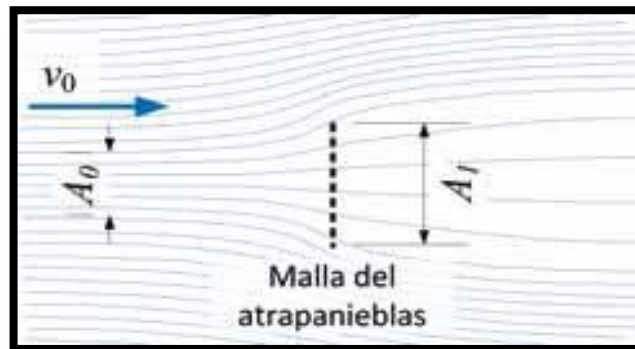


Figura 16: Flujo de niebla de velocidad v_0 que se dirige hacia el atrapanieblas
Fuente: (Rivera J. , 2011)

Un gráfico típico de la eficiencia aerodinámica η_{AC} versus el coeficiente de sombra se muestra en la Figura 17. Es concebible aumentar la permeabilidad de la malla mediante un diseño aerodinámico cuidadoso del tejido y de sus filamentos, con lo que se podría aumentar la eficiencia máxima de colección. La presión del viento sobre la malla también se puede modificar ligeramente cambiando su razón de aspecto y convexidad. La razón de aspecto es el cociente entre el largo y el alto de la malla.

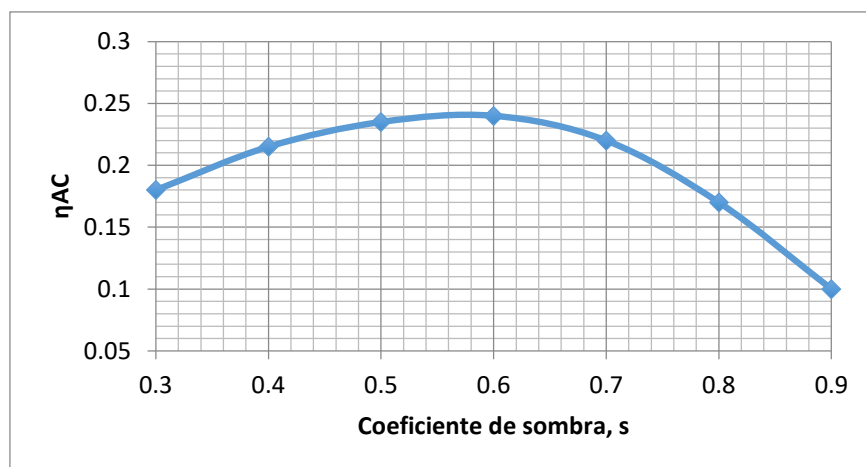


Figura 17 Eficiencia aerodinámica de una malla de filamentos de sección circular en función del coeficiente de sombra
Fuente:(Rivera J. , 2011)

La eficiencia de deposición toma en cuenta que las gotitas tienden a seguir las líneas de flujo del aire y van a tratar de pasar por los costados de los filamentos. Si una gotita sigue perfectamente las líneas de flujo, pero esta última pasa a una distancia de la superficie del filamento menor que el radio de la gotita, ella chocará y se depositará, como muestra la Figura 18. Esto se llama deposición por intercepción. Las gotitas tienen una densidad casi mil veces mayor que el aire, y si su tamaño y velocidad son suficientemente grandes comparado con la curvatura de la línea de flujo en la que se encuentra inicialmente, no la podrá seguir, continuando en una trayectoria más recta y, eventualmente, chocando con el filamento, como muestra la Figura 19. Ese mecanismo se llama deposición inercial, (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014).

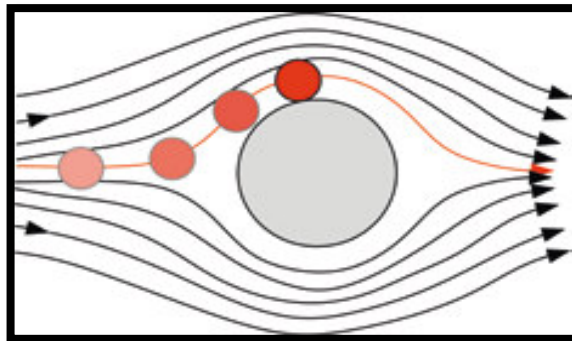


Figura 18: Deposición de gotitas por intercepción

Fuente: (Rivera J. , 2011)

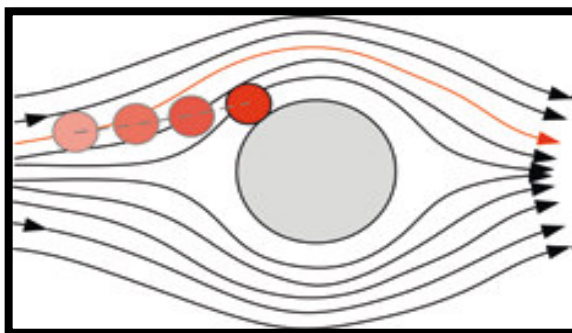


Figura 19: Deposición de gotitas por inercia

Fuente:(Rivera J. , 2011)

Estos dos mecanismos de captura son más efectivos si el diámetro del filamento es del orden del tamaño de las gotitas, que tienen entre 1 y 20 μm de diámetro. Por lo tanto, conviene que la malla tenga los filamentos lo más delgados posible. Sin embargo, hay dos limitaciones importantes para el grosor de los filamentos. La más obvia es que al disminuir su diámetro para un mismo coeficiente de sombra, también disminuye la resistencia mecánica de la malla. La segunda limitación es que, conservando constante el coeficiente de sombra, al disminuir el diámetro de los filamentos también disminuye el tamaño de las aberturas entre ellos, (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014).

El problema que esto último presenta es que llega un momento en que estas aberturas empiezan a ser bloqueadas por gotas de agua que las cubren por tensión superficial, como muestra la Figura 20. Este efecto ha sido estudiado por (Park, Chhatre, Srinivasan, Cohen, & McKinley, 2013) quienes demuestran que el problema se reduce con superficies hidrófobas (repelentes del agua) y con baja histéresis en el ángulo de mojado (diferencia entre el ángulo de mojado cuando la gota avanza y cuando retrocede), (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014).

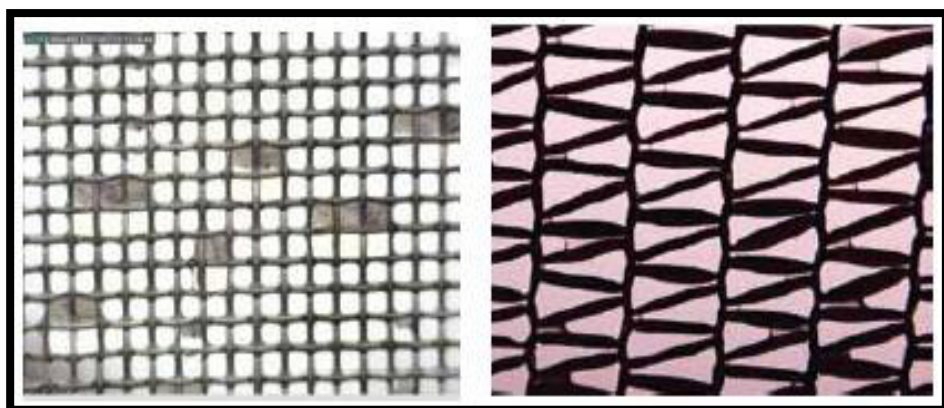


Figura 20: Mallas de acero inoxidable con gotas de agua que cubren parcialmente las aberturas, bloqueando el flujo de niebla
Fuente:(Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014).

Finalmente, la eficiencia de drenado se define como la razón entre el agua que llega al estanque de almacenamiento y la que se ha depositado en la malla. Las pérdidas se producen por arrastre de gotas por el viento, agua que se desprende de la malla y cae fuera de la canaleta, como muestra la Figura 21, y filtraciones o desborde de la canaleta. La eficiencia de drenado también mejora con baja histéresis en el ángulo de mojado (Park et al., 2013), (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014).



Figura 21: Malla de Poliéster con presencia de gotas de agua que chorrea por efecto de la gravedad

2.6.6. Identificación de lugares para instalación de atrapanieblas

Para localizar el lugar de implementación es necesario realizar pruebas en la zona de implementación mediante la instalación de neblinómetro estándar o SFC, (Standard Fog Collector) con características y formas que deben mantenerse lo más fielmente posible. Las dimensiones son: un marco de doble malla Raschel de 35% de sombra, de 1m² ubicado a partir de 2 metros del suelo (Schemenauer & Cereceda, 1994). Las mediciones pueden

hacerse en forma manual y también a través de un pluviómetro y un instrumento de registro continuo (data logger). (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014)

La información entregada por los SFC es de gran valor, ya que los datos se pueden analizar según distintos períodos: diario, mensual, estacional, anual. Esto permite reconocer las épocas de baja colecta, la homogeneidad o desigualdad entre años y con ello, se pueden planificar las actividades a realizar en los distintos lugares monitoreados (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014).

2.6.7. Mallas para atrapanieblas

Las mallas para atrapanieblas pueden estar hechas de cualquier material que resista la intemperie, especialmente la radiación solar. Lo que más se ha usado hasta la fecha es la malla Raschel fabricada con cintas de polietileno de aproximadamente 2 milímetros de ancho y algunas décimas de milímetro de espesor. Sin embargo, existe una gran variedad de mallas plásticas que pueden ser apropiadas. En general, mallas de monofilamento cilíndrico son mejores que las de cintas (como la Raschel típica Figura 20) porque tienen un mejor comportamiento aerodinámico y son más resistentes, (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014).

El coeficiente de sombra es la característica más importante al escoger una malla. Si este coeficiente es muy grande significa que la malla es muy tupida, por ende, pasará a través de ella poca neblina lo que incide en la poca agua que recolectará. Por el contrario si es muy pequeña, la separación de los filamentos será mayor, es decir, pocas gotitas de niebla chocarán con los filamentos y la captura también será baja (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014).

El modelo teórico representado en la Figura 17 muestra que la mayor eficiencia se obtiene con un coeficiente de sombra del orden de 55%; sin embargo, para mallas con filamentos con forma de cinta (malla Raschel

típica), el óptimo probablemente está más cerca de 50%. Por otro lado, hay que notar que entre 49% y 62% de sombra hay muy poca diferencia en la eficiencia, del orden de 1%, (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014).

El material de la malla tiene gran importancia en el costo de la instalación, su duración y también en la eficiencia de colección de agua. Para que la malla sea durable, el material tiene que resistir los efectos del sol, del viento y de la corrosión. Con distintos plásticos se producen mallas muy baratas, pero deben llevar un tratamiento especial que los proteja de la radiación ultravioleta (UV) del sol. También hay mallas metálicas, que resisten muy bien el sol y el viento, pero suelen corroerse rápidamente, a menos que sean de acero inoxidable o aleaciones de cobre (latón o bronce); ambos materiales son caros. Las mallas de aluminio y de acero cincado o pintado tienen poca duración. (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014)

2.6.8. Atrapanieblas bidimensionales

La mayoría de los atrapanieblas instalados en diversos lugares del mundo están basados en estructuras bidimensionales Figura 22, que consisten en una superficie de colección (malla Raschel u otra), enmarcada o tensada entre dos postes, de manera que se ubique perpendicularmente con respecto a la dirección del viento. Estos modelos varían en cuanto a dimensiones y materialidad en las soluciones de empotramiento al suelo y sistema de fijación de la malla (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014).

Estas soluciones son simples y económicas, pero presentan problemas de roturas de la malla y de estabilidad estructural frente a los fuertes vientos que están presentes en los lugares de emplazamiento. También está en estudio hasta dónde se puede mejorar el rendimiento de captación de agua de niebla manteniendo esta condición de bidimensionalidad (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014).



Figura 22: Atrapanieblas bidimensional Majada Chile
Fuente: (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014)

2.6.9. Atrapanieblas tridimensional

Los atrapanieblas tridimensionales son menos comunes y aunque hay algunos que se ofrecen comercialmente, la mayoría están asociados a proyectos experimentales que plantean soluciones de innovación para optimizar el rendimiento de la colección de agua y, en algunos casos, optimizar la estabilidad estructural frente a los fuertes vientos. Éstos aún requieren de una verificación más precisa de sus resultados (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014).

Algunos de los atrapanieblas tridimensionales están diseñados para ser instalados en lugares con nieblas multidireccionales, para lo cual ofrecen varios frentes con superficies de colección del agua de niebla. Sin embargo hay poca información sobre la eficiencia real de estos modelos. La Figura 23, muestra un atrapanieblas tridimensional Urku Yaku, una adaptación del

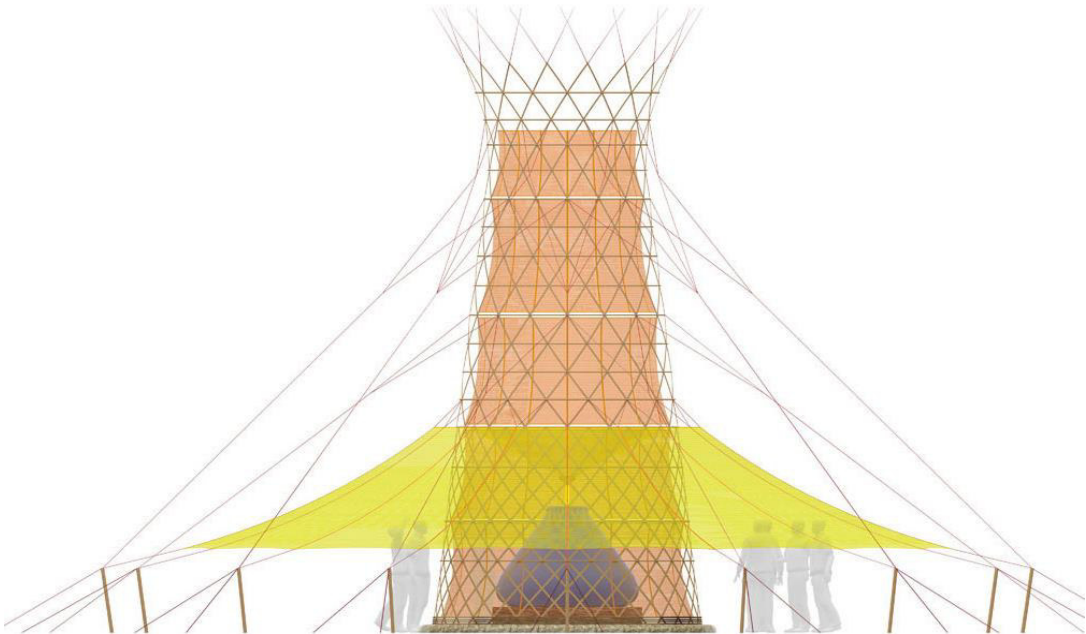
atrapanieblas “WarkaWater” propuesto por el italiano Arturo Vittori y el arquitecto suizo Andreas Vogler, del estudio Architecture and Vision



Figura 23 Atrapanieblas tridimensional

2.7. Tecnología Warka Water

El nombre del invento hace alusión a los *warka*, frondosos árboles autóctonos parecidos a la higuera, alrededor de los cuales se articula la vida de estas comunidades rurales: proporcionan sombra y cobijo para las tareas cotidianas y las ceremonias y reuniones colectivas y son considerados el símbolo de la fertilidad y la generosidad, ver Figura 24. Su funcionamiento se inspira en la manera de recoger agua del escarabajo del desierto del Namib (suroeste de África), que hace condensar la humedad en su abdomen para después hacer circular las pequeñas gotas formadas a lo largo de su espalda impermeable hacia la boca. (Architecture and Vision, 2017)



**Figura 24: La torre WarkaWater, diseñada por Arturo Vittori y Andres Vogler
Fuente:(Architecture and Vision, 2017)**

2.7.1. Aprovechamiento de la humedad existente

La condensación tiene lugar generalmente sobre una superficie, que puede ser una porción de tierra o una planta, como ocurre en el caso del rocío o de la escarcha, mientras que en el aire libre la condensación empieza alrededor de los llamados “núcleos higroscópicos”.

Estas partículas pueden ser de polvo, humo anhídrido sulfuroso, sales (Cl Na) o sustancias microscópicas similares, cuyas superficies tienen la propiedad de ser higroscópicas. Las sales marinas, que son particularmente higroscópicas, penetran en la atmósfera principalmente cuando explotan las burbujas de aire de la espuma, pero también son fuentes de núcleos igualmente importantes las finas partículas de tierra y los productos de la combustión química levantados por el viento. Por otro lado, el aire oceánico contiene un millón de núcleos de condensación por litro (1000 cm^3) y el aire continental unos cinco o seis millones (Barry & Chorley, 1999)

La concentración de los núcleos de condensación depende fundamentalmente de la localización geográfica y de la altitud. Así, en áreas muy pobladas y con elevados índices de contaminación, su concentración es muy alta, mientras que sobre los océanos o en las áreas rurales, su concentración es menor. También se ha observado que la presencia de núcleos de condensación disminuye con la altitud tanto más rápidamente cuanto mayor sea su tamaño. (Ecofriend, 2011) .

2.8. Dotaciones

Previo al dimensionamiento de un sistema de abastecimiento de agua para el consumo humano es importante definir una dotación por habitante por día, ésta dotación variará en función del tipo de establecimiento que estemos abasteciendo, es decir, la dotación para el diseño de un sistema de abastecimiento de una vivienda no será la misma que la dotación necesaria para un establecimiento educativo, una instalación pública, un hotel, un escenario deportivo, etc. Se conoce como dotación a la cantidad de agua potable, asignada diariamente, para cada habitante.

El Código CPE INEN referente al diseño de sistemas de abastecimientos de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos orientado al área rural, recomienda dotaciones mínimas recomendadas que se muestran en la Tabla 5.

Tabla 5
Dotaciones de agua para los diferentes niveles de servicio

Nivel de servicio	Clima frío (l/hab/día)	Clima cálido (l/hab/día)
Ia	25	30
Ib	50	65
Ila	60	85
Ilb	75	100

Fuente: (Código Ecuatoriano para el diseño de la construcción de obras sanitarias, 1997)

Donde los niveles de servicio se muestran en la Tabla 6:

Tabla 6
Niveles de servicio para sistemas de abastecimiento de agua,
disposición de excretas y residuos sólidos

Nivel	Sistema	Descripción
0	AP	Sistemas individuales. Diseñar de acuerdo a las disponibilidades técnicas, usos previstos del agua, preferencias y capacidades económicas del usuario
	DE	
Ia	AP	Grifos públicos.
	DE	Letrinas sin arrastre de agua
Ib	AP	Grifos públicos más unidades de agua para lavado de ropa y baño.
	DE	Letrinas con o sin arrastre de agua.
Ila	AP	Conexiones domiciliarias, con un grifo por casa
	DE	Letrinas con o sin arrastre de agua
Ilb	AP	Conexiones domiciliarias, con más de un grifo por casa.
	DRL	Sistema al alcantarillo sanitario.

Simbología utilizada:
AP: agua potable
DE: disposiciones de excretas
DRL: disposición de residuos líquidos.

Fuente: (Código Ecuatoriano para el diseño de la construcción de obras sanitarias, 1997)

Además, estas dotaciones deberán asegurar al menos un nivel básico de servicio, el mismo que se verá reflejado en las necesidades atendidas según la Organización Mundial de la Salud OMS.

2.9. Propiedades físicas, químicas y biológicas del agua.

El objetivo de la regulación de las propiedades físicas, químicas y biológicas del agua es la estandarización de los requisitos mínimos para que el agua sea apta para el consumo humano, (Instituto Ecuatoriano de Normalización INEN, 2014)

Las propiedades físicas, químicas y biológicas del agua son un indicador directo de su calidad, y ésta se ve afectada dependiendo de su origen. Las aguas naturales obtenidas en su estado natural reflejan las características de sus respectivas fuentes. Sin embargo se puede ver afectada la calidad del

agua en una misma fuente, ya que existen otros factores como las condiciones climatológicas, geográficas y geológicas que determinan la calidad del agua, (American Water Works Association, 1968).

La buena o mala calidad del agua es relativa, ésta depende del uso que se le vaya a dar a la misma, en lo referente al agua para consumo humano, ningún agua que haya sido contaminada con aguas cloacales o materias excrementicias, podrá catalogarse como agua de buena calidad, (American Water Works Association, 1968).

Un abastecimiento de agua para consumo humano debe al menos cumplir con requisitos de temperatura moderada, ser clara, agradable al gusto, no corrosiva ni formadora de incrustaciones, debe estar exenta de sustancias minerales que producen efectos fisiológicos nocivos para la salud y por su puesto debe estar libre de organismos que puedan producir infección intestinal, (American Water Works Association, 1968).

Para establecer los criterios de calidad para aguas de consumo humano o uso doméstico, se debe definir en primer lugar a que se define como agua para consumo humano. Se entiende como agua para consumo humano aquella que es obtenida de cuerpos de aguas superficiales o subterráneas, y que luego de ser tratada será empleada por los individuos en distintas actividades, entre las cuales tenemos principalmente a la bebida y preparación de alimentos, satisfacción de necesidades domésticas, individuales o colectivas, tales como la higiene personal y limpieza de materiales o utensilios, (Texto Unificado Legislación Secundaria, Medio Ambiente, 2015).

2.9.1. Temperatura

La temperatura es uno de los parámetros más importantes del agua. Es un factor que afecta directamente a la viscosidad y la velocidad de las reacciones químicas, se lo considera en el diseño del tratamiento del agua, es

decir en los procesos de coagulación, sedimentación, etc., (Ramírez Sierra, 2011).

El factor de temperatura en el agua se ve afectado por la absorción de radiación en las capas superiores del líquido. La variación de este parámetro afecta en varios aspectos como la solubilidad de las sales y otras propiedades tanto químicas como de comportamiento microbiológico, (Galvín, 2003).

La temperatura del agua como parámetro cualitativo para el consumo humano, es más agradable a medida que se presenta en menores temperaturas, teniendo como un rango óptimo a aquellas aguas que se encuentran entre los 12 y 16 grados centígrados. Por otro lado, desde el punto de vista de la potabilización, es importante mencionar que temperaturas más bajas a las indicadas anteriormente dificultan las etapas de coagulación, sedimentación y filtración. De forma opuesta, cuando el agua se presenta en temperaturas más altas favorece a la esterilización, (Galvín, 2003).

2.9.2. Potencial de hidrogeno (pH)

En lo referente al pH de las fuentes de superficiales se encuentran generalmente entre un intervalo de 6.0 a 8.5 u. pH, pudiendo las aguas subterráneas presentar valores más bajos que en las superficies. Por otra parte el pH en lagos o embalses experimenta una variación espacial y temporal que está ligada a la dinámica térmica, es decir que variará a lo largo de la columna de agua, (Galvín, 2003).

Con relación al agua apta para el consumo humano, las aguas con valores extremos de pH, pueden provocar irritaciones de las mucosas u órganos internos, incluso puede generar úlceras. Otro de los efectos asociados al pH de un agua de consumo, es que valores altos de éste parámetro se encuentran generalmente ligados a aguas coloreadas y con presencia de olores o sabores no agradables para el consumo humano, (Galvín, 2003).

En lo que respecta a la influencia del pH en las redes de distribución de agua potable se conoce que aguas con $pH < 7$, estimulan los procesos corrosivos en las redes de distribución, (Galvín, 2003).

En la Norma INEN 1108-5, que regula los parámetros físico-químicos del agua para que sea apta para el consumo humano, no se menciona un valor o rango óptimo para control del pH, pero por otra parte el anexo 1 del Libro del Texto Unificado de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente, en su Tabla 1: Criterios de Calidad de fuentes de agua que para consumo humano y doméstico requieran de tratamiento convencional, normaliza valores permisibles para el pH de la siguiente manera. (Norma Técnica Ecuatoriana INEN 1108, 2014)

$$pH = 6 \text{ a } 9 \text{ u. } pH$$

2.9.3. Color

El color del agua se debe básicamente a las diferentes sustancias existentes en suspensión o disueltas en ella. En aguas naturales la materia orgánica proveniente de la descomposición vegetal, es quien se encarga de darle color a la fuente. En lo que se refiere a aguas subterráneas o aguas poco oxigenadas, existen generalmente sales de Fe y Mn que producen cierta coloración en el agua. En el caso de los lagos y embalses hay una relación directa entre color y pH, (Galvín, 2003).

La presencia de las tonalidades rojizas y negras se deben a la oxidación del hierro y manganeso respectivamente, esta oxidación se produce por la presencia de agentes oxidantes como el cloro. En otras ocasiones el color procede de la propia oxidación de las propias tuberías que forman parte de la red de distribución del abastecimiento público, (Galvín, 2003).

La coloración del agua es más un problema de carácter organoléptico, ya que cuando un agua colorida se dispone para el consumo humano es inmediatamente asociada con agua no adecuada para la salud, los niveles

de coloración a partir de los consumidores lo perciben como agua coloreada es a partir de los 15mg/l en unidades de Pt-Co, (Galvín, 2003).

La norma INEN 1108-5 normaliza las unidades de color aparente en un máximo en unidades de Platino Cobalto como se muestra a continuación.

$$\text{Color} \leq 15 \text{ mg/l de Pt - Co}$$

Además, el Libro del Texto Unificado de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente, referente al color en la Tabla1: Criterios de calidad de fuentes de agua que para consumo humano y doméstico requieran tratamiento convencional, indica lo siguiente

$$\text{Color} \leq 75 \text{ mg/l de Pt - Co}$$

2.9.4. Olor y Sabor

La presencia o ausencia de estos parámetros en el agua, obedecen a la existencia de sustancias indeseables, causando a su vez rechazo en el consumidor. Las sustancias responsables del olor y sabor pueden ser: presencia de plancton, compuestos orgánicos generados por la actividad de bacterias y algas, descomposición de la materia orgánica, etc., (Ramírez Sierra, 2011).

Uno de los métodos generalmente utilizados para determinar el olor y sabor del agua es con la ayuda de catadores, como lo realiza la Empresa Pública de agua Potable de Quito, (El Comercio, 2017), sin embargo al ser un parámetro organoléptico, las normativas de control lo reportan en los análisis de agua como presentes o ausentes, (Ramírez Sierra, 2011). Es precisamente de ésta manera como la norma ecuatoriana 1108-5 regula a estos parámetros de la siguiente manera,

olor → no objetable

sabor → no objetable

2.9.5. Turbiedad

Se conoce a la turbiedad como el potencial que tiene un material suspendido en el agua para obstaculizar al paso de luz, y se presenta en el agua por factores de índole orgánico e inorgánico, (Ramírez Sierra, 2011).

La turbiedad se debe a la presencia las diversas partículas en suspensión, tales como: arenas, limos, plancton, coloides orgánicos y otros organismos microscópicos. Estas partículas tienen dimensiones variables, y van desde 10µm hasta diámetros de 0.1mm, las cuales se asocian básicamente a tres categorías que son: minerales, partículas orgánicas y partículas filamentosas, (Galvín, 2003).

Es importante el control de la turbidez en aguas para consumo humano, ya que la presencia de altos valores de turbidez puede estar asociado con la aparición de bacterias y virus, (Galvín, 2003).

En lo que respecta al límite máximo permitido por la norma INEN 1108-5, en lo referente a la turbiedad tenemos lo siguiente:

$$\text{Turbiedad (NTU)} \leq 5$$

Además, el Libro del Texto Unificado de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente, referente a la turbiedad en la Tabla1: Criterios de calidad de fuentes de agua que para consumo humano y doméstico requieran tratamiento convencional, indica lo siguiente

$$\text{Turbiedad (NTU)} \leq 100$$

2.9.6. Conductividad eléctrica

La conductividad eléctrica es un indicador de las sales disueltas en el agua, y se encarga de medir la cantidad de iones especialmente de Ca, Mg, Na, P, sulfatos, bicarbonatos y cloruros, su unidad de medida es micromhos/cm o Siemens/cm, (Ramírez Sierra, 2011).

La conductividad eléctrica tiene la capacidad de medir de forma indirecta la cantidad de sólidos disueltos en el agua, razón por la cual se ha podido establecer una correlación con la siguiente expresión, (Ramírez Sierra, 2011).

$$\text{Sólidos totales disueltos (mg/l)} = 0.55 \text{ a } 0.7 * (\text{conductividad } [\mu\text{mhos/cm}])$$

Galvín (2003), presenta la Figura 25, donde se muestra esta correlación aproximada mediante una envolvente y con su respectivo coeficiente de correlación.

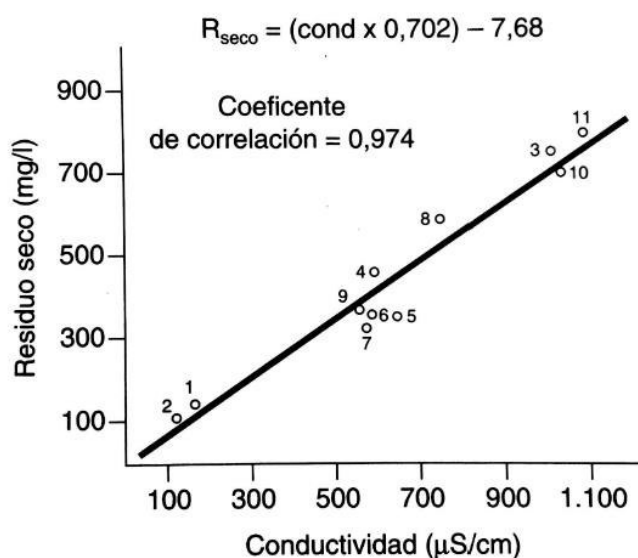


Figura 25: Coeficiente de correlación entre conductividad y sólidos disueltos
Fuente: (Galvín (2003))

Las aguas que contienen altas concentraciones de conductividad eléctrica son corrosivas, (Ramírez Sierra, 2011).

Desde el punto de vista del agua para consumo humano, aquellas aguas que contengan más de 1000 mg/l de sólidos totales en disolución son no aconsejables por su efecto de sabor salino o salobre, (Galvín, 2003).

En Ecuador el control de los sólidos totales disueltos según el Texto Unificado de Legislación secundaria de Ministerio del Ambiente define que para considerar un afluente como agua dulce esta debe presentar valores

inferiores a los 500 mg/l, (Texto Unificado Legislación Secundaria, Medio Ambiente, 2015). De manera similar el Ministerio de la Protección Social de Colombia, exige en su normativa que la cantidad de sólidos totales admisibles para el agua potable, son los que se indican a continuación: (Ramírez Sierra, 2011)

$$\text{Solidos Totales} \leq 500 \text{ mg/l}$$

2.9.7. Coliformes Fecales

Las aguas crudas pueden tener una gran variedad de microorganismos, de entre los cuales pueden ser patógenos y no patógenos, entendiéndose por patógenos a aquellos organismos que causan enfermedades en los seres vivos mientras que por no patógenos se entiende lo opuesto, (Ramírez Sierra, 2011).

De entre la diversidad de microorganismos existentes en el agua, se consideran más importantes a aquellos que puede causar enfermedades, razón por la cual se debe tener mucho cuidado con las bacterias, los virus, las algas, los hongos y algunos protozoos, (Ramírez Sierra, 2011).

El indicador de la calidad bacteriológica del agua es el grupo de las bacterias coliformes. Este grupo coliforme se define como todas las bacterias aeróbicas y anaeróbicas facultativas. El grupo de los coliformes generalmente no es patógeno a menos que se encuentre en gran número, son habitantes normales del intestino del hombre y algunos animales. Esto hace que la presencia de coliformes en el agua sea indicio de contaminación fecal y por consiguiente una alta posibilidad de que estén presentes también organismos patógenos, (Ramírez Sierra, 2011).

Según Ramírez Sierra los métodos bacteriológicos para detectar coliformes son: la técnica de los tubos múltiples de fermentación, en lo que respecta a la norma ecuatoriana INEN 1108-5, regula el grupo de los coliformes fecales de la siguiente manera:

Coliformes fecales (Ensayo de tubos múltiples) < 1,1*

1.1* significa que en el ensayo de NMP, utilizando 5 tubos de 20 cm³ o 10 tubos de 10 cm³, ninguno es positivo

Coliformes fecales (Filtración por membrana) < 1**

1** significa que no se observan colonias

Cryptosporidium (número de ooquistes)/litro → ausencia

Giardia(número de quistes)/litro → ausencia

2.9.8. Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)

Es el parámetro más utilizado para determinar el contenido de materia orgánica de una muestra de agua. Esta demanda se mide determinando la cantidad de oxígeno que requieren los microorganismos para degradarse, oxidar, estabilizar., la materia orgánica. La prueba más conocida para medir la demanda bioquímica de oxígeno es la DBO₅, la cual consiste en encubar una muestra de agua en el laboratorio y al cabo de 5 días se mide el consumo de oxígeno por parte de los microorganismos, los resultados se los reporta en mg/l de oxígeno consumido, (Ramírez Sierra, 2011).

La cuantificación de este parámetro se lo utiliza generalmente para el diseño de los equipos de aireación de los procesos de lodos activados, para el dimensionamiento de las unidades de tratamiento aguas residuales, etc., (Ramírez Sierra, 2011).

2.9.9. Demanda Química de Oxígeno (DQO)

La DQO es una prueba ampliamente utilizada para determinar el contenido de materia orgánica de una muestra de agua. A diferencia de la DBO, en esta prueba la materia orgánica es oxidada utilizando una sustancia química y no microorganismos, (Ramírez Sierra, 2011).

2.10. Tratamiento primario de agua.

El tratamiento de aguas como lo exponen varios autores dependerá directamente de un análisis profundo de la fuente de abastecimiento, sin embargo como lo expone, Zúñiga y Ramírez, la calidad del agua lluvia no se ha estudiado a fondo, se desconocen en varias localidades urbanas sus condiciones físicas, químicas y microbiológicas, que dependen de diversos componentes presentes en el aire por actividades antrópicas y condiciones naturales, (Ospina Zuñiga & Ramírez Arcilla, 2014).

Al igual que lo expuesto por (Ospina Zuñiga & Ramírez Arcilla, 2014), existen otros autores como (Torres, y otros, 2011) que tras realizar un análisis de aguas lluvias captadas para el aprovechamiento en usos domésticos han concluido que los resultados de los análisis de las muestras de agua, ponen en evidencia que, a pesar que en la actualidad se utiliza el agua lluvia de escorrentía sobre tejados para satisfacer algunos usos domésticos en zonas periurbanas, no es apta para ninguno de ellos. Lo anterior se debe principalmente, a altos valores de turbiedad y altas concentraciones de SST, DBO₅ y en metales pesados, (Torres, y otros, 2011).

Las condiciones geográficas de las comunidades campesinas de Galte, al ser una comunidad que se dedica a actividades agrícolas, la calidad del aire en esta zona variará fuertemente en comparación a la calidad del aire en zonas urbanas, en donde existen principalmente industrias, fabricas, tráfico, etc., que contaminan el aire. Por lo tanto, la calidad del agua y la propuesta de tratamiento primario de la misma se definió en el Capítulo 4 en donde, tras el análisis de las muestras de agua se diseñó un tratamiento primario conformado por filtración y desinfección, acorde a los resultados de los análisis.

La calidad del agua cruda (sin tratamiento) es distinta de una fuente a otra, y por ello, el tipo de tratamiento requerido para convertirla en agua

potable también es cambiante. La complejidad del tratamiento es directamente proporcional a la mala calidad de la fuente, sin embargo, entre las técnicas con mayor frecuencia para la desinfección tenemos: ósmosis inversa, cloro granular, cloro líquido, carbón activado, luz ultravioleta, ozono, etc., además se le añade generalmente procesos de, filtración como por ejemplo de lecho profundo, (Anaya Garduño, 2011).

Para el diseño eficiente y económico de una planta de tratamiento, primero se requiere un estudio de propiedades físicas, químicas y bacteriológicas de la fuente y la selección apropiada de procesos y operaciones de tratamiento que se ajusten a los requerimientos de la fuente para producir agua de la calidad apta para consumo humano, (Anaya Garduño, 2011).

Según la (Organización Mundial de la Salud, 2008) las bacterias indicadoras de contaminación fecal, incluida *Escherichia coli*, son parámetros importantes en la verificación de la calidad microbiológica, es decir, es apta bacteriológicamente para consumo humano si se encuentra exenta de microorganismos patógenos de origen entérico y parasitario intestinal. Sin embargo, la presencia de coliformes en una muestra de 100 ml no siempre indica que el agua está contaminada con microorganismos patógenos, sino que, en términos estadísticos, su concentración es una característica que alerta sobre la existencia de contaminación fecal y de microorganismos patógenos (Campos, 1999), (Bautista Olivas, y otros, 2013).

Además, la densidad del grupo de los coliformes es un indicador del grado de contaminación y por lo tanto, de la calidad sanitaria que determina el uso que se le dará al agua (doméstico, industrial, agrícola entre otros, (Bautista Olivas, y otros, 2013).

Los microorganismos indicadores de la calidad del agua, se encuentran en las bacterias del grupo de los coliformes, que son patógenos de transmisión de transmisión fecal-oral perteneciendo a este grupo especies como *Escherichia coli*, entre otras. Estos organismos generalmente se pueden

encontrar en la capa superficial del agua o en los sedimentos del fondo. (Bautista Olivas, y otros, 2013).

Por otro lado, las heces de animales y humanos pueden contaminar el suelo con microorganismos potencialmente patógenos (Tallón, Magajna, Lofranco, & Leung, 2005), y existe la posibilidad de que sean suspendidos posteriormente en la atmósfera. Incluso en diversas muestras de polvo urbano de la Ciudad de México se ha aislado la bacteria *Escherichia coli*, indicadora de contaminación fecal, que constituye 40 % del total de bacterias coliformes aisladas en el polvo (Rosas, Salinas, Yela, Eslava, & Cravioto, 1997) lo que indica un riesgo potencial de contaminación por esta y otras bacterias patógenas, así como por virus o parásitos, (Bautista Olivas, y otros, 2013).

(Fuzzi, Mandreoli, & Perfetto, 1997), mencionan que las bacterias que se encuentran en el aire se asocian con los núcleos de condensación y congelación, por lo que la presencia de los indicadores de contaminación fecal en el agua atmosférica resulta evidente, (Bautista Olivas, y otros, 2013).

CAPITULO III

METODOLOGIA

3.1. Descripción del área de estudio

El presente proyecto estuvo orientado al diseño e implementación de un sistema de aprovechamiento de aguas lluvias y un sistema de aprovechamiento de agua atmosférica, de fácil implementación y mantenimiento, y una propuesta de tratamiento de agua, como alternativa a la escasez de agua potable en la parroquia Palmira, en el cantón Guamote, provincia de Chimborazo. En la Figura 32 se indica el mapa de ubicación de la zona de implantación del proyecto.

3.2. Información meteorológica

La información meteorológica se obtuvo del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología INAMHI, y los datos faltantes se rellenaron conforme al trabajo **“Relleno de series anuales de datos meteorológicos mediante métodos estadísticos en la zona costera e interandina del Ecuador, y cálculo de la precipitación media”**, procesados mediante métodos estadísticos desarrollado y explicados en este proyecto (Carrera, y otros, 2016).

Se realizó una validación de los datos procesados en el sitio de interés, en alineación con los objetivos definidos en este proyecto, es decir que posterior a la selección de datos se procederá al estudio estadístico de las precipitaciones máxima y mínimas esperadas para el diseño y

dimensionamiento de los sistemas de captación de aguas lluvias y del sistema de condensación de aguas.

Las estaciones que se han tomado como fuente de información para el desarrollo del proyecto son: la estación pluviométrica Cebadas (M395), Totorillas (MB83), con un registro de datos de 15 años, previamente proporcionados por el INAMHI, dicha institución ha instalado partir del año 2000, estaciones meteorológicas en la zona, por tal motivo, este es el limitante del número de registros con los que se llevó a cabo el proyecto.

3.3. Dimensionamiento hidráulico del sistema SCALL

Se dimensionó las componentes del sistema hidráulico de recolección de agua, a partir de los datos de precipitación, obtenidos previamente, los mismos que permitieron proceder con el dimensionamiento de las secciones hidráulicas que conforman el sistema de recolección de aguas.

Para efectos de diseño se ha dividido a la cubierta en módulos, cada uno de éstos se dirige hacia un bajante por medio de cada canaleta, por lo tanto, se ha diseñado la canaleta para el módulo más crítico, aquel que cuenta con la mayor área proyectada horizontalmente.

Para el dimensionamiento de los desagües horizontales únicamente se ha adoptado una metodología de cálculo y fue la aplicación de la hidráulica de manera convencional, analizando la sección transversal del desagüe y aplicando la ecuación de Manning para determinar los parámetros de verificación del flujo como lo es la velocidad, pendiente, fuerza tractiva, etc.

3.4. Atrapanieblas tridimensional Warka Water

La metodología de construcción adoptada fue una adaptación a la tecnología constructiva definida por la firma arquitectónica italiana Architecture and Vision para la construcción del Warka Water propuesto por

el italiano Arturo Vittori y el arquitecto suizo Andreas Vogler, se ideado una estructura de bambú, de fácil construcción y por cuyo interior se extiende en forma de bolsa de un tejido sintético que atrapa la humedad condensada.

3.5. Muestreo y Análisis de la calidad del agua.

Se realizó el muestreo in situ de las aguas precipitadas para determinar la calidad y componentes de las mismas, para lo cual se tuvo que realizar dos visitas al sitio, se consideró la esterilización de los recipientes de almacenamiento, temperaturas y tiempo de conservación de la muestra para evitar la modificación del contenido y concentraciones inorgánicas. Se tenía previsto realizar el análisis en los laboratorios de la Facultad de Geográfica y del Medio Ambiente de la Universidad de las Fuerzas Armadas “ESPE”, pero para garantizar el manejo adecuado de las muestras se trasladó a laboratorios debidamente acreditados por el Servicio de Acreditación Ecuatoriano: Laboratorios de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Escuela Politécnica Nacional y Laboratorio del Grupo Químico Marcos

Los factores que se consideran de interés para la caracterización del agua se presentan en el Tabla 7:

Tabla 7
Factores de caracterización del agua

Parámetro	Norma de referencia
Temperatura	INEN 1108, Anexo 1 TULAS
pH	INEN 973 1983-03, INEN 1108, Anexo 1 TULAS
Color	INEN 970 1983-03, INEN 1108, Anexo 1 TULAS
Turbiedad	INEN 971 1983-03, INEN 1108, Anexo 1 TULAS
Conductividad eléctrica	INEN 1108, Anexo 1 TULAS
DBO ₅	INEN 1108, Anexo 1 TULAS
DQO	INEN 1108, Anexo 1 TULAS
Coliformes fecales	INEN 1108, Anexo 1 TULAS

Posterior al análisis y en función de sus resultados se procedió a la selección del método y equipo de filtración del sistema de captación además de la selección del equipo básico de monitoreo de las aguas captadas.

3.6. Análisis de Costos

La metodología adoptada para obtener el presupuesto referencial del diseño integral del sistema de captación de agua lluvia, fue a través de un análisis detallado de todos los componentes que conforman cada uno de los rubros existentes dentro del proyecto.

Para lo cual se realizó una hoja de cálculo que permitió realizar el análisis de precios unitarios, presupuesto referencial, cronograma valorado y curva de inversión.

CAPITULO IV

DISEÑO HIDRAULICO

4.1. Relleno de datos de precipitaciones

Para el relleno de datos de precipitaciones se utilizaron los métodos de regresión lineal, razón normal y el método de los promedios para el cálculo de los datos faltantes de las estaciones, (Carrera, y otros, 2016).

4.1.1. Aplicación para relleno de datos

Las estaciones que se han tomado como fuente de información para el desarrollo del proyecto fueron: Guaslan (M0133), Guamote- Shiry XII (M0134), Alao (M396), Pangor (M 409), Cebadas (M0395), Totorillas (MB83), Licto (M407). De las cuales se realizaron posicionamiento espacial para poder determinar aquellas que estén más cercanas al sitio de estudio, y se pudo establecer que la estación pluviométrica Cebadas y Totorillas son las que se encuentran a una menor distancia del proyecto. Se muestran en las Tablas 8 y 9.

Tabla 8
Precipitaciones mensuales de la estación Cebadas que requiere el relleno de datos

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
2000	15.6	23	13.9	20.8	45	16.6	2.6	5.5	15.5	0	7.2	11.9
2001	25.5	12.4	20.8		26.7	35.8	14.9	8	8	6.1	15.5	7.9
2002	10.5	20.8	26.9	23.3		21.1	8.8	3.3	0.9		17.7	7.2
2003	12.1	26.1	26.5	25.8	3.2	10.2	19	0	5.1	10.4	15.9	9
2004	5.5	10.1	8.9	20.2	20.2	3.1	18.3	3.3	15.1	26.8	20.1	26.1
2005	3.6	9.6	20.5	16.4	7.8	9.7	2.3	2.3	30.5	26.2	3.3	15
2006	9.1	10.9	36.6	12.5	3.6	23	2.1	11.1	3.6	13.4	14	17.1
2007	13.8	13.4	23	15.4	14.3	11	11.9	12.2	1.3	18.6	14.5	8.4
2008	26	19.8	19.2	7.1	33.2	12.2	2.8	3.9	2.5	8.8	18	7.8
2009	14.5	15.7		15.4	18	23.5	17.3	17.3	15.1		2.7	4.5
2010	3.5	10.8	18.2	15.6	18.4	11.2	11.1	4.8	8.8			13.4
2011	9.1	13.4	35.6	54.2	21.4	7.3	53.4	7.4	13.1	36.6	35.8	15.3
2012	16.4	14.6	8.8	53	6.3	3.6	6.1	3.8	6	13.2	7.4	2.5
2013	36.7	18.5	5.1	19.1	28.4	8.3	12.2	2.3	5.4	13.1	23.7	22.3
2014	24.3	14.1	28	6.6	22.5	7.4	16.5	16.5	20.1	25	16.9	23.5
2015	24.4	28.3	32.2	21.6	7.2	21.2	18.4	1.6	25.2	5.5		4.5

Fuente: INAMHI, 2016

Tabla 9
Precipitaciones mensuales de la estación Totorillas que requiere el relleno de datos

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
2005												69
2006	17.3	16.2	11.7	35.2	1.6	18.8	1.8	12.6	1.5	22	15.5	25
2007	15	7	30.2	12	5.2	5	3.5	17.5	0	5	5	5
2008	11.5	30.9	12.8	18.6	24	12.4	8.6	9.8	5.5	10	12	3
2009		15	16		5.1	34.4	9.1	4	4	16	6.4	
2010									5.5	17.6	18.1	13
2011		18.4	23.3	25.4	8.1	8	7.4	7.5	6	20	11.8	9.4
2012	14.9	13.5	15.2	16.7	6	3.7		4.9	0	18	23.4	10
2013	9.6	20	17	2.1	9.6	2.2	16.1	10.5	7.2	33.5	5	10
2014		5	29	29		10.5	10.8	4.3	30	10	23	22
2015	9.5	25.7	28	71.1	14.2	29	15	3.1	0	18.5		

Se realizó el procedimiento del método de los promedios para la primera fase del relleno de datos en la estación de Cebadas, se toma dos columnas de precipitaciones de diferentes meses, para rellenar el dato faltante en función de datos existentes, en las Tablas 10, 11, 12,13 y 14 se presenta el procedimiento del relleno de datos por medio del método de los promedios.

Tabla 10
Relleno de dato del mes de Marzo 2009 (método de los promedios)

FEB X	MAR Y	Cálculo
23	13.9	
12.4	20.8	$\frac{X}{Y} = \frac{\bar{X}}{\bar{Y}}$
20.8	26.9	
26.1	26.5	
10.1	8.9	$\frac{15.7}{Y1} = \frac{16.39}{21.61}$
9.6	20.5	
10.9	36.6	
13.4	23	$Y1 = 20.70$
19.8	19.2	
15.7	Y1	
10.8	18.2	
13.4	35.6	
14.6	8.8	
18.5	5.1	
14.1	28	
28.3	32.2	
$\bar{X} = 16.39$	$\bar{Y} = 21.61$	

Tabla 11
Relleno de dato del mes de Abril 2001

MAR X	ABR Y	Cálculo
13.9	20.8	
20.8	Y2	$\frac{X}{Y} = \frac{\bar{X}}{\bar{Y}}$
26.9	23.3	
26.5	25.8	
8.9	20.2	$\frac{20.80}{Y2} = \frac{21.61}{21.80}$
20.5	16.4	
36.6	12.5	
23	15.4	$Y2 = 20.98$
19.2	7.1	
20.70	15.4	
18.2	15.6	
35.6	54.2	
8.8	53	
5.1	19.1	
28	6.6	
32.2	21.6	
$\bar{X} = 21.61$	$\bar{Y} = 21.8$	

Tabla 12
Relleno de dato del mes de mayo 2002

MAY	JUN	Cálculo
X	Y	
45	16.6	
26.7	35.8	$\frac{X}{Y} = \frac{\bar{X}}{\bar{Y}}$
X	21.1	
3.2	10.2	
20.2	3.1	$\frac{X}{21.1} = \frac{18.41}{13.61}$
7.8	9.7	
3.6	23	$X = 28.54$
14.3	11	
33.2	12.2	
18	23.5	
18.4	11.2	
21.4	7.3	
6.3	3.6	
28.4	8.3	
22.5	7.4	
7.2	21.2	
$\bar{X} = 18.41$	$\bar{Y} = 13.61$	

Tabla 13
Relleno de dato del mes de Noviembre 2010

NOV	DIC	Cálculo
7.2	11.9	
15.5	7.9	$\frac{X}{Y} = \frac{\bar{X}}{\bar{Y}}$
17.7	7.2	
15.9	9	
20.1	26.1	$\frac{X}{13.40} = \frac{12.89}{11.49}$
3.3	15	
14	17.1	$X = 15.03$
14.5	8.4	
18	7.8	
2.7	4.5	
X	13.4	
$\bar{X} = 12.89$	$\bar{Y} = 11.49$	

Tabla 14
Relleno de dato del mes de Noviembre 2015

NOV	DIC	Cálculo
7.2	11.9	
15.5	7.9	$\frac{X}{Y} = \frac{\bar{X}}{\bar{Y}}$
17.7	7.2	
15.9	9	
20.1	26.1	$\frac{X}{4.5} = \frac{15.18}{12.79}$
3.3	15	
14	17.1	$X = 5.34$
14.5	8.4	
18	7.8	
2.7	4.5	
15.03	13.4	
35.8	15.3	
7.4	2.5	
23.7	22.3	
16.9	23.5	
X	4.5	
$\bar{X} = 15.18$	$\bar{Y} = 12.79$	

Para los datos faltantes del mes de octubre de la estación cebada se utilizó el método de regresión lineal, relacionando los datos con el mes de octubre de la estación totorillas, en las Tablas 15 se presenta las precipitaciones promedio anuales de la estaciones cebadas y totorillas, y en la Tabla 16 el relleno de datos por regresión lineal.

Tabla 15
Precipitaciones promedio anuales de las estaciones cebadas y totorillas

ESTACION CEBADA		ESTACION TOTORILLAS	
AÑOS	OCT	AÑOS	OCT
2006	13.4	2006	22
2007	18.6	2007	5
2008	8.8	2008	10
2009	x	2009	16
2010	x	2010	17.6
2011	36.6	2011	20
2012	13.2	2012	18
2013	13.1	2013	33.5
2014	25	2014	10
2015	5.5	2015	18.5
Promedio	16.775	Promedio	17.125
Desvest	9.9456	Desvest	8.8751

Tabla 16
Procedimiento de la obtención de los datos de precipitación faltante
por el método de regresión lineal.

ESTACION CEBADA		ESTACION TOTORILLAS				
AÑOS	OCT	AÑOS	OCT	$(X - \bar{X})$	$(Y - \bar{Y})$	$(X - \bar{X})(Y - \bar{Y})$
2006	13.4	2006	22	-3.375	4.875	-16.453125
2007	18.6	2007	5	1.825	-12.125	-22.128125
2008	8.8	2008	10	-7.975	-7.125	56.821875
2009	x	2009	16			
2010	x	2010	17.6			
2011	36.6	2011	20	19.825	2.875	56.996875
2012	13.2	2012	18	-3.575	0.875	-3.128125
2013	13.1	2013	33.5	-3.675	16.375	-60.178125
2014	25	2014	10	8.225	-7.125	-58.603125
2015	5.5	2015	18.5	-11.275	1.375	-15.503125
SUMATORI A	134.2	SUMATORIA	137		Σ	-62.175
PROMEDIO	16.775	PROMEDIO	17.125			
DESVEST	9.945	DESVEST	8.875			

$$r = \frac{-62.175}{(8 - 1) * 9.94567 * 8.87512575} = -0.101$$

El resultado del coeficiente R es igual a -0.101, por lo tanto, se concluye que la correlación que existe entre estas variables es muy baja. Por lo que no se puede relacionar dichas variables. En la Figura 26 se denota esta correlación.

En el caso de las precipitaciones anuales, la experiencia indica que la correlación es directa y entonces la ecuación de la recta de regresión es:

$$y' = \alpha + \beta x$$

La letra y con índice (y') se emplea para referirse a los valores derivados de la recta de regresión.

Los valores de los coeficientes α , β se hallan generalmente con la teoría de los mínimos cuadrados por lo que se puede utilizar la fórmula:

$$y' = a + b(x - \bar{x})$$

Con la teoría de los mínimos cuadrados se halla:

$$a = \bar{y}$$

$$b = \frac{\Sigma(x - \bar{x}) y}{\Sigma(x - \bar{x})^2} = \frac{\Sigma xy - n\bar{x}\bar{y}}{\Sigma\bar{x}^2 - n\bar{x}^2}$$

Por lo que se demuestra que:

$$b = r \frac{S_y}{S_x}$$

La ecuación de la recta de regresión queda expresada de la siguiente manera:

$$y' = \bar{y} + r \frac{S_y}{S_x} (x - \bar{x})$$

$$y' = 17.13 - 0.101 \frac{8.875}{9.945} (x - 16.775)$$

$$y' = 18.80 - 0.089 x$$

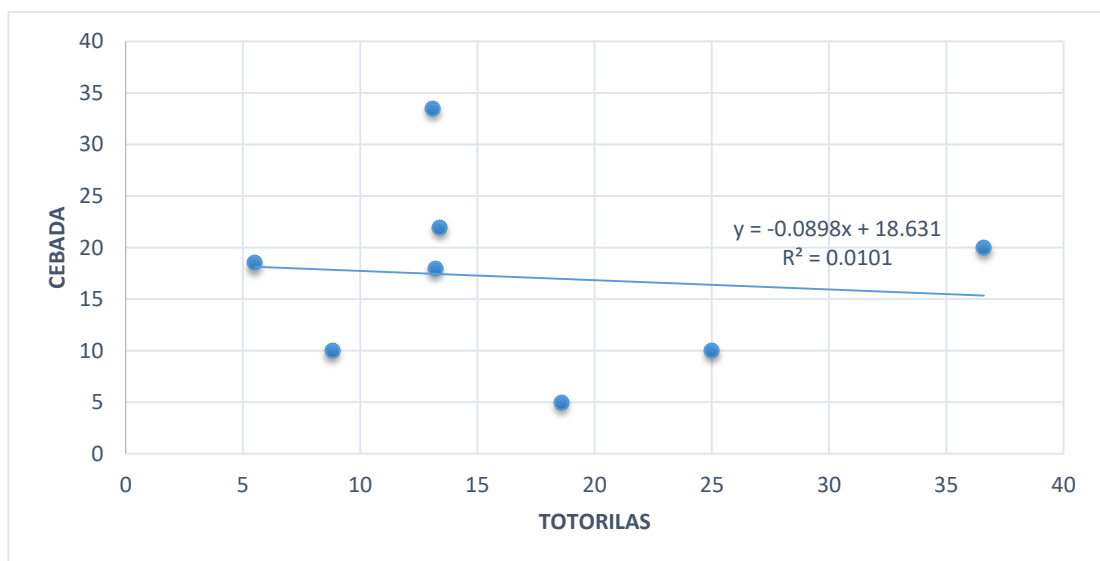


Figura 26: Regresión lineal: estación Totorillas vs estación Cebada

Tabla 17
Relleno de dato del mes de Octubre 2009 mediante la aplicación del método de la razón normal

Relleno de datos para la estación cebada									
Cebada		Pangor		Totorillas		Licto		Alao	
AÑOS	OCT	AÑOS	OCT	AÑOS	OCT	AÑOS	OCT	AÑOS	OCT
2009	X	2009	11.4	2009	16	2009	22.4	2009	12.7
2010	X	2010	8.1	2010	17.6	2010	12.1	2010	25.2

Se presenta las precipitaciones promedio anuales de las estaciones de la zona, para lo cual se ubica en la Tabla 18 de manera vertical los datos de precipitaciones del año 2009 las estaciones de Cebadas, Pangor, Totorillas, Licto y Alao. En la tabla 19 se presenta los resultados del relleno de datos del año 2009.

Tabla 18
Precipitación promedio anual del año 2009 de las estaciones de Cebadas, Pangor, Totorillas, Licto y Alao respectivamente.

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	\bar{X}
14.5	15.7	20.7	15.4	18	23.5	17.3	17.3	15.1		2.7	4.5	14.97
16.8	11.8	12.4	215.2	13.9	11.7	8.2		8.4	11.4	11.5	9.5	30.07
	15	16		5.1	34.4	9.1	4	4	16	6.4		12.22
19.5	12.6	7.8	12.5	17.5	24.9	11.2	4.3	16.7	22.4	20.1	16.8	15.53
17.3	12	13.3	0		13.3	29.6	12	15.6	12.7	3.4	20.1	13.57

Tabla 19
Resultados de la aplicación de la fórmula de la razón normal del año 2009

Datos de aplicación		Fórmula
n=	4	$P_x = \frac{1}{n} * \left[\left(\frac{N_x}{N_1} \right) * P_1 + \left(\frac{N_x}{N_2} \right) * P_2 + \left(\frac{N_x}{N_3} \right) * P_3 + \dots + \left(\frac{N_x}{N_n} \right) * P_n \right]$
P1=	11.4	
P2=	16	
P3=	22.4	
P4=	12.7	
Nx=	14.97	$P_x = 15.22$
N1=	30.07	
N2=	12.22	
N3=	15.53	
N4=	13.57	

Se presenta en la Tablas 20, 21 y 22 el procedimiento para el relleno de datos del mes de octubre 2010 mediante la aplicación del método de la razón normal.

Tabla 20
Relleno de dato del mes de Octubre 2010 mediante la aplicación del método de la razón normal

Relleno de datos para la estación cebada									
Cebada		Pangor		Totorillas		Licto		Alao	
Años	Oct	Años	Oct	Años	Oct	Años	Oct	Años	Oct
2009	15.22	2009	11.4	2009	16	2009	22.4	2009	12.7
2010	X	2010	8.1	2010	17.6	2010	12.1	2010	25.2

Tabla 21
Precipitaciones del año 2010, de las estaciones Cebadas, Pangor, Licto y Alao de manera vertical

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	\bar{X}
3.5	10.8	18.2	15.6	18.4	11.2	11.1	4.8	8.8			13.4	11.58
9.4	10.6	10.6	13.6	10.4	14.5	9.9	3.3	8	8.1	19.1	21.8	19.41
1.9	16.6	7.1	26.1	15.9	8.4	15.2	6	9	12.1	23.8	15.8	13.16
	8.4	13.7	18.5	18	16.8	15.5	11.5	18.5	25.2	22	19.9	17.09

Tabla 22
Resultados de la aplicación de la fórmula de la razón normal del año 2010

Datos de aplicación	Fórmula
n= 3	
P1= 11.4	
P2= 22.4	
P3= 12.7	
Nx= 11.58	$P_x = \frac{1}{n} * \left[\left(\frac{N_x}{N_1} \right) * P_1 + \left(\frac{N_x}{N_2} \right) * P_2 + \left(\frac{N_x}{N_3} \right) * P_3 + \dots + \left(\frac{N_x}{N_n} \right) * P_n \right]$
N1= 19.41	
N2= 13.16	
N3= 17.09	
Px= 11.71	$P_x = 11.71$

Una vez que se tiene los datos completos de la estación cebada se podrá usar como base para proceder a rellenar los datos de la estación totorillas, mediante regresión lineal. En la Tabla 23 se muestra la serie completa de la Estación cebadas.

Tabla 23
Serie completa de datos de precipitaciones mensuales de la estación Cebadas

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
2000	15.6	23	13.9	20.8	45	16.6	2.6	5.5	15.5	0	7.2	11.9
2001	25.5	12.4	20.8	20.98	26.7	35.8	14.9	8	8	6.1	15.5	7.9
2002	10.5	20.8	26.9	23.3	28.54	21.1	8.8	3.3	0.9	19.0	17.7	7.2
2003	12.1	26.1	26.5	25.8	3.2	10.2	19	0	5.1	10.4	15.9	9
2004	5.5	10.1	8.9	20.2	20.2	3.1	18.3	3.3	15.1	26.8	20.1	26.1
2005	3.6	9.6	20.5	16.4	7.8	9.7	2.3	2.3	30.5	26.2	3.3	15
2006	9.1	10.9	36.6	12.5	3.6	23	2.1	11.1	3.6	13.4	14	17.1
2007	13.8	13.4	23	15.4	14.3	11	11.9	12.2	1.3	18.6	14.5	8.4
2008	26	19.8	19.2	7.1	33.2	12.2	2.8	3.9	2.5	8.8	18	7.8
2009	14.5	15.7	20.7	15.4	18	23.5	17.3	17.3	15.1	15.22	2.7	4.5
2010	3.5	10.8	18.2	15.6	18.4	11.2	11.1	4.8	8.8	11.71	15.03	13.4
2011	9.1	13.4	35.6	54.2	21.4	7.3	53.4	7.4	13.1	36.6	35.8	15.3
2012	16.4	14.6	8.8	53	6.3	3.6	6.1	3.8	6	13.2	7.4	2.5
2013	36.7	18.5	5.1	19.1	28.4	8.3	12.2	2.3	5.4	13.1	23.7	22.3
2014	24.3	14.1	28	6.6	22.5	7.4	16.5	16.5	20.1	25	16.9	23.5
2015	24.4	28.3	32.2	21.6	7.2	21.2	18.4	1.6	25.2	5.5	5.34	4.5

Fuente: INAMHI, 2016

Para el relleno de datos las precipitaciones máximas en 24 horas del mes de enero, se utilizó la estación Cebadas de referencia para rellenar, la estación totorillas. En la tabla 24 se presenta la estación de relleno en base a la estación de referencia.

Tabla 24
Relleno de datos en base a la estación de Cebadas

CEBADA		TOTORILLAS	
AÑOS	ENE	AÑOS	ENE
2000	15.6		
2001	25.5		
2002	10.5		
2003	12.1		
2004	5.5		
2005	3.6	2005	x
2006	9.1	2006	17.3
2007	13.8	2007	15
2008	26	2008	11.5
2009	14.5	2009	x
2010	3.5	2010	x
2011	9.1	2011	x
2012	16.4	2012	14.9
2013	36.7	2013	9.6
2014	24.3	2014	14
2015	24.4	2015	9.5

Utilizando el método de regresión lineal simple se construyó la Figura 27, en esta figura se puede observar que el valor de correlación “r” para los datos de precipitaciones máximas en 24 horas, es superior a 0.5 por lo tanto los datos poseen una correlación positiva. Se procede a llenar los datos faltantes mediante la ecuación representada en la gráfica correspondiente a cada mes que se requiere completar como se muestra en las Tablas 25, 26, 27 y 28 y en las Figuras 28,29 y 30 respectivamente.

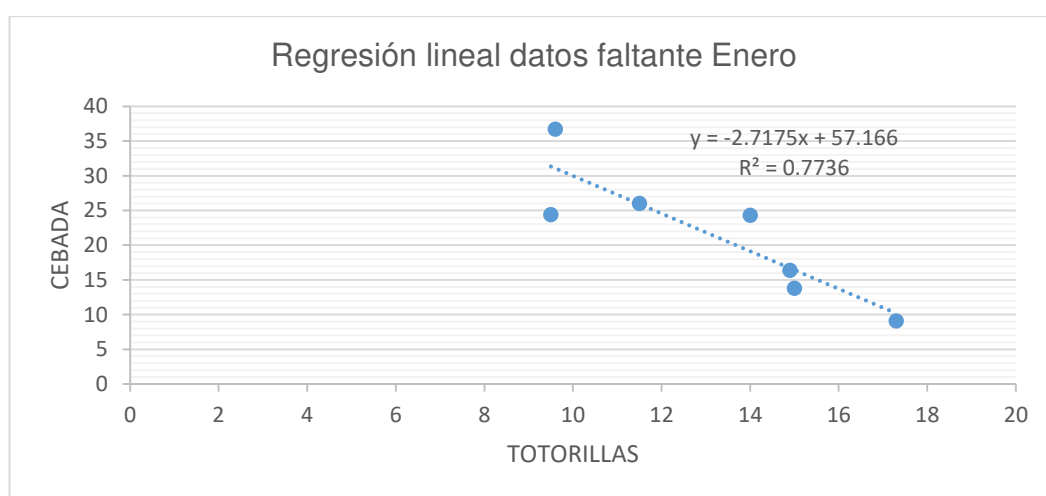


Figura 27: Regresión lineal de la estación Totorillas y Cebada del mes de enero

Tabla 25
Relleno de datos del mes de enero.

Estación totorillas	
Años	Ene
2005	47.38
2006	17.30
2007	15.00
2008	11.50
2009	17.76
2010	47.65

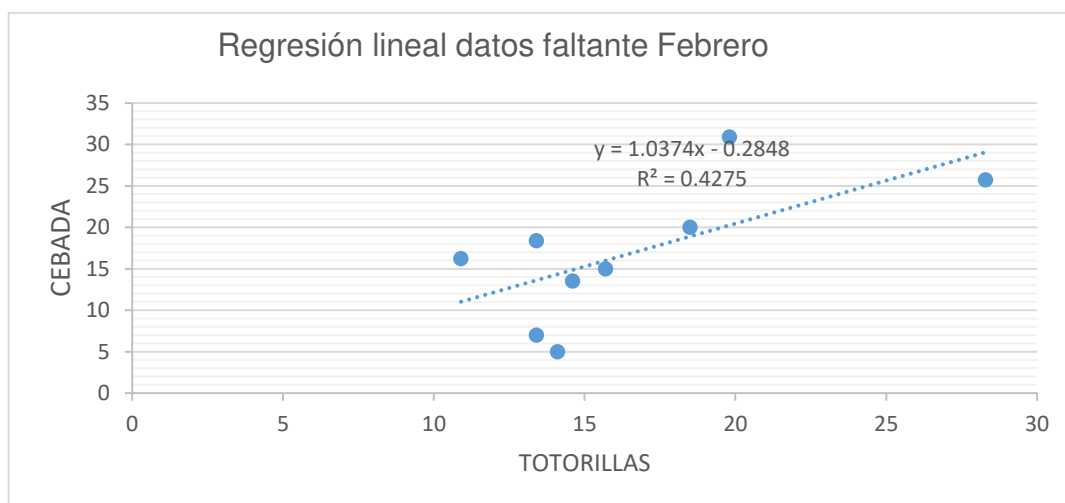


Figura 28 Regresión lineal: estación Totorillas vs Cebada del mes de febrero

Tabla 26
Relleno de datos del mes de febrero
Estación Totorillas

AÑOS	FEB
2005	47.38
2006	17.30
2007	15.00
2008	11.50
2009	17.76
2010	47.65

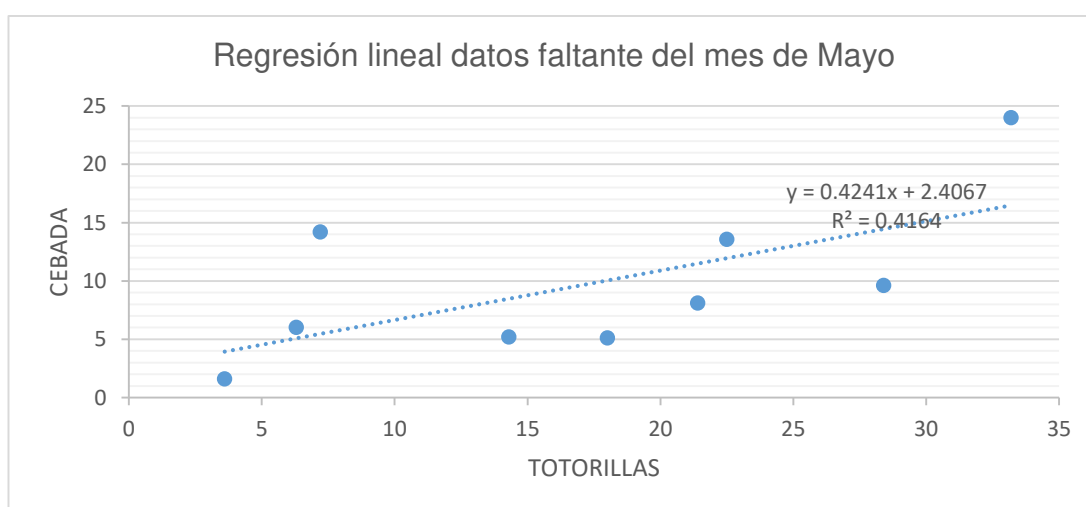


Figura 29 Regresión lineal: estación Totorillas vs estación Cebada del mes de mayo

Tabla 27
Relleno de datos del mes de mayo

Estación totorillas	
Años	May
2005	5.71
2006	1.60
2007	5.20
2008	24.00
2009	5.10
2010	10.21
2011	8.10
2012	6.00
2013	9.60
2014	13.56
2015	14.20

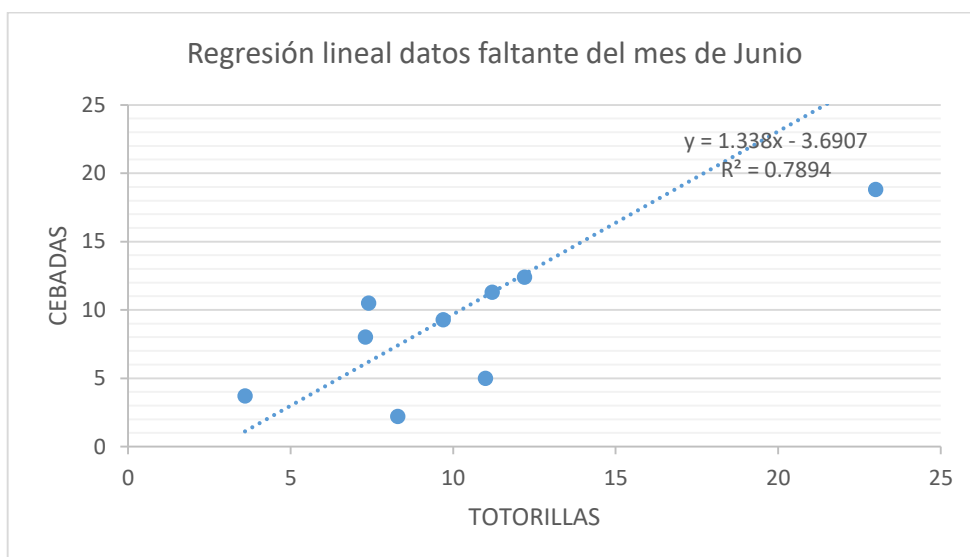


Figura 30. Regresión lineal: estación Totorillas vs Cebada del mes de junio

Tabla 28
Relleno de datos del mes de Junio

Estación Totorillas	
Años	Jun
2005	9.28
2006	18.80
2007	5.00
2008	12.40
2009	34.40
2010	11.29
2011	8.00
2012	3.70
2013	2.20
2014	10.50
2015	29.00

Para los meses de marzo, abril, julio, agosto, septiembre, octubre, noviembre y diciembre respectivamente se tuvo coeficiente de correlación R muy bajos, por lo tanto, se concluye que la correlación que existe entre estas variables es muy baja. Por lo que no se puede relacionar dichas variables. Por consiguiente, se procedió a utilizar el método de la razón normal, para completar los datos faltantes de los meses mencionados anteriormente.

Para el relleno de toda la serie de datos faltante la estación Totorillas se realizó mediante la aplicación del método de la razón normal, en las Tablas 29,30,31,32, 33,34, 35,36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, se muestra todo el procedimiento de cálculo para el relleno de datos faltantes de la serie.

Tabla 29

Relleno de datos del mes de marzo 2005 mediante la aplicación del método de la razón normal

Relleno de datos para la estación totorillas.									
Totorilla		Pangor		Cebada		Licto		Alao	
AÑOS	MAR	AÑOS	MAR	AÑOS	MAR	AÑOS	MAR	AÑOS	MAR
2005	X	2005	9.3	2005	20.5	2005	27.7	2005	37.6
2010	X	2010	10.6	2010	18.2	2010	7.1	2010	13.7

Tabla 30

Precipitación promedio anual del año 2005 de las estaciones de Totorillas, Pangor, Cebadas y Licto respectivamente.

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	\bar{X}
47.38	9.67			5.71	9.29						69	28.21
5.2	6.3	9.3	6.4	5.3	5.3	6.2	4.3	6.2	12.2	7.4	8.5	6.88
3.6	9.6	20.5	16.4	7.8	9.7	2.3	2.3	30.5	26.2	3.3	15	12.27
2.1	39	27.7		5.3	27.7	5.7	0.8	27.7	24.7	4.5		16.52
5.1	15.4	37.6	16.3	14.2	44	7.9	4.1	4.9	30.7	8.5	22.7	17.62

Tabla 31
Resultados de la aplicación de la fórmula de la razón normal del año 2005

Datos de aplicación		Fórmula
n=	4	$Px = \frac{1}{n} * \left[\left(\frac{Nx}{N1} \right) * P1 + \left(\frac{Nx}{N2} \right) * P2 + \left(\frac{Nx}{N3} \right) * P3 + \dots + \left(\frac{Nx}{Nn} \right) * Pn \right]$
P1=	9.3	
P2=	20.5	
P3=	27.7	
P4=	37.6	
Nx=	28.21	$Px = 48.19$
N1=	6.88	
N2=	12.27	
N3=	16.52	
N4=	17.62	

Tabla 32
Relleno de datos del mes de marzo 2010 mediante la aplicación del método de la razón normal

Relleno de datos para la estación totorillas.									
Totorillas		Pangor		Cebadas		Licto		Alao	
AÑOS	MAR	AÑOS	MAR	AÑOS	MAR	AÑOS	MAR	AÑOS	MAR
2005	48.19	2005	9.3	2005	20.5	2005	27.7	2005	37.6
2010	X	2010	10.6	2010	18.2	2010	7.1	2010	13.7

Tabla 33
Precipitación promedio anual del año 2010 de las estaciones de Totorillas, Pangor, Cebadas, Licto y Alao respectivamente.

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	\bar{X}
47.65	10.92	14.35		10.21	11.29			5.5	17.6	18.1	13	16.51
9.4	10.6	10.6	13.6	10.4	14.5	9.9	3.3	8	8.1	19.1	21.8	19.41
3.5	10.8	18.2	15.6	18.4	11.2	11.1	4.8	8.8	11.7	15.03	13.4	11.88
1.9	16.6	7.1	26.1	15.9	8.4	15.2	6	9	12.1	23.8	15.8	13.16
	8.4	13.7	18.5	18	16.8	15.5	11.5	18.5	25.2	22	19.9	17.09

Tabla 34

Resultados de la aplicación de la fórmula de la razón normal del año 2010

Datos de aplicación		Fórmula
n=	4	$P_x = \frac{1}{n} * \left[\left(\frac{Nx}{N1} \right) * P1 + \left(\frac{Nx}{N2} \right) * P2 + \left(\frac{Nx}{N3} \right) * P3 + \dots + \left(\frac{Nx}{Nn} \right) * Pn \right]$
P1=	10.6	
P2=	18.2	
P3=	7.1	
P4=	13.7	
Nx=	16.51	
N1=	19.41	$P_x = 14.12$
N2=	11.88	
N3=	13.16	
N4=	17.09	

Tabla 35

Relleno de datos del mes de abril del 2005 mediante la aplicación del método de la razón normal

Relleno de datos para la estación totorillas.									
Totorillas		Pangor		Cebadas		Licto		Alao	
Años	Abr	Años	Abr	Años	Abr	Años	Abr	Años	Abr
2005	X	2005	6.4	2005	16.4	2005		2005	16.3
2009	X	2009	215.2	2009	15.4	2009	12.5	2009	0
2010	X	2010	13.6	2010	15.6	2010	26.1	2010	18.5

Tabla 36

Precipitación promedio anual del año 2005 de las estaciones de Totorillas, Pangor, Cebadas y Alao respectivamente.

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	\bar{X}
47.38	9.67	48.19		5.71	9.29						69	31.54
5.2	6.3	9.3	6.4	5.3	5.3	6.2	4.3	6.2	12.2	7.4	8.5	6.88
3.6	9.6	20.5	16.4	7.8	9.7	2.3	2.3	30.5	26.2	3.3	15	12.27
5.1	15.4	37.6	16.3	14.2	44	7.9	4.1	4.9	30.7	8.5	22.7	17.62

Tabla 37
Resultados de la aplicación de la fórmula de la razón normal del año 2005

Datos de aplicación		Fórmula
n=	3	$Px = \frac{1}{n} * \left[\left(\frac{Nx}{N1} \right) * P1 + \left(\frac{Nx}{N2} \right) * P2 + \left(\frac{Nx}{N3} \right) * P3 + \dots + \left(\frac{Nx}{Nn} \right) * Pn \right]$
P1=	6.4	
P2=	16.4	
P3=	16.3	
Nx=	31.54	
N1=	6.88	$Px = 33.56$
N2=	12.27	
N3=	17.62	

Tabla 38
Relleno de datos del mes de abril del 2009 mediante la aplicación del método de la razón normal

Relleno de datos para la estación totorillas.									
Totorillas		Pangor		Cebadas		Licto		Alao	
Años	Abr	Años	Abr	Años	Abr	Años	Abr	Años	Abr
2005	33.56	2005	6.4	2005	16.4	2005		2005	16.3
2009	X	2009	215.2	2009	15.4	2009	12.5	2009	0
2010	X	2010	13.6	2010	15.6	2010	26.1	2010	18.5

Tabla 39
Precipitación promedio anual del año 2009 de las estaciones de Totorillas, Pangor, Cebadas y Licto respectivamente.

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	\bar{X}
17.76	15	16		5.1	34.4	9.1	4	4	16	6.4		12.78
16.8	11.8	12.4	215.2	13.9	11.7	8.2		8.4	11.4	11.5	9.5	30.07
14.5	15.7	20.7	15.4	18	23.5	17.3	17.3	15.1	15.22	2.7	4.5	14.99
19.5	12.6	7.8	12.5	17.5	24.9	11.2	4.3	16.7	22.4	20.1	16.8	15.53
17.3	12	13.3	0		13.3	29.6	12	15.6	12.7	3.4	20.1	13.57

Tabla 40
Resultados de la aplicación de la fórmula de la razón normal del año 2009

Datos de aplicación		Fórmula
n=	4	$Px = \frac{1}{n} * \left[\left(\frac{Nx}{N1} \right) * P1 + \left(\frac{Nx}{N2} \right) * P2 + \left(\frac{Nx}{N3} \right) * P3 + \dots \right.$
P1=	215.2	
P2=	15.4	
P3=	12.5	
P4=	0	$+ \left(\frac{Nx}{Nn} \right) * Pn]$
Nx=	12.78	
N1=	30.07	$Px = 28.71$
N2=	14.99	
N3=	15.53	
N4=	13.57	

Tabla 41
Relleno de datos del mes de Abril 2010 mediante la aplicación del método de la razón normal

Relleno de datos para la estación totorillas.									
Totorillas		Pangor		Cebadas		Licto		Alao	
Años	Abr	Años	Abr	Años	Abr	Años	Abr	Años	Abr
2005	33.56	2005	6.4	2005	16.4	2005		2005	16.3
2009	28.71	2009	215.2	2009	15.4	2009	12.5	2009	0
2010	X	2010	13.6	2010	15.6	2010	26.1	2010	18.5

Tabla 42
Precipitación promedio anual del año 2010 de las estaciones de Totorillas, Pangor, Cebadas Licto y Alao respectivamente.

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	\bar{X}
47.65	10.92	14.35		10.21	11.29			5.5	17.6	18.1	13	16.51
9.4	10.6	10.6	13.6	10.4	14.5	9.9	3.3	8	8.1	19.1	21.8	19.41
3.5	10.8	18.2	15.6	18.4	11.2	11.1	4.8	8.8	11.71	15.03	13.4	11.88
1.9	16.6	7.1	26.1	15.9	8.4	15.2	6	9	12.1	23.8	15.8	13.16
	8.4	13.7	18.5	18	16.8	15.5	11.5	18.5	25.2	22	19.9	17.09

Tabla 43
Resultados de la aplicación de la fórmula de la razón normal del año 2010

Datos de aplicación		Fórmula
n=	4	$P_x = \frac{1}{n} * \left[\left(\frac{Nx}{N1} \right) * P1 + \left(\frac{Nx}{N2} \right) * P2 + \left(\frac{Nx}{N3} \right) * P3 + \dots + \left(\frac{Nx}{Nn} \right) * Pn \right]$
P1=	13.6	
P2=	15.6	
P3=	26.1	
P4=	18.5	
Nx=	16.51	$P_x = 20.97$
N1=	19.41	
N2=	11.88	
N3=	13.16	
N4=	17.09	

Tabla 44
Relleno de datos del mes de Julio 2005 mediante la aplicación del método de la razón normal

Relleno de datos para la estación totorillas.									
Totorillas		Pangor		Cebadas		Licto		Alao	
AÑOS	JUL	AÑOS	JUL	AÑOS	JUL	AÑOS	JUL	AÑOS	JUL
2005	X	2005	6.2	2005	2.3	2005	5.7	2005	7.9
2010	X	2010	9.9	2010	11.1	2010	15.2	2010	15.5
2012	X	2012	1.5	2012	6.1	2012	6	2012	16.7

Tabla 45
Precipitación promedio anual del año 2005 de las estaciones de Totorillas, Pangor, Cebadas Licto y Alao respectivamente.

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	\bar{X}
47.38	9.67	48.19	33.56	5.71	9.29						69	31.83
5.2	6.3	9.3	6.4	5.3	5.3	6.2	4.3	6.2	12.2	7.4	8.5	6.88
3.6	9.6	20.5	16.4	7.8	9.7	2.3	2.3	30.5	26.2	3.3	15	12.27
2.1	39	27.7		5.3	27.7	5.7	0.8	27.7	24.7	4.5		16.52
5.1	15.4	37.6	16.3	14.2	44	7.9	4.1	4.9	30.7	8.5	22.7	17.62

Tabla 46
Resultados de la aplicación de la fórmula de la razón normal del año 2005

Datos de aplicación		Fórmula
n=	4	$Px = \frac{1}{n} * \left[\left(\frac{Nx}{N1} \right) * P1 + \left(\frac{Nx}{N2} \right) * P2 + \left(\frac{Nx}{N3} \right) * P3 + \dots + \left(\frac{Nx}{Nn} \right) * Pn \right]$
P1=	6.2	
P2=	2.3	
P3=	5.7	
P4=	7.9	
Nx=	31.83	$Px = 14.97$
N1=	6.88	
N2=	12.27	
N3=	16.52	
N4=	17.62	

Tabla 47
Relleno de datos del mes de julio 2010 mediante la aplicación del método de la razón normal

Relleno de datos para la estación totorillas.									
Totorillas		Pangor		Cebadas		Licto		Alao	
AÑOS	JUL	AÑOS	JUL	AÑOS	JUL	AÑOS	JUL	AÑOS	JUL
2005	14.97	2005	6.2	2005	2.3	2005	5.7	2005	7.9
2010	X	2010	9.9	2010	11.1	2010	15.2	2010	15.5
2012	X	2012	1.5	2012	6.1	2012	6	2012	16.7

Tabla 48
Precipitación promedio anual del año 2010 de las estaciones de Totorillas, Pangor, Cebada, Licto y Alao respectivamente.

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	\bar{X}
47.65	10.92	14.35	20.97	10.21	11.29			5.5	17.6	18.1	13	16.96
9.4	10.6	10.6	13.6	10.4	14.5	9.9	3.3	8	8.1	19.1	21.8	19.41
3.5	10.8	18.2	15.6	18.4	11.2	11.1	4.8	8.8	11.71	15.03	13.4	11.88
1.9	16.6	7.1	26.1	15.9	8.4	15.2	6	9	12.1	23.8	15.8	13.16
	8.4	13.7	18.5	18	16.8	15.5	11.5	18.5	25.2	22	19.9	17.09

Tabla 49
Resultados de la aplicación de la fórmula de la razón normal del año 2010

Datos de aplicación		Fórmula
n=	4	$Px = \frac{1}{n} * \left[\left(\frac{Nx}{N1} \right) * P1 + \left(\frac{Nx}{N2} \right) * P2 + \left(\frac{Nx}{N3} \right) * P3 + \dots + \left(\frac{Nx}{Nn} \right) * Pn \right]$
P1=	9.9	
P2=	11.1	
P3=	15.2	
P4=	15.5	
Nx=	16.96	$Px = 14.87$
N1=	19.41	
N2=	11.88	
N3=	13.16	
N4=	17.09	

Tabla 50
Relleno de datos del mes de julio 2012 mediante la aplicación del método de la razón normal

Relleno de datos para la estación totorillas.									
Totorillas		Pangor		Cebadas		Licto		Alao	
Años	Jul	Años	Jul	Años	Jul	Años	Jul	Años	Jul
2005	14.97	2005	6.2	2005	2.3	2005	5.7	2005	7.9
2010	14.87	2010	9.9	2010	11.1	2010	15.2	2010	15.5
2012	X	2012	1.5	2012	6.1	2012	6	2012	16.7

Tabla 51
Precipitación promedio anual del año 2012 de las estaciones de Totorillas, Pangor, Cebada, Licto y Alao respectivamente.

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	\bar{X}
14.9	13.5	15.2	16.7	6	3.7		4.9	0	18	23.4	10	11.48
26.5	11.9	12.2	20.3	10.3	7.5	1.5	20.2	14.6	25.3	19.5	10.5	15.03
16.4	14.6	8.8	53	6.3	3.6	6.1	3.8	6	13.2	7.4	2.5	11.81
23.8	14.6	7.5	16.5	4.8	4.6	6	9.1	23.3	25.8	10.8	12	13.23
12.8	12.4	12.5	17.4	17.2	13.4		11.9	10.4	18.6	23.2	10.4	14.56

Tabla 52
Resultados de la aplicación de la fórmula de la razón normal de julio 2012

Datos de aplicación		Fórmula
n=	4	$Px = \frac{1}{n} * \left[\left(\frac{Nx}{N1} \right) * P1 + \left(\frac{Nx}{N2} \right) * P2 + \left(\frac{Nx}{N3} \right) * P3 + \dots + \left(\frac{Nx}{Nn} \right) * Pn \right]$
P1=	1.5	
P2=	6.1	
P3=	6	
P4=	16.7	
Nx=	11.48	$Px = 6.36$
N1=	15.03	
N2=	11.81	
N3=	13.23	
N4=	14.56	

Tabla 53
Tabla con datos completos de la estación Totorillas del mes de julio de los años 2005,2010 y 2012 respectivamente.

Relleno de datos para la estación Totorillas.

Totorillas		Pangor		Cebadas		Licto		Alao	
Años	Jul	Años	Jul	Años	Jul	Años	Jul	Años	Jul
2005	14.97	2005	6.2	2005	2.3	2005	5.7	2005	7.9
2010	14.87	2010	9.9	2010	11.1	2010	15.2	2010	15.5
2012	6.36	2012	1.5	2012	6.1	2012	6	2012	16.7

Tabla 54
Relleno de datos del mes de agosto 2005, mediante la aplicación del método de la razón normal

Relleno de datos para la estación totorillas.

Totorillas		Pangor		Cebadas		Licto		Alao	
Años	Ago	Años	Ago	Años	Ago	Años	Ago	Años	Ago
2005	X	2005	4.3	2005	2.3	2005	0.8	2005	4.1
2010	X	2010	3.3	2010	4.8	2010	6	2010	11.5

Tabla 55
Precipitación promedio anual del año 2005 de las estaciones de Totorillas, Pangor, Cebada, Licto y Alao respectivamente.

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	\bar{X}
47.38	9.67	48.19	33.56	5.71	9.29	14.97					69	29.72
5.2	6.3	9.3	6.4	5.3	5.3	6.2	4.3	6.2	12.2	7.4	8.5	6.88
3.6	9.6	20.5	16.4	7.8	9.7	2.3	2.3	30.5	26.2	3.3	15	12.27
2.1	39	27.7		5.3	27.7	5.7	0.8	27.7	24.7	4.5		16.52
5.1	15.4	37.6	16.3	14.2	44	7.9	4.1	4.9	30.7	8.5	22.7	17.62

Tabla 56
Resultados de la aplicación de la fórmula de la razón normal de agosto 2005

Datos de aplicación		Fórmula
n=	4	$P_x = \frac{1}{n} * \left[\left(\frac{N_x}{N_1} \right) * P_1 + \left(\frac{N_x}{N_2} \right) * P_2 + \left(\frac{N_x}{N_3} \right) * P_3 + \dots + \left(\frac{N_x}{N_n} \right) * P_n \right]$
P1=	4.3	
P2=	2.3	
P3=	0.8	
P4=	4.1	
Nx=	29.72	$P_x = 8.12$
N1=	6.88	
N2=	12.27	
N3=	16.52	
N4=	17.62	

Tabla 57
Relleno de datos del mes de agosto 2010, mediante la aplicación del método de la razón normal

Relleno de datos para la estación totorillas.									
Totorillas		Pangor		Cebadas		Licto		Alao	
AÑOS	Ago	Años	Ago	Años	Ago	Años	Ago	Años	Ago
2005	8.12	2005	4.3	2005	2.3	2005	0.8	2005	4.1
2010	X	2010	3.3	2010	4.8	2010	6	2010	11.5

Tabla 58
Precipitación promedio anual del año 2010 de las estaciones de Totorillas, Pangor, Cebada, Licto y Alao respectivamente.

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	\bar{X}
47.65	10.92	14.35	20.97	10.21	11.29	14.87		5.5	17.6	18.1	13	16.77
9.4	10.6	10.6	13.6	10.4	14.5	9.9	3.3	8	8.1	19.1	21.8	19.41
3.5	10.8	18.2	15.6	18.4	11.2	11.1	4.8	8.8	11.71	15.03	13.4	11.88
1.9	16.6	7.1	26.1	15.9	8.4	15.2	6	9	12.1	23.8	15.8	13.16
	8.4	13.7	18.5	18	16.8	15.5	11.5	18.5	25.2	22	19.9	17.09

Tabla 59
Resultados de la aplicación de la fórmula de la razón normal de agosto 2010

Datos de aplicación		Fórmula
n=	4	$Px = \frac{1}{n} * \left[\left(\frac{Nx}{N1} \right) * P1 + \left(\frac{Nx}{N2} \right) * P2 + \left(\frac{Nx}{N3} \right) * P3 + \dots + \left(\frac{Nx}{Nn} \right) * Pn \right]$
P1=	3.3	
P2=	4.8	
P3=	6	
P4=	11.5	
Nx=	16.77	$Px = 7.14$
N1=	19.41	
N2=	11.88	
N3=	13.16	
N4=	17.09	

Tabla 60
Relleno de datos del mes de noviembre 2005, mediante la aplicación del método de la razón normal

Relleno de datos para la estación totorillas.									
Totorillas		Pangor		Cebadas		Licto		Alao	
Años	Nov	Años	Nov	Años	Nov	Años	Nov	Años	Nov
2005	X	2005	7.4	2005	3.3	2005	4.5	2005	8.5
2015	X	2015	16.1	2015	5.34	2015	25.4	2015	

Tabla 61
Precipitación promedio anual del año 2005 de las estaciones de Totorillas, Pangor, Cebada, Licto y Alao respectivamente.

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	\bar{X}
47.38	9.67	48.19	33.56	5.71	9.29	14.97	8.12	6	17		69	24.44
5.2	6.3	9.3	6.4	5.3	5.3	6.2	4.3	6.2	12.2	7.4	8.5	6.88
3.6	9.6	20.5	16.4	7.8	9.7	2.3	2.3	30.5	26.2	3.3	15	12.27
2.1	39	27.7		5.3	27.7	5.7	0.8	27.7	24.7	4.5		16.52
5.1	15.4	37.6	16.3	14.2	44	7.9	4.1	4.9	30.7	8.5	22.7	17.62

Tabla 62
Resultados de la aplicación de la fórmula de la razón normal de
noviembre 2005

Datos de aplicación		Fórmula
n=	4	$P_x = \frac{1}{n} * \left[\left(\frac{Nx}{N1} \right) * P1 + \left(\frac{Nx}{N2} \right) * P2 + \left(\frac{Nx}{N3} \right) * P3 + \dots + \left(\frac{Nx}{Nn} \right) * Pn \right]$
P1=	7.4	
P2=	3.3	
P3=	4.5	
P4=	8.5	
Nx=	24.44	$P_x = 12.83$
N1=	6.88	
N2=	12.27	
N3=	16.52	
N4=	17.62	

Tabla 63
Relleno de datos del mes de noviembre 2015, mediante la aplicación del
método de la razón normal

Relleno de datos para la estación totorillas.									
Totorillas		Pangor		Cebadas		Licto		Alao	
Años	Nov	Años	Nov	Años	Nov	Años	Nov	Años	Nov
2005	12.83	2005	7.4	2005	3.3	2005	4.5	2005	8.5
2015	X	2015	16.1	2015	5.34	2015	25.4	2015	

Tabla 64
Precipitación promedio anual del año 2015 de las estaciones de
Totorillas, Pangor, Cebada y Licto respectivamente.

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	\bar{X}
9.5	25.7	28	71.1	14.2	29	15	3.1	0	18.5			21.41
17.5	16.5	10.8	17	9.3	3.1		4.1	2.8	33.6	16.1	22	13.89
24.4	28.3	32.2	21.6	7.2	21.2	18.4	1.6	25.2	5.5	5.34	4.5	16.29
6.3	3.6	21.7	8.5	6.9	11.5	203.3	3.8	11.6	17.6	25.4	8.9	27.43

Tabla 65
Resultados de la aplicación de la fórmula de la razón normal de
noviembre 2015

Datos de aplicación		Fórmula
n=	3	$P_x = \frac{1}{n} * \left[\left(\frac{Nx}{N1} \right) * P1 + \left(\frac{Nx}{N2} \right) * P2 + \left(\frac{Nx}{N3} \right) * P3 + \dots + \left(\frac{Nx}{Nn} \right) * Pn \right]$
P1=	16.1	
P2=	5.34	
P3=	25.4	
P4=	0	
Nx=	21.41	$P_x = 17.22$
N1=	13.89	
N2=	16.29	
N3=	27.43	
N4=	18.80	

Tabla 66
Tabla con datos completos de la estación Totorillas del mes de
Noviembre de los años 2005 y 2015 respectivamente.

Relleno de datos para la estación Totorillas.									
Totorillas		Pangor		Cebadas		Licto		Alao	
Años	Nov	Años	Nov	Años	Nov	Años	Nov	Años	Nov
2005	12.83	2005	7.4	2005	3.3	2005	4.5	2005	8.5
2015	17.22	2015	16.1	2015	5.34	2015	25.4	2015	

Realizado todo el procedimiento descrito anteriormente, se obtuvo la serie completa de la estación Totorillas como se muestra en la Tabla 67.

Tabla 67
Serie completa de datos de precipitaciones mensuales de la estación
Totorillas.

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
2005	47.38	9.67	48.19	33.56	5.71	9.29	14.97	8.12	6.0	17.0	12.83	69
2006	17.3	16.2	11.7	35.2	1.6	18.8	1.8	12.6	1.5	22	15.5	25
2007	15	7	30.2	12	5.2	5	3.5	17.5	0	5	5	5
2008	11.5	30.9	12.8	18.6	24	12.4	8.6	9.8	5.5	10	12	3
2009	17.76	15	16	28.71	5.1	34.4	9.1	4	4	16	6.4	8.4
2010	47.65	10.92	14.35	20.97	10.21	11.29	14.87	7.14	5.5	17.6	18.1	13
2011	32.44	18.4	23.3	25.4	8.1	8	7.4	7.5	6	20	11.8	9.4
2012	14.9	13.5	15.2	16.7	6	3.7	6.36	4.9	0	18	23.4	10
2013	9.6	20	17	2.1	9.6	2.2	16.1	10.5	7.2	33.5	5	10
2014	13.7	5	29	29	13.6	10.5	10.8	4.3	30	10	23	22
2015	9.5	25.7	28	71.1	14.2	29	15	3.1	0	18.5	17.2	22.6

Los datos obtenidos por la conjugación de los métodos descritos y desarrollados para el relleno de datos, se los validó mediante el test de las rachas de Thom, el cual consiste en calcular la mediana de la serie de datos de la Tabla 66. Posteriormente, se colocó el signo (+) para los datos que están por encima y (-) los datos que se encuentran debajo de la mediana, siendo NS el conteo de rachas que representa los cambios de signos en la serie y NA los números de valores por encima de la mediana, como se muestra en la tabla 68.

Tabla 68
Prueba de rachas para la estación de totorillas

MED	Meses del año												NA	NS
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
13.90	+	-	+	+	-	-	+	-	-	+	-	+		
	0	1	1	0	1	0	1	1	0	1	1	1	6	8
15.85	+	+	-	+	-	+	-	-	-	+	-	+		
	0	0	1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	6	8
5.10	+	+	+	+	+	-	-	+	-	-	-	-		
	1	0	0	0	0	1	0	1	1	0	0	0	6	4
11.75	-	+	+	+	+	+	-	-	-	-	+	-		
	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	1	1	6	5
12.05	+	+	+	+	-	+	-	-	-	+	-	-		
	1	0	0	0	1	1	1	0	0	1	1	0	6	6
13.68	+	-	+	+	-	-	+	-	-	+	+	-		
	1	1	1	0	1	0	1	1	0	1	0	1	6	8
10.60	+	+	+	+	-	-	-	-	-	+	+	-		
	1	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	1	6	4
11.75	+	+	+	+	-	-	-	-	-	+	+	-		
	1	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	1	6	4
9.80	-	+	+	-	-	-	+	+	-	+	-	+		
	1	1	0	1	0	0	1	0	1	1	1	1	6	8
13.64	+	-	+	+	-	-	-	-	+	-	+	+		
	1	1	1	0	1	0	0	0	1	1	1	0	6	7
17.86	-	+	+	+	-	+	-	-	-	+	-	+		
	1	1	0	0	1	1	1	0	0	1	1	1	6	8
													66	70

Fuente: (Caballero, 2013)

En la Tabla 69 se presentan los valores críticos del test de las rachas en función del número de datos y se determina el dominio de aceptación de test.

Tabla 69
Valores críticos test rachas

Test de las rachas de Thom						
Valores críticos. Nivel de confianza del 95%						
N° de datos	10	12	20	30	40	50
N° mínimo de rachas	2	3	6	10	14	18
N° Máximo de rachas	6	8	15	21	27	33

Fuente: (Caballero, 2013)

Se puede apreciar en la tabla 68 se tiene un numero de 12 datos en la serie, de los cuales se puede observar que se tiene un conteo de rachas, es decir valores de variaciones de signo (NS) de 4 a 8 en cada año de convalidación. Lo cual se comparó con la tabla de valores críticos y se notó que está dentro del intervalo de aceptación, por lo que se concluye que la serie es homogénea.

También se validó la homogeneidad de las estaciones pluviométricas Totorillas y Cebadas de una manera gráfica por el método de doble masa cuyo procedimiento se basa en la selección de dos estaciones vecinas, como menciona Monsalve (2009) las estaciones son relacionados con los totales anuales acumulados de precipitación. Los datos anuales de cada estación se acumulan de manera sucesiva para proceder a realizar un gráfico de pares ordenados de ejes ortogonales como muestra la Figura 31, en la cual se puede observa una tendencia lineal, por lo que se asume una homogeneidad de ambas estaciones.

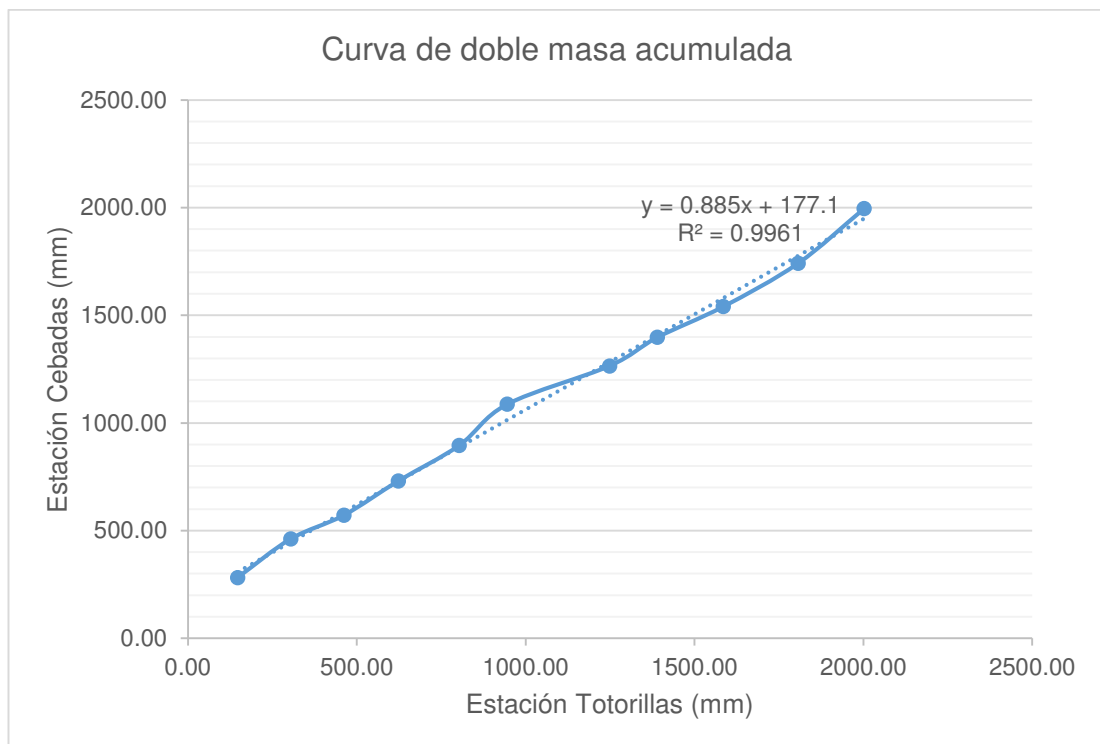


Figura 31 Curva de doble masa acumulada

4.2. Procesamiento de datos de precipitaciones

4.2.1. Estimación de las curvas Intensidad, Duración y Frecuencia

Las curvas de Intensidad, Duración y Frecuencia (IDF) son la representación gráfica de la relación que existe entre la intensidad y la duración de un evento máximo de lluvia, asociado a la frecuencia o periodo de retorno, donde para cada periodo de retorno se tiene una curva diferente (Nanía, 2003; Pizarro et al., 2001). Témez (1978) por su parte, las define como aquellas curvas que resultan de unir los puntos representativos de la intensidad media en intervalos de diferente duración y correspondientes todos ellos a una misma frecuencia o periodo de retorno.

Una definición más detallada es la entregada por Mintegui y López (1990), quienes señalan que las Curvas IDF representan a las duraciones en

las abscisas y a la altura o intensidad de precipitación en las ordenadas. Cada curva representada corresponde a una frecuencia (o periodo de retorno), de tal forma que las gráficas de estas curvas representan la intensidad media en intervalos de diferente duración, correspondiendo todos los puntos de una misma curva a un idéntico periodo de retorno.

La construcción de curvas de intensidad, duración y frecuencia en base a las estaciones pluviométricas y pluviográficas ayudó a analizar el comportamiento de las intensidades para diferentes periodos de retorno. Para ello, se necesitó conocer el comportamiento de las precipitaciones a través de una curva que entrega la intensidad media en función de la duración y la frecuencia, y cuya única finalidad fue la de aportar patrones de conductas de las lluvias. Normalmente se requiere de lluvias intensas asociadas a una duración y a una frecuencia de la precipitación, dicha relación se puede obtener de las curvas IDF, las cuales sirven para cuantificar la capacidad que se tiene en el sector de Galte para diseñar sistemas de captación de agua lluvia. Otra metodología utilizada fue la interpolación de los parámetros que caracterizan a cada estación pluviográfica, para dicha metodología es necesario georreferenciar las diferentes estaciones en un espacio delimitado por las estaciones pluviográficas, para así proceder a realizar una unión sucesiva de puntos, lo que da como resultado una isolínea de los factores que definen el comportamiento de las estaciones.

La estación más cercana al proyecto es Totorillas, en el estudio de intensidades proporcionado por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI, 2015) proporciona las curvas IDF de las estaciones Pluviográficas de Riobamba Aeropuerto, Puyo, San Simón, Bucay y Cañar las cuales son lejanas al sitio de interés y al ser una estación de Totorillas una estación pluviométrica no proporciona datos de intensidades que soporten el cálculo del caudal disponible para el diseño del Sistema de Captación de Agua Lluvia (SCALL). El método alternativo utilizado para la construcción de las curvas IDF fue la distribución Gumbel empleado por

Elías Castillo y Ruiz Beltrán en su estudio sobre las precipitaciones máximas. (Castillo & Beltran, 1979).

La distribución de Gumbel ha sido utilizada con buenos resultados para valores extremos independientes de variables meteorológicas y se ajustan bastante bien a los valores máximos de la precipitación en diferentes intervalos de tiempo y después de muchos años de uso parece también confirmarse su utilidad en los problemas prácticos de ingeniería de dimensionamiento de redes de drenaje y diversas obras hidráulicas como el SCALL. (Franquet, 2009)

Las precipitaciones pluviales son un recurso natural que deben aprovecharse, para así proporcionar agua aquellos que no cuentan con este recurso. Por tal motivo es importante captar, almacenar y utilizar el agua lluvia para uso doméstico. La demanda o dotación por persona es la cantidad de agua que esta necesita diariamente para cumplir con las funciones físicas y biológicas de su cuerpo, por lo que es importante determinar la cantidad de agua proporcionada por el sistema de captación de agua lluvia para suplir dicha demanda. (Anaya, 2011)

4.2.1.1. Método de Gumbel

El valor máximo que se quiere determinar para un determinado periodo de retorno se determina por la expresión: (Monsalve, 2009)

$$X = X_m + K S_{n-1}$$

Donde:

- X : valor máximo (caudal o precipitación) para un periodo T
- X_m : media de la serie dada de valores máximos
- K : factor de frecuencia, que indica el número de veces de desviación típica en que el valor extremo considerado excede a la media de la serie.
- S_{n-1} : desviación estándar, desviación típica de los valores extremos

El valor de la variable “ K ” se estima a partir del conocimiento del periodo de retorno en años y del número de años disponibles en la serie, se determina mediante la siguiente expresión.

$$K = \frac{(Y_T - Y_n)}{S_n}$$

Donde:

- Y_T variable de Gumbel para el periodo de retorno T . Se determina a partir del valor del periodo de retorno. El valor se puede obtener de la tabla adjunta
$$Y_T = -Ln\left(Ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right)$$
- Y_n valor que se obtiene a partir del número de años de la serie, mediante tabla 70.
- S_n valor que se obtiene a partir del número de años de la serie mediante Tabla 71.

Tabla 70
Valores de Y_T para distintos periodos de retorno.

Valores de Y_T para distintos periodos de retorno					
T	2	5	10	25	30
Y_T	0.366513	1.49994	2.250367	3.198534	3.384294
T	50	75	100	250	500
Y_T	3.901939	4.310784	4.600149	5.519458	6.213607

Tabla 71
Valores de Y_n , S_n según número de observaciones.

Nº datos	Y_n	S_n	Nº datos	Y_n	S_n	Nº datos	Y_n	S_n
1	0.36651	0	35	0.54034	1.12847	69	0.55453	1.1844
2	0.40434	0.49838	36	0.54105	1.13126	70	0.55477	1.18535
3	0.4285	0.64348	37	0.54174	1.13394	71	0.555	1.18629
4	0.4458	0.73147	38	0.54239	1.1365	72	0.55523	1.1872
5	0.4587	0.79278	39	0.54302	1.13896	73	0.55546	1.18809
6	0.469	0.83877	40	0.54362	1.14131	74	0.55567	1.18896
7	0.4773	0.87493	41	0.5442	1.14358	75	0.55589	1.18982
8	0.4842	0.90432	42	0.54475	1.14576	76	0.5561	1.19065
9	0.4901	0.92882	43	0.54529	1.14787	77	0.5563	1.19147
10	0.4952	0.94963	44	0.5458	1.14989	78	0.5565	1.19227
11	0.4996	0.96758	45	0.5463	1.15184	79	0.55669	1.19306
12	0.5035	0.98327	46	0.54678	1.15373	80	0.55689	1.19382
13	0.5069	0.99713	47	0.54724	1.15555	81	0.55707	1.19458
14	0.51	1.00948	48	0.54769	1.15731	82	0.55726	1.19531
15	0.51284	1.02057	49	0.54812	1.15901	83	0.55744	1.19604
16	0.5153	1.0306	50	0.54854	1.16066	84	0.55761	1.19675
17	0.5176	1.03973	51	0.54895	1.16226	85	0.55779	1.19744
18	0.5198	1.04808	52	0.54934	1.1638	86	0.55796	1.19813
19	0.5217	1.05575	53	0.54972	1.1653	87	0.55812	1.1988
20	0.5235	1.06282	54	0.55009	1.16676	88	0.55828	1.19945
21	0.5252	1.06938	55	0.55044	1.16817	89	0.55844	1.2001
22	0.5267	1.07547	56	0.55079	1.16955	90	0.5586	1.20073
23	0.5282	1.08115	57	0.55113	1.17088	91	0.55876	1.20135
24	0.5295	1.08646	58	0.55146	1.17218	92	0.55891	1.20196
25	0.5308	1.09145	59	0.55177	1.17344	93	0.55905	1.20256
26	0.532	1.09613	60	0.55208	1.17467	94	0.5592	1.20315
27	0.5331	1.10054	61	0.55238	1.17586	95	0.55934	1.20373
28	0.5342	1.1047	62	0.55268	1.17702	96	0.55948	1.2043
29	0.5352	1.10864	63	0.55296	1.17816	97	0.55962	1.20486
30	0.5362	1.11237	64	0.55324	1.17926	98	0.55976	1.20541
31	0.5371	1.11592	65	0.55351	1.18034	99	0.55989	1.20596
32	0.5379	1.11929	66	0.55378	1.18139	100	0.56002	1.20649
33	0.5388	1.12249	67	0.55403	1.18242	101	0.56015	1.20701
34	0.5395	1.12555	68	0.55429	1.18342			

En la Tabla 72 se presenta las precipitaciones máximas en 24 horas por mes de cada año, de las cuales, algunas precipitaciones fueron rellenados de acuerdo a lo propuesto por (Carrera, y otros, 2016) en Relleno de series anuales de datos meteorológicos mediante métodos estadísticos en la zona costera e interandina del Ecuador, y cálculo de la precipitación media.

Tabla 72
Serie completa de datos de precipitaciones mensuales de la estación Totorillas.

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
2005	47.38	9.67	48.19	33.56	5.71	9.29	14.97	8.12	6.0	17.0	12.83	69
2006	17.3	16.2	11.7	35.2	1.6	18.8	1.8	12.6	1.5	22	15.5	25
2007	15	7	30.2	12	5.2	5	3.5	17.5	0	5	5	5
2008	11.5	30.9	12.8	18.6	24	12.4	8.6	9.8	5.5	10	12	3
2009	17.76	15	16	28.71	5.1	34.4	9.1	4	4	16	6.4	8.4
2010	47.65	10.92	14.35	20.97	10.21	11.29	14.87	7.14	5.5	17.6	18.1	13
2011	32.44	18.4	23.3	25.4	8.1	8	7.4	7.5	6	20	11.8	9.4
2012	14.9	13.5	15.2	16.7	6	3.7	6.36	4.9	0	18	23.4	10
2013	9.6	20	17	2.1	9.6	2.2	16.1	10.5	7.2	33.5	5	10
2014	13.7	5	29	29	13.6	10.5	10.8	4.3	30	10	23	22
2015	9.5	25.7	28	71.1	14.2	29	15	3.1	0	18.5	17.2	22.6

Con las ecuaciones de método de Gumbel, anteriormente mencionadas se procede a realizar la tabla 73, la cual describe el procedimiento de cálculo de las intensidades máximas en 24 horas.

Tabla 73
Calculo de las intensidades máximas en 24 horas.

Periodo de Retorno o T	%	Var. Reducida Y_T	Med. Red. Y_n	Desviación Estándar Reducida S_n	$K = \frac{(Y_T - Y_n)}{S_n}$	$K S_{n-1}$	$X = X_m + K S_{n-1}$	i max (mm/h)
2	0.50	0.37	0.50	0.97	-0.14	-1.10	18.80	18.80
5	0.20	1.50	0.50	0.97	1.03	8.29	28.19	28.19
10	0.10	2.25	0.50	0.97	1.81	14.52	34.42	34.42
25	0.04	3.20	0.50	0.97	2.79	22.38	42.28	42.28
50	0.02	3.90	0.50	0.97	3.52	28.21	48.11	48.11
100	0.01	4.60	0.50	0.97	4.24	34.00	53.90	53.90

4.2.1.2. Obtención de las ecuaciones de IDF

Se procura analizar las relaciones intensidad-duración y frecuencia de las lluvias observadas, determinándose para los diferentes intervalos de duración de la lluvia el tipo de ecuación y el número de parámetros de esa ecuación que mejor caracteriza aquellas relaciones. En general es usual en hidrología ecuaciones de tipo: (Monsalve, 2009)

$$i = \frac{C}{(t + t_0)^n}$$

Donde:

- i : intensidad de precipitación máxima, en mm/hora
- t : duración de la lluvia, en minutos
- t_0 : constante en minutos, parámetro mediante el cual se linealizan las curvas de intensidad duración y frecuencia
- C, n : constantes de cada estación pluviográfica

En general, C se relaciona con el periodo de retorno T , en años por medio de la ecuación del tipo.

$$C = K \times T^m$$

Al remplazar la ecuación 2 en 1 se obtiene:

$$i = \frac{K \times T^m}{(t + t_0)^n}$$

Esta misma ecuación que acabamos de ver propuesta por Monsalve (2009) se plantea un poco distinta en El Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI, 2015) como se muestra a continuación:

$$i = \frac{K \times T^m}{t^n}$$

Donde:

- i : intensidad de precipitación máxima, en mm/hora
- t : duración de la lluvia, en minutos
- T : periodo de retorno (años)
- K, m, n : constantes de ajuste propias de cada estación.

4.2.1.3. Determinación de las constantes de ajuste K, m, n

Para la determinación de las constantes de ajuste K, m, n , propias de cada estación pluviográfica. Se debe ubicar las estaciones pluviográficas más cercanas, como se muestra en la Figura 32, con el fin de apreciar las distancias que se encuentran una con respecto a otra.

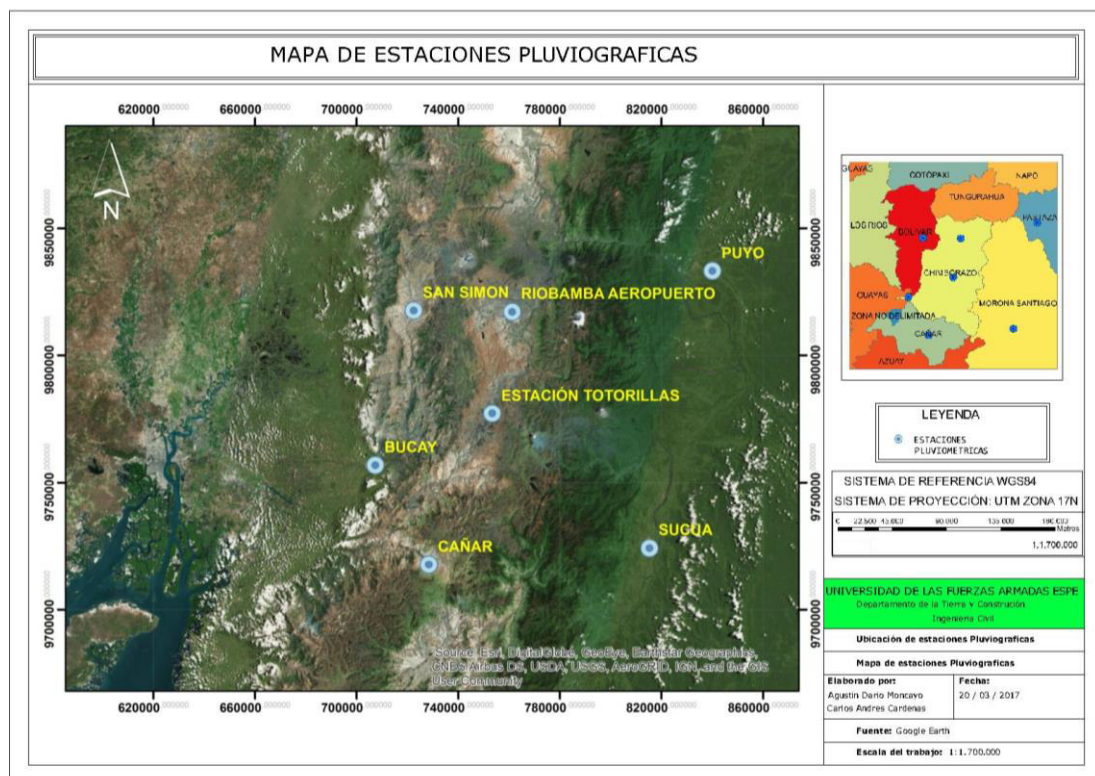


Figura 32: Ubicación las estaciones más cercanas.

Una vez ubicadas las estaciones más cercanas, se trianguló en base a los datos de n , para así poder encontrar un valor más aproximado de n de la estación Totorillas, como se muestra en la Figura 33.

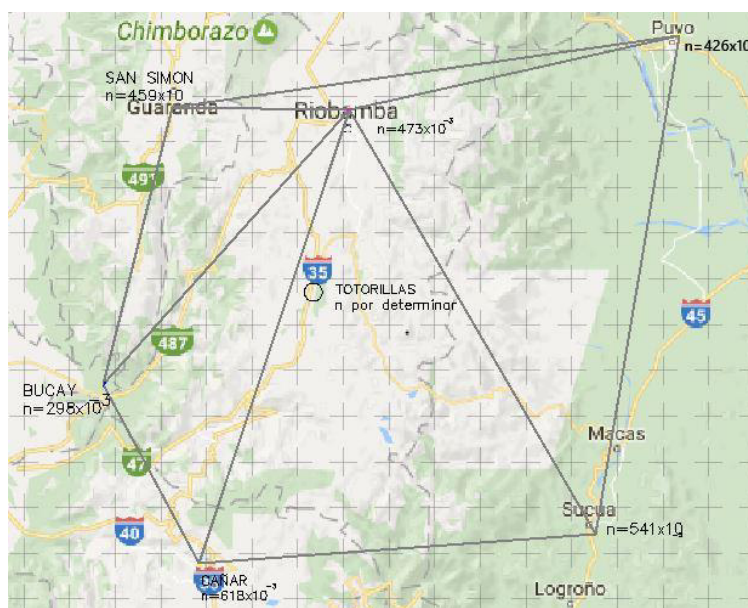


Figura 33: Triangulación de las estaciones en base a la variable n

Con los puntos existentes de las estaciones se trazaron las Isolíneas y se determinó el valor de n de la estación Totorillas, el cual es de 0.515 como se muestra en la Figura 34.

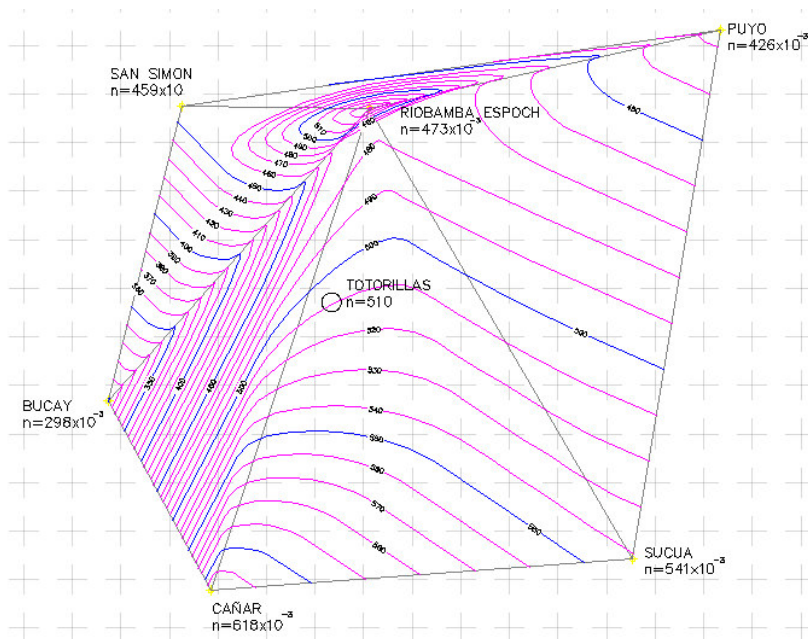


Figura 34 Isolíneas en base a la variable n

También se realizaron isólinas para k y m . como se presenta en la figura 35 y 36 respectivamente.

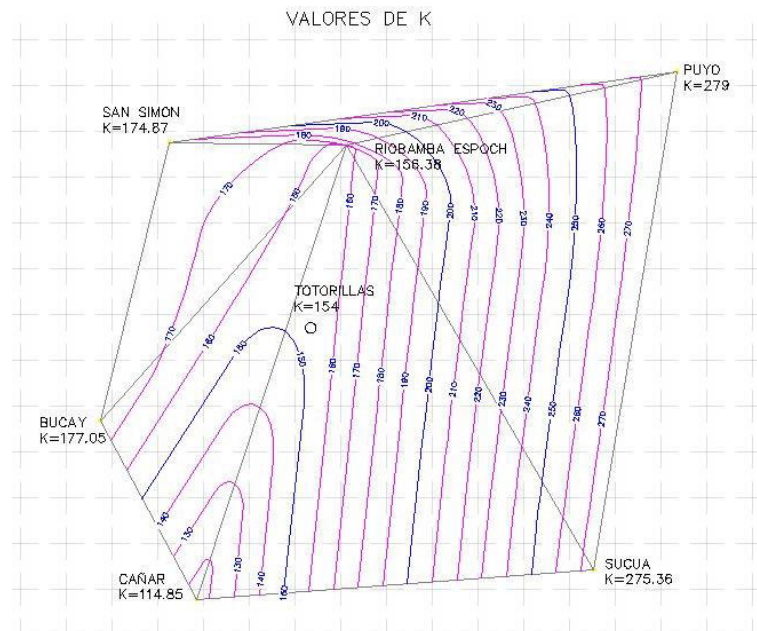


Figura 35: Isólinas en base a la variable K

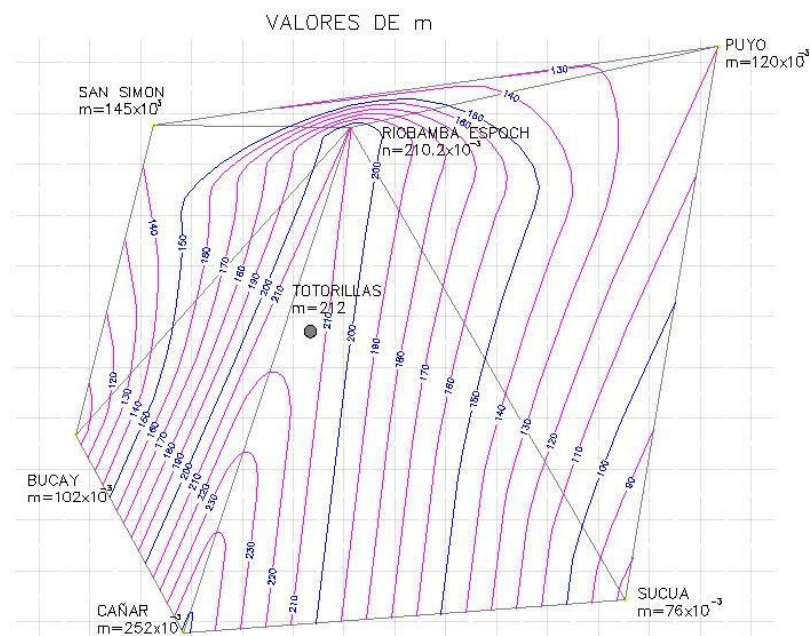


Figura 36: Isólinas en base a la variable m

Una vez determinado los valores de K, m, n se procede a calcular los coeficientes de frecuencia para los distintos años, los mismos que sirven para construir curvas IDF de los períodos de retornos T= 2, 5, 25, 50 y 100 años

Tabla 74
Coeficiente de frecuencia para t años del periodo de retorno.

Periodo de retorno N años	i máx (mm/h)	Constantes	$(t)^n$	$C = i(t)^n$
2	18.80	t= 60 min n=0.51	8.070	151.68
5	28.19		8.070	227.52
10	34.42		8.070	277.73
25	42.28		8.070	341.17
50	48.11		8.070	388.23
100	53.90		8.070	434.95

4.2.1.4. Determinación de las constantes de ajuste K,m,n

Una vez hecho el ajuste con la función de distribución de probabilidad de Gumbel, se procedió a graficar la intensidad de precipitación y la duración, de modo de obtener los puntos de la curva asociada a un período de retorno de 10 años. Luego, se repitió la misma operación con el período de retorno T= 2, 5, 25, 50 y 100 años, y para cada una de las estaciones pluviométricas. En la Tabla 75 se presenta las intensidades para cada tiempo de recolección, con un periodo de frecuencia de 10 años.

Tabla 75
Intensidades de frecuencia para un periodo de 10 años

t(min)	C	$(t)^n$	$i = C / t^n$ (mm/h)
5	277.73	2.27	122.22
10	277.73	3.24	85.83
20	277.73	4.61	60.27
30	277.73	5.67	49.01
60	277.73	8.07	34.42
90	277.73	9.92	27.99
120	277.73	11.49	24.17
150	277.73	12.88	21.57
180	277.73	14.13	19.65
720	277.73	28.66	9.69
1440	277.73	40.81	6.81

A continuación, se presenta la Figura 37 que representa las curvas intensidad-duración-frecuencia con un periodo de retorno de 10 años, para la estación en estudio.

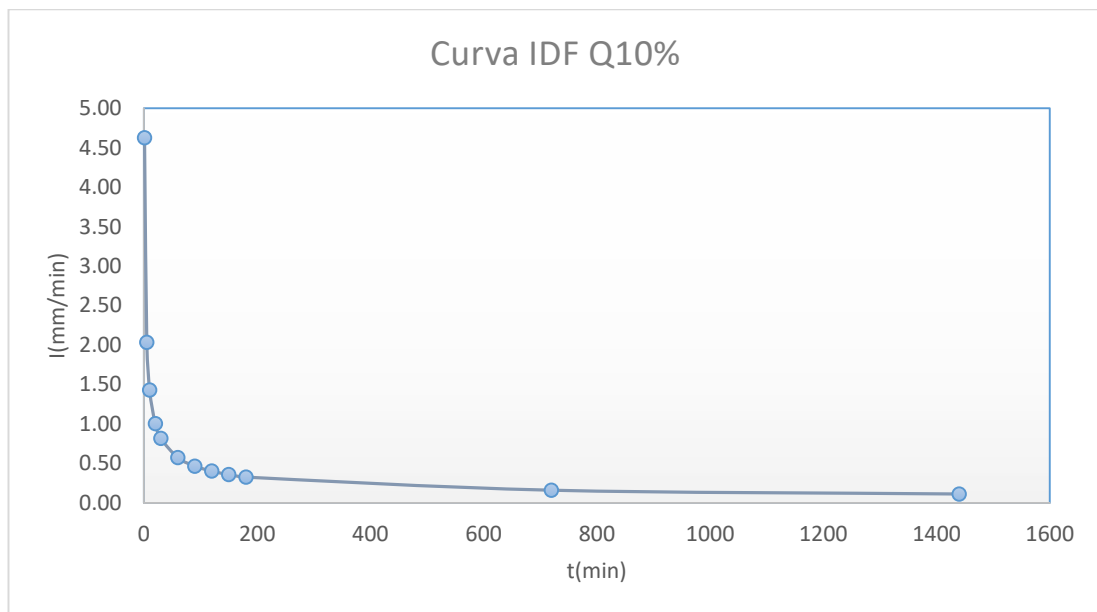


Figura 37: Curvas IDF de periodo de retorno de 10 años para la estación Totorillas.

Como se mencionó anteriormente, a partir del ajuste a la función de Gumbel de cada serie de datos, se estableció una familia de 6 curvas para cada estación, con periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, y 100 años y duraciones que varían entre 5 minutos y 24 horas. Se presentan las curvas IDF obtenidas de manera matemática y gráfica, en la Tabla 76 y Figura 38.

Tabla 76
Resumen de las curvas IDF de diferentes periodos de retorno y duración (mm/min).

Tiempo	IDF 1%	IDF 2%	IDF 4%	IDF 10%	IDF 20%	IDF 50%
5	191.41	170.85	150.14	122.22	100.12	66.75
10	134.41	119.98	105.43	85.83	70.31	46.87
20	94.39	84.25	74.04	60.27	49.37	32.92
30	76.75	68.51	60.21	49.01	40.15	26.77
60	53.90	48.11	42.28	34.42	28.19	18.80
90	43.83	39.12	34.38	27.99	22.93	15.28
120	37.85	33.78	29.69	24.17	19.80	13.20
150	33.78	30.15	26.49	21.57	17.67	11.78
180	30.78	27.47	24.14	19.65	16.10	10.73
720	15.18	13.55	11.90	9.69	7.94	5.29
1440	10.66	9.51	8.36	6.81	5.58	3.72

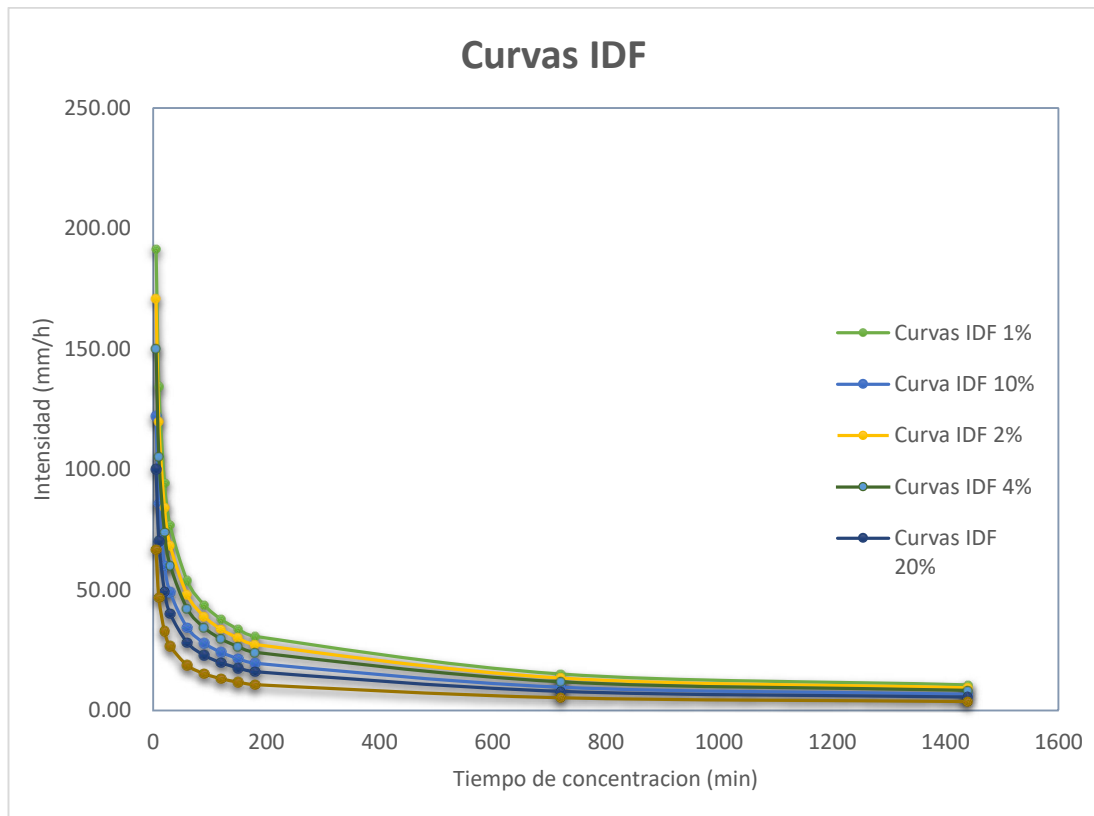


Figura 38: Curvas IDF de diferentes periodos de retorno y duración

Con los parámetros previamente establecidos se determinó el valor de la intensidad para un periodo de retorno de 5 y 10 años, con un tiempo de concentración de 5 minutos.

$$i = \frac{K \times T^m}{t^n} = \frac{154 \times 5^{0.212}}{5^{0.51}} = 95.33 \text{ mm/h}$$

$$i = \frac{154 \times 10^{0.212}}{5^{0.51}} = 110 \text{ mm/h}$$

Los resultados obtenidos se comprobaron con la metodología de Gumbel, de los cuales se puede obtener los siguientes resultados.

$$i(5\text{años}) = 100.12 \text{ mm/h}$$

$$i(10\text{años}) = 122.22 \text{ mm/h}$$

Al comparar los resultados obtenidos con las dos metodologías se puede notar que las intensidades obtenidas por los dos métodos no varían más del 10%, lo cual se concluye que son valores aceptables.

Otra forma de validar los resultados de intensidad obtenidos, es mediante la comparación aleatoria de una intensidad para un mismo tiempo de duración de lluvia y periodo de retorno de una estación cercana que cuente con ecuación de intensidad en el estudio de lluvias intensas (INAMHI, 2015), para lo cual podemos tomar como referencia a la estación de Riobamba (M01036).

$$i_{(5 \text{ a } 10 \text{ min})} = 156.38 * T^{0.2102} * t^{-0.4735}$$

$$i_{(5 \text{ min}, 5 \text{ años})} = 102.4 \text{ mm/h}$$

$$i_{(5 \text{ min}, 10 \text{ años})} = 118.4 \text{ mm/h}$$

En ambos casos existe una diferencia entre el 2 y 4%, con respecto a las intensidades obtenidas por las metodologías anteriores, esta diferencia se debe básicamente a las pequeñas variaciones de las condiciones geográficas puesto que la estación Riobamba (M01036), se sitúa aproximadamente a 50 km del sitio analizado.

4.3. Diseño del sistema SCALL

En base al levantamiento topográfico realizado en la Escuela Nación Puruhá, se realizó un modelamiento 3D del sistema de captación de agua lluvia, considerando todos los componentes de: captación, recolección, conducción y tanques de almacenamientos. En las Figuras 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, y 51 se muestran de manera general todo el sistema de captación de un modelamiento de los bloques de la Escuela de Galte Laime.

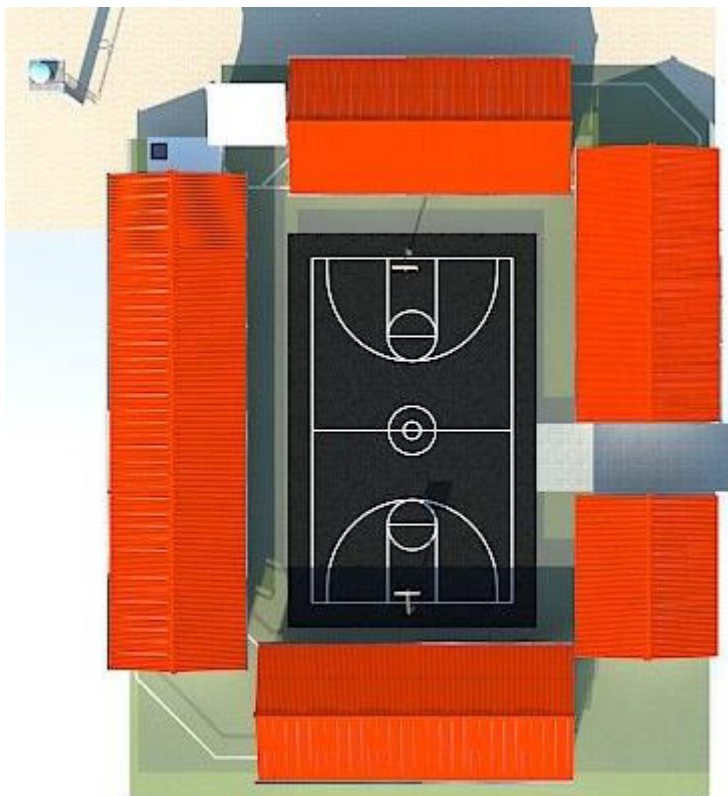


Figura 39: Implantación de la Escuela de Galte Laime



Figura 40: Modelamiento de la vista isométrica de la Escuela



Figura 41: Vista isométrica real de la Escuela



Figura 42: Modelamiento de la vista posterior del sistema



Figura 43: Vista frontal del bloque 1 de la Escuela



Figura 44: Modelamiento de la vista frontal del bloque 1



Figura 45: Unión de los bloques escolares y baño



Figura 46: Modelamiento de los bloques escolares y el baño de la escuela



Figura 47: Bloque 3 y 4 de la escuela



Figura 48: Modelamiento del bloque 3 y 4

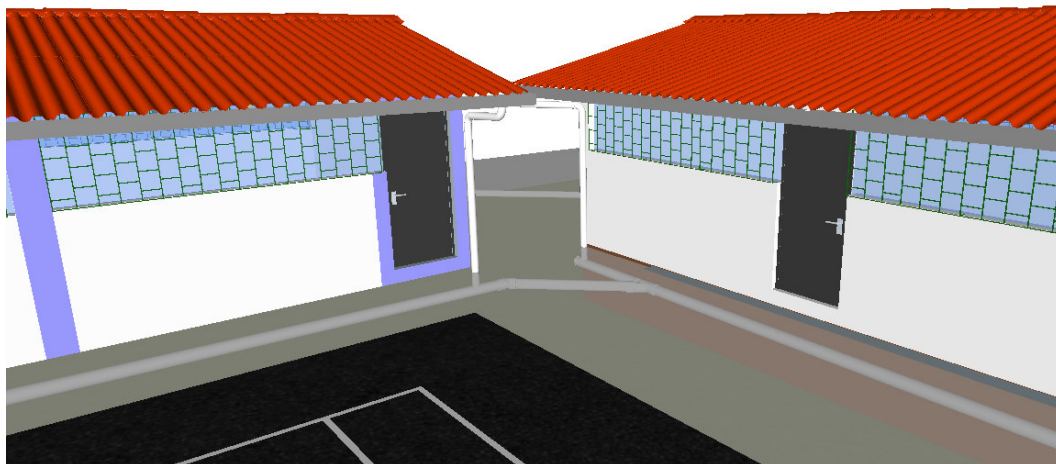


Figura 49: Detalle de unión de canaletas y bajantes

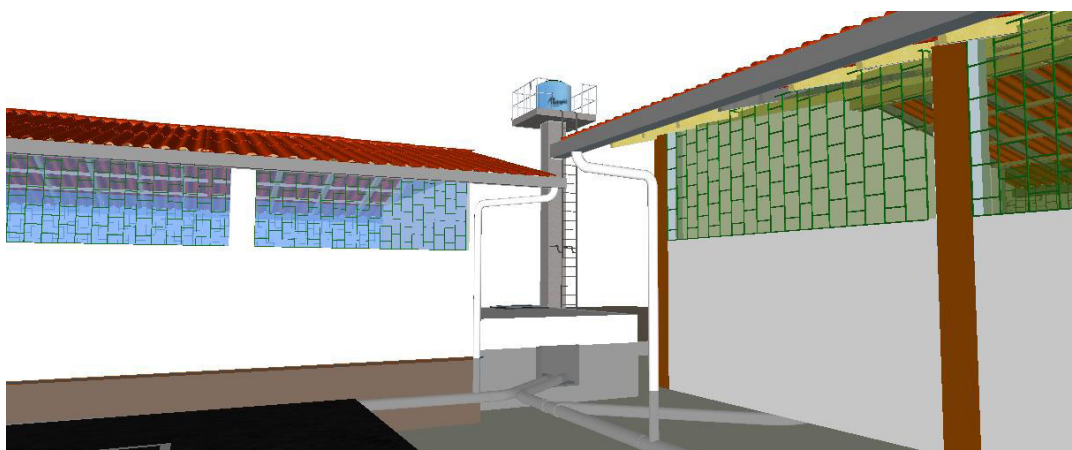


Figura 50: Detalle de contribución de tubería de desagüe a cisterna y tanque elevado

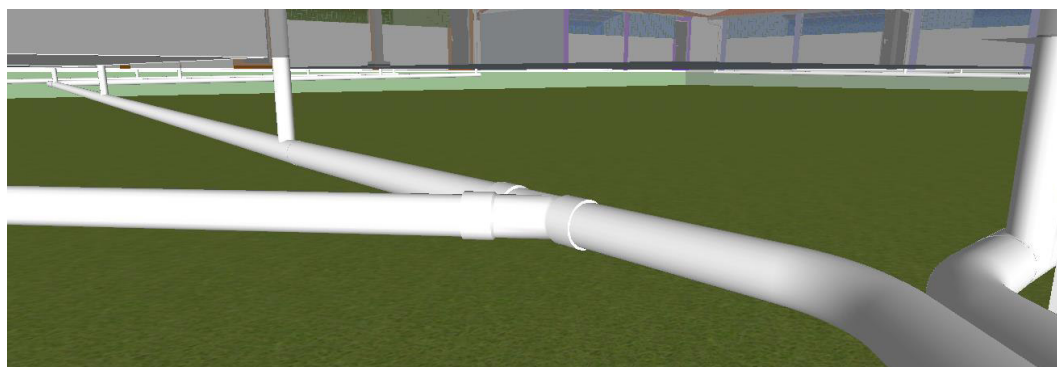


Figura 51: Detalle de la tubería de desagüe subterránea

4.4. Diseño de canaletas

En las instalaciones de las edificaciones es necesario proveer una red que sirva para desfogar las precipitaciones que cae sobre sus cubiertas. Muchas veces se considera que la capacidad de la instalación puede fijarse solo tomando en cuenta el tamaño o área de la cubierta. Esto no es suficiente, pues en diferentes lugares la precipitación se comportará de manera diferente; y la capacidad que sería buena en una zona geográfica podría ser insuficiente o muy costosa en otra. (Martinez, 2000).

4.4.1. Capacidad del sistema pluvial

La red de aguas lluvias se diseña para evacuar todo el caudal de la “precipitación instantánea”, debido a que las áreas de recolección son relativamente pequeñas y no se puede considerar reducción por tiempo de concentración, infiltración, evaporación a través del terreno ya que se trata de superficies impermeables (Pérez Carmona, 2010).

La intensidad aceptada o comúnmente usada es de $100\text{mm/hora/m}^2 = 0.0278$ litros/segundo/metro cuadrado, lo que corresponde en Colombia según datos estadísticos a una intensidad de una frecuencia de 5 años (Pérez Carmona, 2010).

El caudal total será producto del área protegida horizontalmente por el caudal unitario de cuadrado = 0.0278 litros/segundo/metro cuadrado (Pérez Carmona, 2010).

Para cuencas pequeñas, tales como las cubiertas de edificaciones, se de determinar el gasto máximo instantáneo o de equilibrio con la formula racional americana.

$$Q = kCiA$$

Dónde:

- K coeficiente de transformación de unidades
- Q caudal $\left[\frac{m^3}{s}, \frac{l}{s}\right]$
- C coeficiente de escurrimiento (adimensional o igual a la unidad en una superficie impermeable)
- i intensidad de lluvia $\left[\frac{mm}{h}\right]$
- A área de drenada $[ha, km^2]$

En la Figura 52 se presenta el esquema de la cubierta.

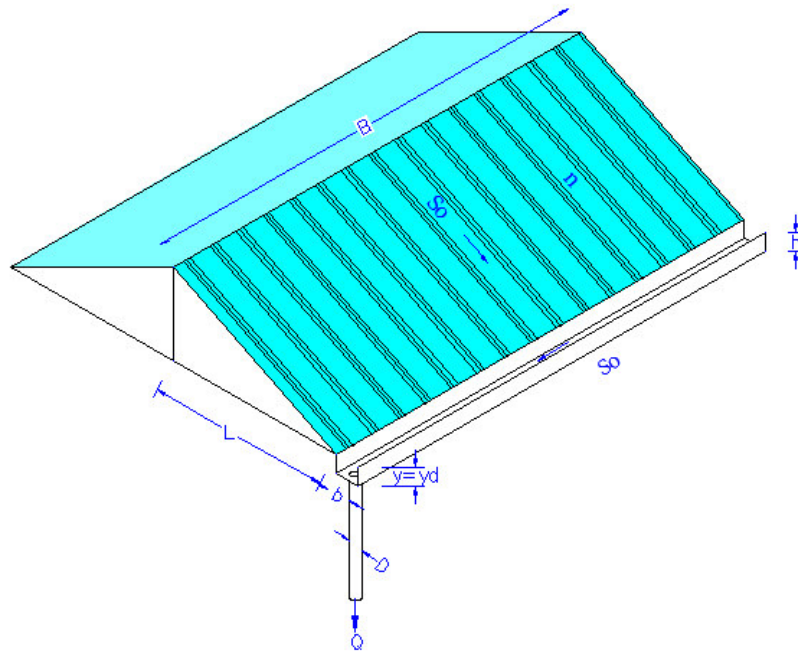


Figura 52: Esquema de cubierta

El tiempo de concentración es igual a la suma de los tiempos de concentración del plano y del canal colector, o sea:

$$t_c = t_{cp} + t_{cc}$$

En la Figura 53 se presenta un esquema del canal alimentado lateralmente por la cubierta, donde se denota: Q es el caudal recolectado por la cubierta y conducido por el canal, n es coeficiente de rugosidad del material del canal, S_0 es la pendiente del canal y b corresponde al ancho del canal.

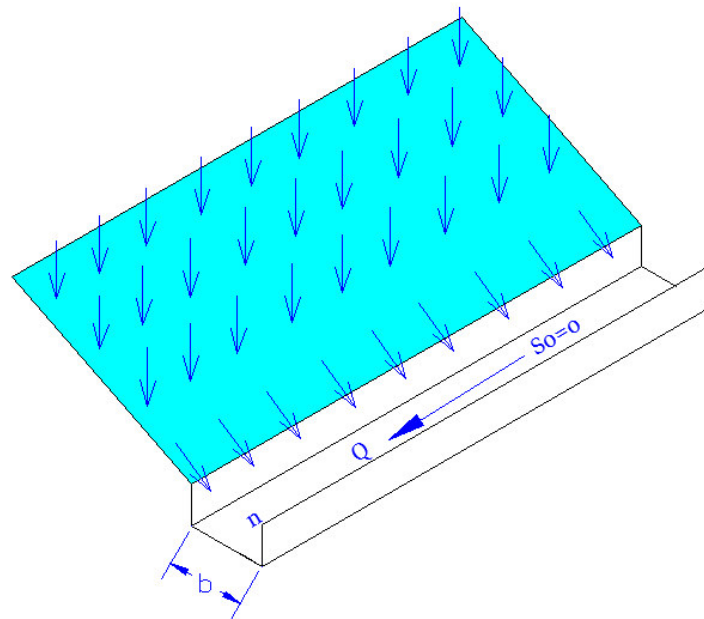


Figura 53: Esquema del canal alimentado lateralmente por la cubierta

4.4.2. Determinación de la sección hidráulica

Para determinar la sección hidráulica se debe determinar el caudal que va a fluir por ésta sección que a su vez fue obtenido de un análisis hidrológico en la zona de interés.

El tiempo de concentración utilizado para ingresar a la curva de Intensidad, Duración y Frecuencia de la estación Totorillas, se determinó siguiendo la recomendación de Martinez (2010), quien menciona que por lo general se tiene tiempos que oscilan entre 3 a 5 minutos, para este caso se toma un tiempo de 5 minutos como tiempo de concentración, también por

facilidad para ingresar a la curva IDF, ya que tiempos bajos inciden en intensidades mayores.

$$t_c = 5 \text{ min}$$

Con el tiempo de concentración se ingresa a la curva Intensidad, Duración y frecuencia de la estación Totorillas y se determinó una intensidad de:

$$i = 110 \frac{\text{mm}}{\text{h}} \approx 1.83 \frac{\text{mm}}{\text{min}}$$

El caudal hidrológico es producto de la siguiente ecuación:

$$Q = C * i * A$$

Dónde:

C: coeficiente de escorrentía que tiende a la unidad en superficies impermeables. En la Tabla 77 se muestra a continuación los valores de C basado en porcentajes de diferentes tipos de superficie.

Tabla 77
Coeficientes de escorrentía

Tipo de Superficie	C
Cubierta metálica o teja vidriada	0.95
Cubierta de teja ordinaria o impermeabilizada	0.9
Pavimentos asfálticos en buenas condiciones	0.85 a 0.9
Pavimento de hormigón	0.8 a 0.85
Empedrados (juntas pequeñas)	0.75 a 0.8
Empedrados (juntas ordinarias)	0.4 a 0.5
Pavimentos de macadam	0.25 a 0.6
Superficies no pavimentadas	0.1 a 0.3
Parques y jardines	0.05 a 0.25

Fuente: (Código Ecuatoriano para el diseño de la construcción de obras sanitarias, 1997)

$$Q = C * i * A$$

$$C = 0.95 \rightarrow \text{Techados impermeables}$$

$$i = 1.83 \text{ mm/min} = 0.0305 \text{ mm/seg} = 0.0305 \text{ l/seg/m}^2$$

$$A = B \times L + B \times b$$

Para efectos de diseño se ha dividido a la cubierta en módulos, cada uno de éstos se dirige hacia un bajante por medio de cada canaleta, por lo tanto, se ha diseñado la canaleta para el módulo más crítico, es decir aquel que cuenta con la mayor área proyectada horizontalmente, teniendo de ésta manera el siguiente cálculo:

$$A_{\text{tipo1}} = B \times L + B \times b$$

$$A = 5 \times 4.2 + 5 \times 0.15 = 21.75 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{tipo2}} = B \times L + B \times b$$

$$A = 10 \times 4.2 + 10 \times 0.15 = 43.5 \text{ m}^2 \rightarrow \text{área de diseño}$$

$$Q = 0.95 * 0.0305 \text{ l/seg/m}^2 * 43.5 \text{ m}^2 = 1.26 \text{ l/seg}$$

$$Q = 1.26 \text{ l/seg} = 1.26 * 10^{-3} \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q = \frac{A}{n} * R^{2/3} * i^{1/2}$$

$$1.26 * 10^{-3} \text{ m}^3/\text{seg} = \frac{b * h}{n} * \left(\frac{b * h}{b + 2 * h} \right)^{2/3} * i^{1/2}$$

$$1.26 * 10^{-3} \text{ m}^3/\text{seg} = \frac{0.15 * h}{0.012} * \left(\frac{0.15 * h}{0.15 + 2 * h} \right)^{2/3} * 0.01^{1/2}$$

$$h = 0.0173 \text{ m} = 1.73 \text{ cm}$$

A continuación, se ingresan las condiciones de flujo con las que fue realizado el cálculo para realizar una comparación con el software de cálculo hidráulico H-Canales (Figura 54)

Lugar:	<input type="text" value="Galte"/>	Proyecto:	<input type="text" value="Escuela Nación Puruhá"/>
Tramo:	<input type="text"/>	Revestimiento:	<input type="text" value="galvalumen"/>

Datos:			
Caudal (Q):	<input type="text" value="0.00126"/>	m ³ /s	
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="0.15"/>	m	
Talud (Z):	<input type="text" value="0"/>		
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.012"/>		
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.01"/>	m/m	

Resultados:			
Tirante normal (y):	<input type="text" value="0.0173"/>	m	Perímetro (p): <input type="text" value="0.1846"/> m
Área hidráulica (A):	<input type="text" value="0.0026"/>	m ²	Radio hidráulico (R): <input type="text" value="0.0141"/> m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="0.1500"/>	m	Velocidad (v): <input type="text" value="0.4854"/> m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="1.1782"/>		Energía específica (E): <input type="text" value="0.0293"/> m·Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Supercrítico"/>		

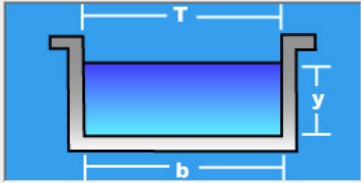


Figura 54: Cálculo hidráulico en software H canales

Por recomendación de diseño de canaleta se dejó un bordo libre de 5cm y adicionalmente 5 cm para prevención de desbordes por generación de ondas, teniendo una altura total de:

$$h = 1.73 \text{ cm} + 10\text{cm} = 11.73\text{cm}$$

$$h_{\text{adoptada}} = 14\text{cm}$$

Con las dimensiones impuestas anteriormente para el cálculo hidráulico de las canaletas, se adoptó a las medidas de canaletas existentes en el mercado, en la Figura 55 se indica las medidas dada en la ficha técnica de Pavco.

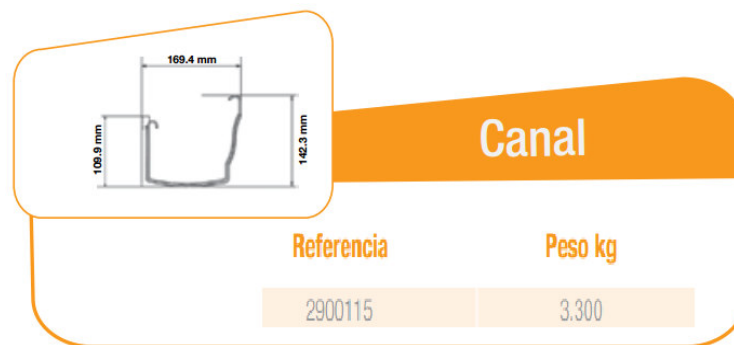


Figura 55: Dimensiones comerciales de las canaletas Pavco

La empresa Imptek fabrica y comercializa canales de galvalumen para conducción y desalojo de agua lluvia, en la Tabla 78 se muestra las dimensiones proporcionadas por la ficha técnica de la empresa Imptek, por lo que se afirmó que las dimensiones impuestas anteriormente son factibles constructivamente.

Tabla 78
Dimensiones de canaletas de Imptek

Propiedad	Unidad	Especificación	
		Mínima	Máxima
Material		Hierro Galvalumen	
Longitud	m	3	3.05
	m	4	4.05
Espesor	mm	0.6	0.8
Peso por longitud	g/m	500	650
Altura	cm	14	16
Ancho	cm	10	11

4.4.3. Fuerza tractiva

Un criterio para el diseño de alcantarillados es la fuerza tractiva. Aquí se toma en consideración la forma y área mojada del ducto. Su aplicación permite el control de la erosión, sedimentación y presencia de sulfatos (Pérez Carmona, 2010)

Se expresa así:

$$F = \gamma * R * S$$

F = Fuerza de tracción en kg/m^2

γ = Peso específico del agua en kg/m^3

R = Radio hidráulico en m

S = Pendiente en m/m

Consideramos que la resistencia al avance opuesta por las paredes de un canal, es similar al efecto de la fricción en un cuerpo que se desliza por un plano inclinado. Si consideramos la traslación de un volumen de líquido de superficie lateral unitaria, la fuerza de tracción, igual y opuesta a la resistente será:

$$F = \gamma * R * S$$

Si: $\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$

$$R = \phi/4$$

$$F = 250 * \phi * S$$

Esta simplificación de términos fue realizada para un desagüe circular de sección llena, para efectos de cálculo de secciones distintas a la circular se debe considerar en el cálculo el radio hidráulico en la ecuación madre. Para efectos de diseño, la mínima fuerza tractiva es de 0.15 kg/m^2 (Pérez Carmona, 2010)

4.4.4. Velocidad del flujo

Para desagües pluviales se ha encontrado que la velocidad mínima a tubo lleno para arrastrar las pequeñas partículas en suspensión y evitar que se decanten es de 0.8 m/s siendo deseable 1 m/s . Sin embargo, es preferible calcular la fuerza tractiva igual o superior a 0.15 kg/m^2 (Pérez Carmona, 2010).

A continuación, se muestra el cálculo de la velocidad del flujo y posteriormente el cálculo de la fuerza tractiva.

$$Q = A * v$$

$$Q = \frac{A}{n} * R^{2/3} * i^{1/2}$$

$$1.26 * 10^{-3} m^3 / seg = A * v$$

$$v = \frac{1.26 * 10^{-3} m^3 / seg}{0.15 m * 0.0173 m}$$

$$v = 0.4855 m/s$$

$$F = \gamma * R * S$$

$$F = 1000 \frac{kg}{m^3} * \frac{0.0173 * 0.15}{0.15 + 2 * 0.0173} m * 0.01 = 0.1405 kg/m^2$$

De éste cálculo se puede concluir que la fuerza tractiva y la velocidad del flujo, aparentemente no aseguran un lavado de la canaleta por decantación de partículas a pesar que la pendiente para construcción de canaletas es la recomendada del 1%.

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{lg}}$$

$$Fr = \frac{0.4855 m/s}{\sqrt{0.0173 m * 9.8 m/s^2}} = 1.179$$

El cálculo también revela que la condición del flujo es supercrítica, pues el número de Froud es mayor a 1, ésta condición de flujo asegura un lavado de la canaleta.

4.5. Diseño hidráulico de los bajantes

4.5.1. Primera metodología de cálculo

Para determinación del diámetro de bajantes para el sistema de recolección de aguas lluvias se utilizó la Tabla 79 estipulada por Martínez (2000), la cual recomienda diámetros comerciales en función de área tributaria.

Tabla 79
Áreas de azotea mínima y máxima en función del diámetro de la bajante.

Diámetro [mm]	Área mínima [m ²]	Área máxima [m ²]
50	15	33
63	28	62
75	45	98
100	97	212
125	177	386
150	288	628
200	622	1355

Fuente: (Martinez, 2000)

Para el caso del proyecto se tiene a la cubierta dividida en módulos de distintas áreas que se presentan a continuación en la Figura 56.

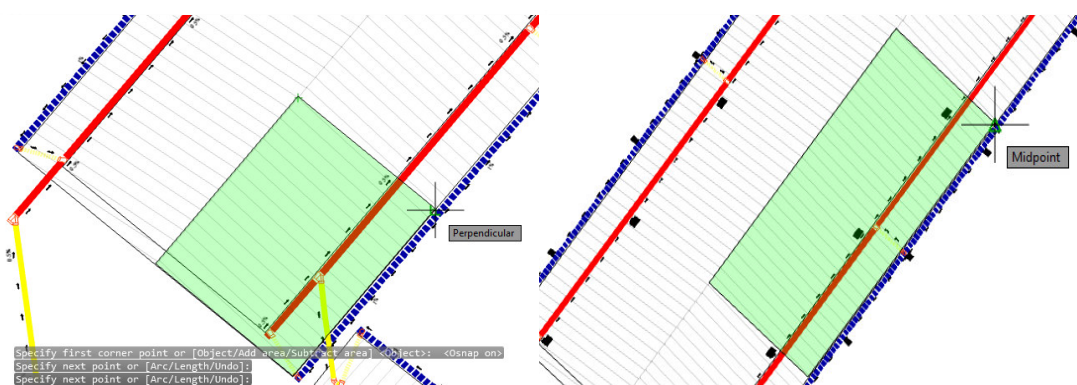


Figura 56: Modulo tipo 1 (izquierda), módulo tipo 2 (derecha)

$$A_{tipo1} = B \times L + B \times b$$

$$A = 5 \times 4.2 + 5 \times 0.15 = 21.75m^2$$

$$A_{tipo2} = B \times L + B \times b$$

$$A = 10 \times 4.2 + 10 \times 0.15 = 43.5m^2$$

Para efectos de diseño y con el fin de darle uniformidad a las dimensiones de los elementos hidráulicos, se diseña con el área que representa mayor caudal para el bajante, de ésta manera se entra a la Tabla 79 con lo cual se obtiene un diámetro de bajantes recomendado de 63 mm, con el que se procede a revisar parámetros de capacidad.

4.5.1.1. Comprobación de la capacidad del bajante

Se requiere que el bajante trabaje como vertedero (Figura 57), por lo que debe cumplir con la condición de:

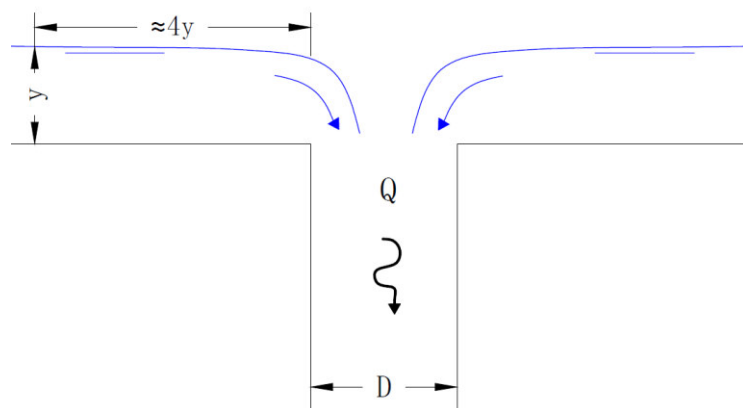


Figura 57: Esquema de una bajante

$$y \leq D/2$$

$$13.04 \leq \left(\frac{100}{2} = 50 \text{ mm} \right) \therefore \text{Se considera que la bajada funciona como vertedor}$$

4.5.1.2. Comprobación de la holgura

Se debe comprobar que el diámetro del bajante escogido no sea mayor que el ancho de la canaleta, en la Figura 58 se presenta un esquema de la sección transversal del bajante y la canaleta.

$$b - D = 0.15 - 0.10 = 0.05 \rightarrow \text{mínimo recomendado}$$

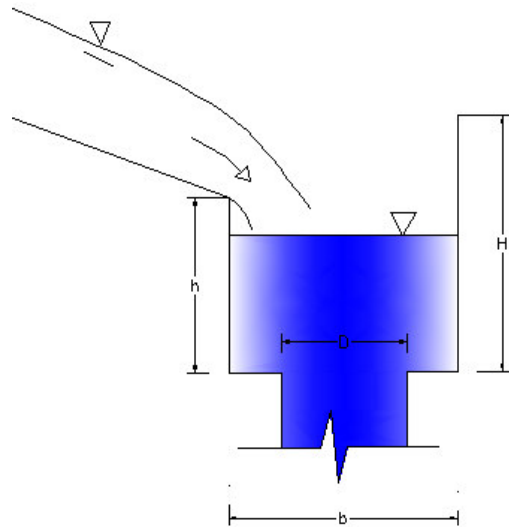


Figura 58: Esquema de la sección transversal de la canaleta con su respectiva bajante

4.5.2. Segunda metodología de cálculo

Aplicando el concepto para el flujo en bajantes, el agua está ocupando aproximadamente 1/3 del área total, dejando el resto para el cilindro de aire que se forma en el centro (Pérez Carmona, 2010)

Pérez Carmona (2010) propone la Tabla 80, en la cual se obtiene un diámetro del bajante en función de las intensidades para diferentes periodos de retorno.

Tabla 80
Cálculo de bajantes de aguas lluvias

Ø"	Intensidad de la lluvia en mm/h					
	50	75	100	125	150	200
2	130	85	65	50	40	30
2.5	240	160	120	95	80	60
3	400	270	200	160	135	100
4	850	570	425	340	285	210
5	1570	1050	800	640	535	400
6	2450	1650	1200	980	835	625
8	5300	3500	2600	2120	1760	1300
C	0.0139	0.0208	0.0278	0.0347	0.0417	0.0556

Fuente: (Pérez Carmona, 2010)

En concordancia con lo expuesto por el autor se procedió a seleccionar el diámetro del bajante en función del área calculada como se muestra a continuación:

Área de la cubierta

$$A = 10 \times 4.2 + 10 \times 0.15 = 43.5 \text{ m}^2$$

La intensidad de diseño se toma de igual manera de la resolución de la metodología 1, la cual a partir de un tiempo de concentración calculado y de un periodo de retorno recomendado se tiene la siguiente intensidad.

$$i = 1.831 \frac{\text{mm}}{\text{min}} = 109.86 \text{ mm/h}$$

De la tabla 80, se obtiene para una intensidad aproximada a la existente en la zona del proyecto un diámetro mínimo de 2 pulgadas.

4.5.2.1. Capacidad de los bajantes

El caudal que puede desaguar una bajante es función de la relación del área del anillo de agua pegado a las paredes y el área total de la sección. Los investigadores Both Dawson y Roy B. Hunter encontraron que cuando dicha

relación está entre 1/4 y 1/3 no se producen fluctuaciones de presión peligrosas para sifonamiento (Pérez Carmona, 2010)

La capacidad se expresa así:

$$Q = 1.754 r^{5/3} d^{8/3}$$

Donde:

$$Q = \text{Capacidad en } \frac{l}{s}$$

$r = \text{Relación de áreas}$

$d = \text{Diámetro en pulgadas}$

La mayoría de los códigos adoptan $r=1/4$ o $7/24$

En la Tabla 81 se presenta valores de diámetros en función del área de recolección

Tabla 81
Valores de diámetros y relación de áreas

Φ	Caudal en litros por segundo		
	$r=1/4$	$r=7/24$	$r=1/3$
2	1.10	1.40	1.80
3	3.20	4.20	5.20
4	7.00	9.10	11.30
6	20.70	26.70	33.40
8	44.50	57.60	71.90
10	80.80	104.00	130.40
12	131.00	169.80	212.00

Fuente: (Pérez Carmona, 2010)

Cuando la bajante entrega a una tubería horizontal, la velocidad terminal es superior a la velocidad para flujo uniforme del nuevo colector, produciéndose un descenso brusco de aquella, acompañado con un aumento de la profundidad, dando lugar al fenómeno conocido como resalto hidráulico en el tramo inicial, a una distancia que varía entre cero y diez diámetros. Para minimizar el efecto, se puede aumentar el diámetro del colector horizontal o

aumentar su pendiente. Después de producido el resalto, la tubería tiende a fluir llena, arrastrando aire y causando fluctuaciones de presión (Pérez Carmona, 2010)

A continuación se procede a verificar la capacidad del bajante mediante la expresión que se muestra a continuación:

$$Q = 1.754 r^{5/3} d^{8/3}$$

La mayoría de los códigos adoptan $r=1/4$ o $7/24$

$$Q = 1.754 * \frac{1^{5/3}}{4} 2^{8/3}$$

$$Q_{\text{capacidad máxima}} = 1.10 \text{ l/seg}$$

$$Q_{\text{existente}} = C * i * A$$

$$Q = 0.95 * 0.0305 \text{ l/seg/m}^2 * 43.5 \text{ m}^2 = 1.26 \text{ l/seg}$$

$$Q_{\text{capacidad máxima}} > Q_{\text{existente}} \rightarrow \text{no cumple}$$

Se procede a optar por un diámetro mayor que cumpla con la condición antes expuesta.

$$\emptyset_{\text{adoptado}} = 4''$$

$$Q = 1.754 * \frac{1^{5/3}}{4} 4^{8/3}$$

$$Q_{\text{capacidad máxima}} = 7.01 \text{ l/seg}$$

$$Q_{\text{capacidad máxima}} > Q_{\text{existente}} \rightarrow \text{ok}$$

4.6. Diseño hidráulico de los desagües horizontales

Se recomienda que la tubería funcione al 50% de su profundidad, y en casos extremos al 75% (Pérez Carmona, 2010)

Para el dimensionamiento de los desagües horizontales se ha tomado cuatro puntos de control considerados como puntos críticos, en el primero que se muestra en la Figura 59, se toma como punto de control ya que allí llegan todos los caudales de la cubierta del bloque número 1.

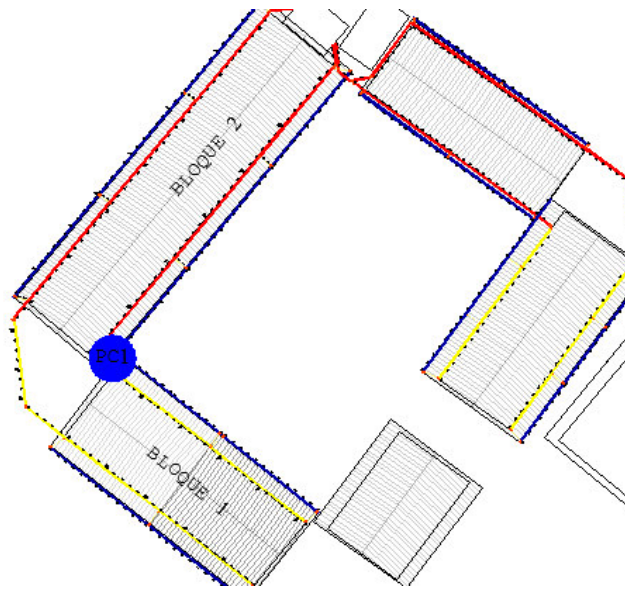


Figura 59: Plano distribución de la tubería de desagüe, punto de control 1

A partir de la cuantificación del caudal que pasa por este punto se determinó la sección del desagüe tanto frontal como posterior del bloque 1, teniendo de ésta manera los siguientes cálculos.

$$Q = C * i * A$$


$$A = 19 \times 4.2 + 19 \times 0.15 = 82.65 \text{ m}^2$$

$$Q = 0.95 * 0.0305 \text{ l/seg/m}^2 * 82.65 \text{ m}^2 = 2.39 \text{ l/seg}$$

Con esta información y con ayuda del software H canales, se procedió a determinar el tirante de agua y controlar que éste no sobrepase el 75% de la altura de la sección como me muestra en la Figura 60.

Lugar:	<input type="text"/>	Proyecto:	<input type="text"/>
Tramo:	<input type="text"/>	Revestimiento:	<input type="text"/>

Datos:			
Caudal (Q):	<input type="text" value="0.00239"/>	m ³ /s	
Diámetro (d):	<input type="text" value="0.1016"/>	m	
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.012"/>		
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.005"/>	m/m	



Resultados:					
Tirante normal (y):	<input type="text" value="0.0555"/>	m	Perímetro mojado (p):	<input type="text" value="0.1690"/>	m
Área hidráulica (A):	<input type="text" value="0.0045"/>	m ²	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.0268"/>	m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="0.1012"/>	m	Velocidad (v):	<input type="text" value="0.5277"/>	m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="0.7964"/>		Energía específica (E):	<input type="text" value="0.0697"/>	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>				

Figura 60: Cálculo hidráulico de la tubería de desagüe punto 1, en software H canales

Se prueba inicialmente un diámetro de 4" correspondientes a 10.16cm, con lo cual el tirante de agua para las condiciones que se muestran en la figura es:

$$y = 5.55\text{cm}$$

$$\frac{y}{y_{\text{máx}}} = \frac{5.55\text{cm}}{10.16\text{cm}} = 0.546 \rightarrow 54.6\%$$

Se acepta el diámetro propuesto de 4" para el desagüe horizontal del bloque uno, tanto en la parte frontal como posterior, y las conexiones hasta el bloque dos.

Para el desagüe horizontal del bloque dos, se estableció un nuevo punto de control, por este punto pasará el caudal recolectado de todo el bloque dos, más lo aportado por el bloque uno, como se indica en la Figura 61.

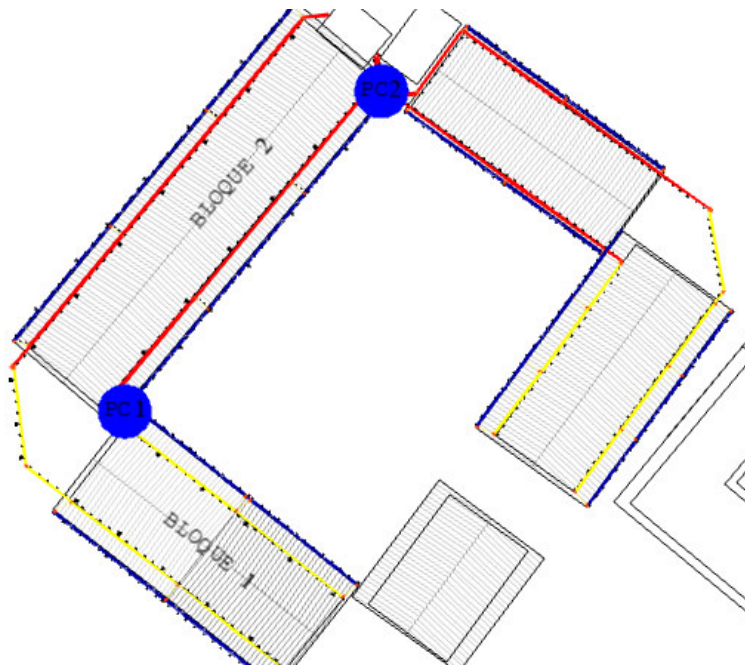


Figura 61: Plano distribución de la tubería de desagüe, punto de control 2

$$Q = C * i * A$$


$$A = 30 \times 4.2 + 30 \times 0.15 = 139.5m^2$$

$$Q = 0.95 * 0.0305 \text{ l/seg/m}^2 * 139.5m^2 = 4.04 \text{ l/seg}$$


$$Q_T = 2.39l/seg + 4.04 \text{ l/seg} = 6.43l/seg$$

Con esta información y con ayuda del software H canales, se procedió a determinar el tirante de agua y controlar que éste no sobrepase el 75% de la altura de la sección (Figura 62)


Datos:	
Caudal (Q):	0.00643 m ³ /s
Diámetro (d):	0.1524 m
Rugosidad (n):	0.012
Pendiente (S):	0.005 m/m




Resultados:			
Tirante normal (y):	0.0787 m	Perímetro mojado (p):	0.2445 m
Area hidráulica (A):	0.0095 m ²	Radio hidráulico (R):	0.0389 m
Espejo de agua (T):	0.1523 m	Velocidad (v):	0.6764 m/s
Número de Froude (F):	0.8644	Energía específica (E):	0.1020 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Subcrítico		




Calcular




Limpiar Pantalla



Imprimir



Menú Principal



Calculadora

Figura 62: Cálculo hidráulico de la tubería de desagüe punto 2, en software H canales

Se prueba inicialmente un diámetro de 6" correspondientes a 15.24cm, con lo cual el tirante de agua para las condiciones que se muestran en la figura 59 es:

$$y = 7.87\text{cm}$$

$$\frac{y}{y_{\text{máx}}} = \frac{7.87\text{cm}}{15.24\text{m}} = 0.516 \rightarrow 51.6\%$$

Se acepta el diámetro propuesto de 6" para el desagüe horizontal del bloque dos, tanto en la parte frontal como posterior, y las conexiones hasta la cisterna de almacenamiento.

Para la determinación del diámetro de desagüe del bloque tres, se determina un nuevo punto de control, por éste punto pasará todo el caudal recolectado por la cubierta del bloque 3, como se muestra en la Figura 63.

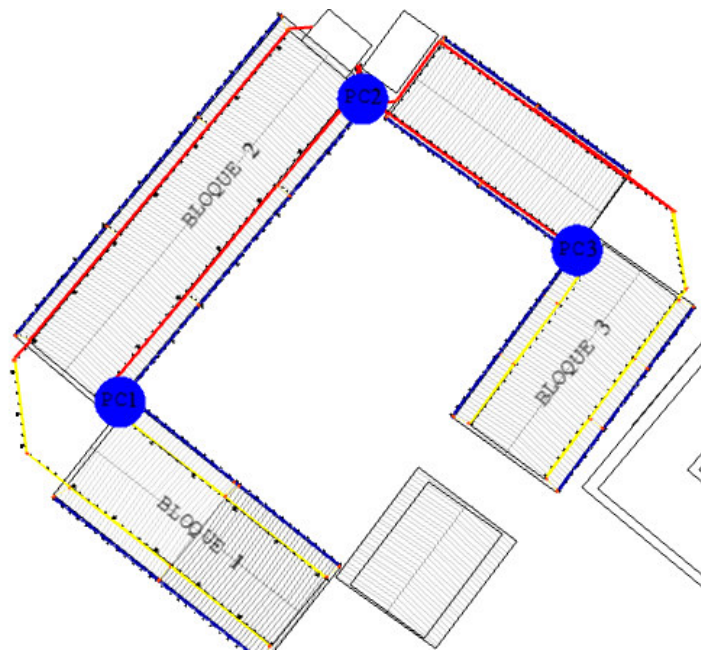


Figura 63: Plano distribución de la tubería de desagüe, punto de control 3

$$Q = C * i * A$$

$$A = 16.10 \times 4.2 + 16.10 \times 0.15 = 70.04m^2$$

$$Q = 0.95 * 0.0305 \text{ l/seg}/m^2 * 70.04m^2 = 2.029 \text{ l/seg}$$

Con esta información y con ayuda del software H canales, se procedió a determinar el tirante de agua y controlar que éste no sobrepase el 75% de la altura de la sección (Figura 64).

Datos:			
Caudal (Q):	<input type="text" value="0.002039"/>	m3/s	
Diámetro (d):	<input type="text" value="0.1016"/>	m	
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.012"/>		
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.005"/>	m/m	

Resultados:					
Tirante normal (y):	<input type="text" value="0.0504"/>	m	Perímetro mojado (p):	<input type="text" value="0.1589"/>	m
Area hidráulica (A):	<input type="text" value="0.0040"/>	m2	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.0253"/>	m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="0.1016"/>	m	Velocidad (v):	<input type="text" value="0.5076"/>	m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="0.8151"/>		Energía específica (E):	<input type="text" value="0.0636"/>	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>				

Figura 64. Cálculo hidráulico de la tubería de desagüe punto 3, en software H canales

Se prueba inicialmente un diámetro de 4" correspondientes a 10.16cm, con lo cual el tirante de agua para las condiciones que se muestran en la figura es:

$$y = 5.04cm$$

$$\frac{y}{y_{m\acute{a}x}} = \frac{5.04cm}{10.16cm} = 0.496 \rightarrow 49.6\%$$

Se acepta el diámetro propuesto de 4" para el desagüe horizontal del bloque tres, tanto en la parte frontal como posterior, y las conexiones hasta el bloque cuatro.

Para la determinación del diámetro de desagüe del bloque cuatro, se determina un nuevo punto de control, por éste punto pasará todo el caudal recolectado por la cubierta del bloque tres más lo recolectado por la cubierta del bloque cuatro, como se muestra en la Figura 65.

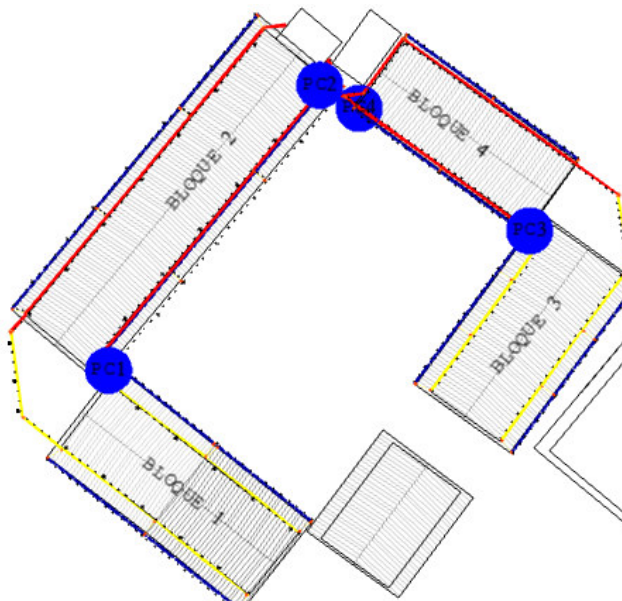


Figura 65 : Plano distribución de la tubería de desagüe, punto de control 4

$$Q = C * i * A$$

$$A = 16.20 \times 4.2 + 16.20 \times 0.15 = 70.47m^2$$

$$Q = 0.95 * 0.0305 \text{ l/seg}/m^2 * 70.47m^2 = 2.041 \text{ l/seg}$$

$$Q_T = 2.041 \text{ l/seg} + 2.039 \text{ l/seg} = 4.080 \text{ l/seg}$$

Con esta información y con ayuda del software H canales, se procede a determinar el tirante de agua y controlar que éste no sobrepase el 75% de la altura de la sección (Figura 66).

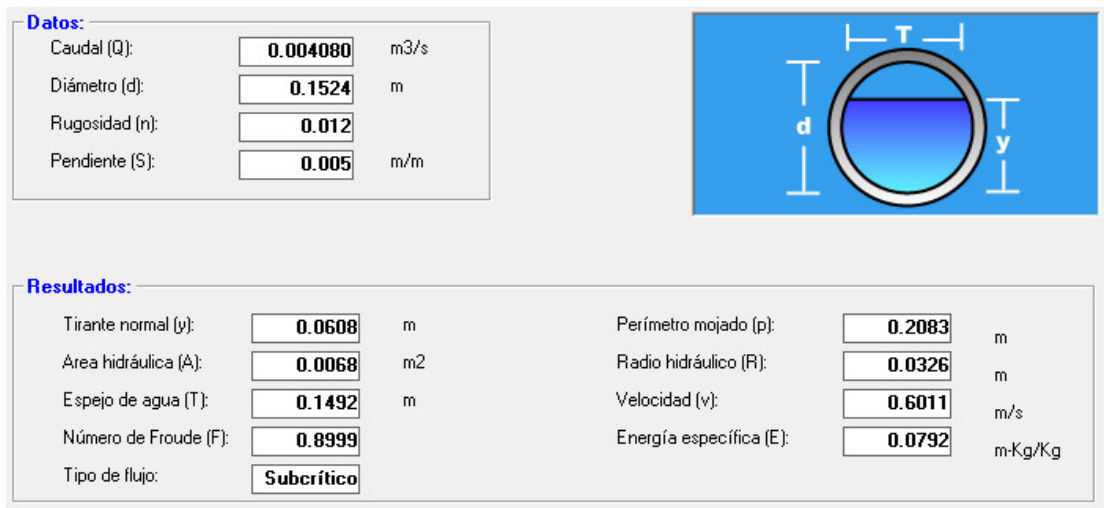


Figura 66: Cálculo hidráulico de la tubería de desagüe punto 4, en software H canales

Se prueba inicialmente un diámetro de 6" correspondientes a 15.24cm, con lo cual el tirante de agua para las condiciones que se muestran en la figura es:

$$y = 6.08cm$$

$$\frac{y}{y_{m\acute{a}x}} = \frac{6.08cm}{15.24cm} = 0.40 \rightarrow 40\%$$

Se acepta el diámetro propuesto de 6" para el desagüe horizontal del bloque cuatro, tanto en la parte frontal como posterior, y las conexiones hasta la cisterna de almacenamiento.

4.7. Dimensionamiento del tanque cisterna

Una de las principales funciones del tanque cisterna es el almacenamiento de un volumen de agua suficiente para distribución como en situaciones emergentes, en caso de meses de sequía. En la Figura 67 se presenta un esquema de una cisterna.

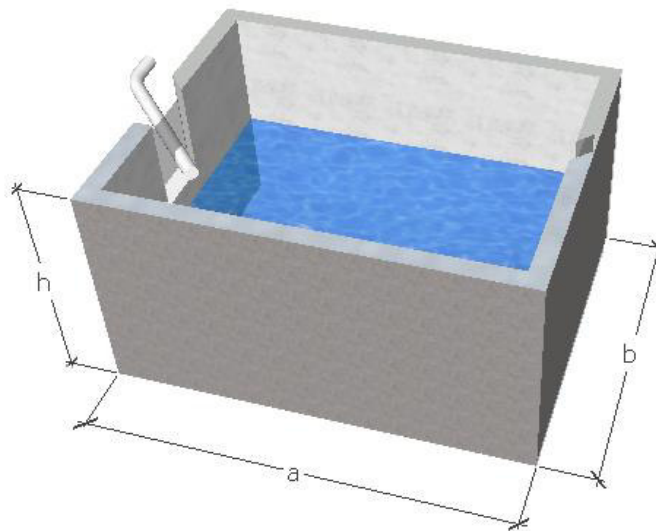


Figura 67 Esquema de cisterna

Para el cálculo del volumen de la cisterna, Anaya (2011) recomienda el producto la demanda mensual por los meses de sequía más dos, pero al aplicar la ecuación para los meses de sequía de Galte Laine los cuales son ocho meses en promedio, se tiene un volumen excesivo de aproximadamente 1000 metros cúbicos, por lo que se llega a la conclusión de que es imposible aplicar dicha ecuación en este caso particular.

$$V_{\text{cisterna}} = D_j \times M_{\text{sequia}+2}$$

Para suministrar eficientemente agua a la comunidad, es necesario que cada una de las partes que constituyen el sistema satisfaga las necesidades reales de la población; diseñando cada estructura de tal forma que las cifras de consumo y variaciones de las mismas, no desarticulen todo el sistema, sino que permita un servicio de agua eficiente y continuo

Por tal razón se llega a la conclusión que es más factible determinar el volumen de la cisterna en función de la capacidad de captación del sistema más por cada mes realizando un análisis de la demanda y la oferta total mensual mediante la curva de intensidades, para realizar dicho análisis se usó la curva IDF con un periodo de retorno de 2 años es decir al 50%, ya que dicho periodo es el mínimo. Se realiza el análisis de volúmenes y se construyen los hietogramas los cuales reflejan la distribución producidas del tiempo con más intensidades que se pueden producir en ese punto.

Se elaboró el hietograma de un aguacero de 3 horas, con incrementos de tiempo de 10 minutos, se trata por lo tanto de 180 minutos repartidos en 18 intervalos de 10 minutos.

La Figura 68, se representa una curva de Intensidad-Duración para un periodo de retorno de 2 años. Los valores de intensidad (mm/h) aparecen en la Tabla 82.

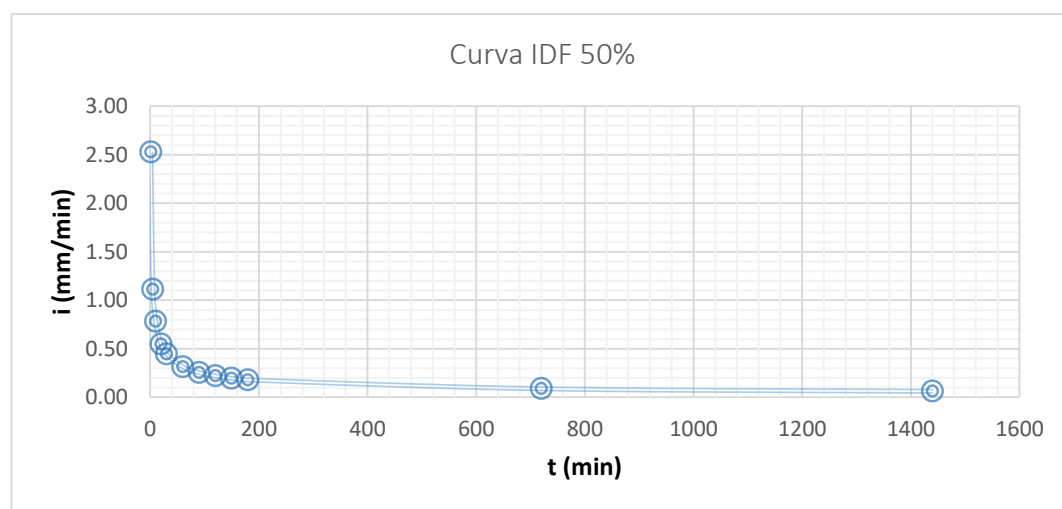


Figura 68 Curvas Intensidad- Duración de 50%

Tabla 82
Datos de intensidades leídos de la curva IDF

t(min)	I(mm/min)	Precipitación mm	ΔP (mm)
10	0.78	7.81	7.81
20	0.55	10.97	3.16
30	0.45	13.38	2.41
40	0.39	15.41	2.03
50	0.34	17.19	1.78
60	0.31	18.80	1.61
70	0.29	20.27	1.47
80	0.27	21.64	1.37
90	0.25	22.93	1.29
100	0.24	24.14	1.21
110	0.23	25.30	1.15
120	0.22	26.40	1.10
130	0.21	27.45	1.06
140	0.20	28.47	1.02
150	0.20	29.45	0.98
160	0.19	30.39	0.95
170	0.18	31.31	0.92
180	0.18	32.20	0.89

Para construir el hietograma de la Figura 69 con datos de intensidades leídos de la curva IDF, se sitúa en el centro de la figura la precipitación registrada en los 10 minutos más lluviosos. A su derecha se coloca la precipitación registrada en el segundo intervalo más lluvioso. A la izquierda el tercer intervalos y así sucesivamente con los intervalos restantes

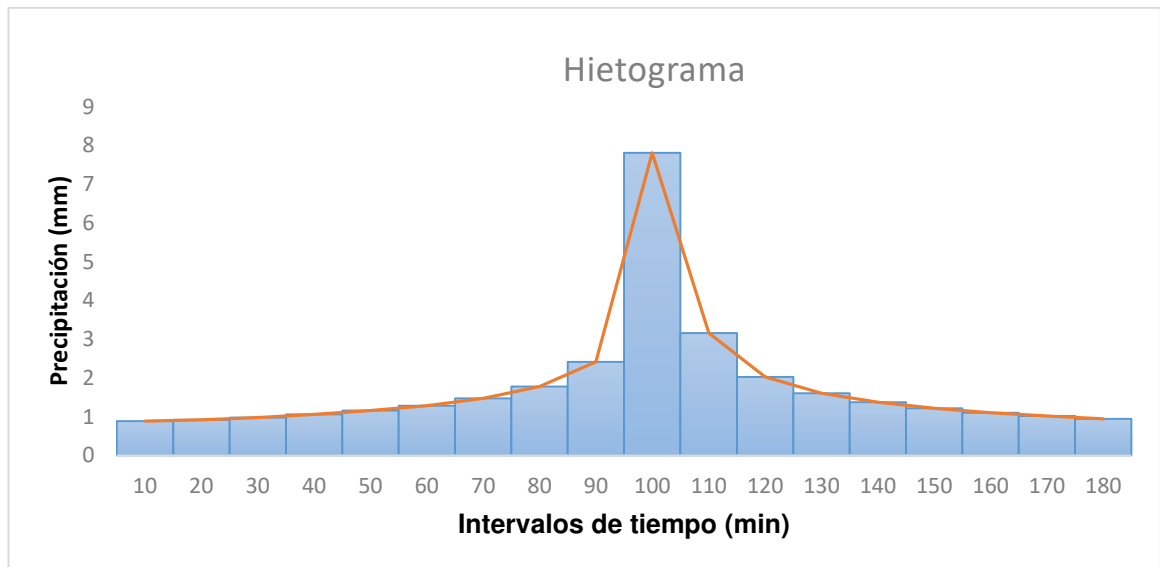


Figura 69. Hietograma de una precipitación de 3 horas con intervalos de 10 minutos

Con el dato de mayor precipitación registrada en los 10 minutos y de intensidad de 0.78 mm/min se realiza el análisis de la oferta y demanda.

Datos requeridos

- Intensidad: $i = 0.78 \frac{\text{mm}}{\text{min}} \approx 0.013 \text{ mm/s}$
- Área de captación: $A = 664.66 \text{ m}^2$
- Coeficiente de escorrentía: $C = 0.95$
- Caudal abastecimiento externo $Q_{\text{ext}} = 0.2 \text{ l/s}$,
8 horas al día, 8 días al mes.

En la Tabla 83 se presenta los días de lluvias de los todos los meses de los años: 2006, 2007, 2008, 2012, 2013 y 2014.

Tabla 83
Días de lluvia de todos los meses del año.

	2006	2007	2008	2012	2013	2014	Promedio
Ene	16	8	13	21	10	14	14
Feb	23	8	20	20	20	6	16
Mar	17	14	14	10	17	13	14
Abr	13	13	23	18	6	12	14
May	3	12	15	9	18	17	12
Jun	13	14	9	7	5	12	10
Jul	2	4	10	15	7	4	7
Ago	6	13	14	7	7	2	8
Sep	5	1	7	2	8	14	6
Oct	10	5	15	11	13	10	11
Nov	15	16	7	19	8	11	13
Dic	18	10	10	9	8	11	11

Con el promedio mensual de días de lluvia se aplica la ecuación de oferta, para determinar oferta parcial de agua lluvia en metros cúbicos.

$$\text{Oferta}_{\text{mensual}} = \frac{CiA * t * d}{1000}$$

Donde:

- C coeficiente de escurrimiento
- i intensidad de lluvia $\left[\frac{mm}{min}\right]$
- A área de drenada $[m^2]$
- t: tiempo de lluvia para este caso $t = 10min \approx 0.16667 \text{ horas}$
- d: número de días de lluvias al mes
- 1000 : factor de transformación de litros a metros cúbicos

También se tiene un abastecimiento externo, el cual no es proporcionado de manera continua a la comunidad de Galte, por lo que se debe calcular la oferta externa de manera especial. Se usa la siguiente ecuación para establecer la cantidad de metros cúbicos mensuales que se puede abastecer externamente.

$$\text{Oferta ext}_{\text{mensual}} = \frac{Q_{\text{ext}} * Hd * dm * 3600}{1000}$$

- Oferta externa mensual m^3
- Q_{ext} : caudal de abastecimiento externo l/s
- Hd. Horas de abastecimiento diario
- dm: días de abastecimiento mensualmente
- $\frac{3600}{1000}$ coeficiente de conversión de unidades

A partir de la dotación asumida por persona que se presenta en la tabla 84, se calcula la cantidad de agua necesaria para atender las necesidades de la familia o familias a ser beneficiadas en cada uno de los meses.

Tabla 84
Dotación mensual

Dotación diaria por persona (l/hab/día)												
Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	
10	10	10	10	10	10	8	8	8	8	10	10	

Se puede notar en la tabla anterior que los meses de julio, agosto, septiembre y octubre, son los meses de verano en los que se tiene precipitaciones baja por lo que se toma la decisión de bajar la dotación en dichos meses.

$$\text{Demanda mensual} = \frac{N \times \text{Dot} \times dm}{1000}$$

Donde:

- N: Número de habitantes: 350 habitantes
- Dot: Dotación diaria
- dm: días al mes
- 1000 factor de conversión de litros a metros cúbicos

A partir de la dotación diaria establecida se calcula la demanda de agua y se determina la oferta total de agua de lluvia. A partir de estos datos se halla

el volumen del tanque de almacenamiento el cual es la diferencia entre la oferta y la demanda, como se ilustra en la Tabla 85.

Tabla 85
Calculo secuencial para el volumen del tanque cisterna

Oferta m ³		Oferta ext m ³		Oferta total m ³		Demanda m ³		Diferencia m ³	
Par	Acum	Par	Acum	Par	Acum	Par	Acum	Par	Acum
67.42	67.42	46.08	46.08	113.50	113.5	108.50	108.5	5.00	5.00
79.75	147.16	46.08	92.16	125.83	239.3	98.00	206.5	27.83	32.82
69.88	217.04	46.08	138.24	115.96	355.3	108.50	315	7.46	40.28
69.88	286.93	46.08	184.32	115.96	471.2	105.00	420	10.96	51.25
60.84	347.76	46.08	230.40	106.92	578.2	108.50	528.5	-1.58	49.66
49.33	397.09	46.08	276.48	95.41	673.6	105.00	633.5	-9.59	40.07
34.53	431.62	46.08	322.56	80.61	754.2	86.80	720.3	-6.19	33.88
40.28	471.91	46.08	368.64	86.36	840.5	86.80	807.1	-0.44	33.45
30.42	502.33	46.08	414.72	76.50	917.0	84.00	891.1	-7.50	25.95
52.62	554.94	46.08	460.80	98.70	1015.7	86.80	977.9	11.90	37.84
62.48	617.43	46.08	506.88	108.56	1124.3	105.00	1083	3.56	41.41
54.26	671.69	46.08	552.96	100.34	1224.6	108.50	1191	-8.16	33.25

De la Tabla 85 se observa la mayor diferencia de agua es de 51.25 metros cúbicos, lo que significa que hipotéticamente esa sería la dimensión del tanque cisterna, pero como se puede notar es un volumen excesivo por lo que se opta por realizar un balance con un volumen de 30,28,26 y 24 metros cúbicos. En la Tabla 86 muestra los balances para diferentes volúmenes.

Tabla 86
Balance del cálculo de volúmenes

Diferencia (m ³)		Balance para 30 m ³	Balance para 28 m ³	Balance para 26 m ³	Balance para 24 m ³
Par	Acum				
5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
27.83	32.82	30.00	28.00	26.00	24.00
7.46	40.28	30.00	28.00	26.00	24.00
10.96	51.25	30.00	28.00	26.00	24.00
-1.58	49.66	28.42	26.42	24.42	22.42
-9.59	40.07	18.83	16.83	14.83	12.83
-6.19	33.88	12.64	10.64	8.64	6.64
-0.44	33.45	12.20	10.20	8.20	6.20
-7.50	25.95	4.70	2.70	0.70	-1.30
11.90	37.84	16.60	14.60	12.60	10.60
3.56	41.41	20.16	18.16	16.16	14.16
-8.16	33.25	12.00	10.00	8.00	6.00

Se observa que para el volumen de 24 metros cúbicos se tiene un resultado negativo, lo que significa que con dicho volumen no se asegura la dotación de agua a la población.

Se determinó que el volumen ideal está en el rango de 26 a 30 metros cúbicos. Por lo tanto el volumen de la cisterna escogido es de 30 metros cúbicos, con lo que se asegura la dotación a la población con cierto nivel de holgura como se muestra en la Figura 70.

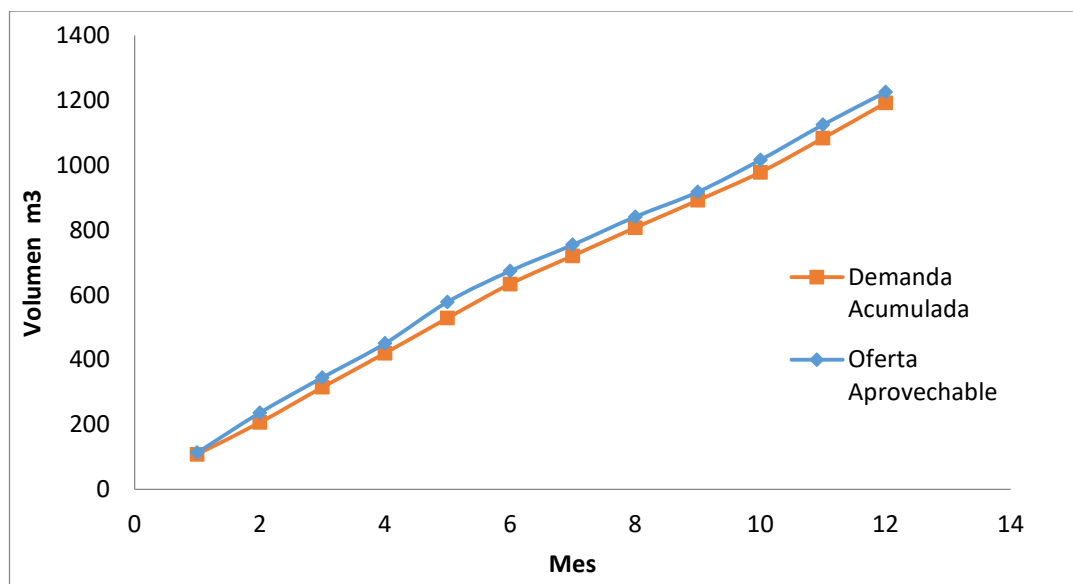


Figura 70 Demanda acumulada versus oferta aprovechable en función de los meses del año

Con el volumen de la cisterna determinado se busca una dimensión que satisfaga dicho volumen.

$$V_{\text{DISEÑADO}} = 3.60m \times 5.00m \times 1.70m = 30.60 m^3$$

A la altura del agua calculada para el volumen total de agua se debe sumarle un bordo libre de por lo mínimos unos 30 centímetros por lo que la dimensión total de la cisterna queda de la siguiente manera

$$\text{Dimension cisterna} = 3.60m \times 5.00m \times 2.00m$$

4.8. Dimensionamiento del tanque de reserva

El tanque de reserva elevado es una buena opción como parte de un elemento del sistema de distribución de agua potable a una población, la utilización de un tanque elevado sirve para ahorrar energía del accionamiento continuo de una bomba, también garantiza una permanente disponibilidad de agua y a su vez proporcionan un aumento en la presión y caudal del agua. En la Figura 71 se presenta un esquema del tanque de reserva propuesto.

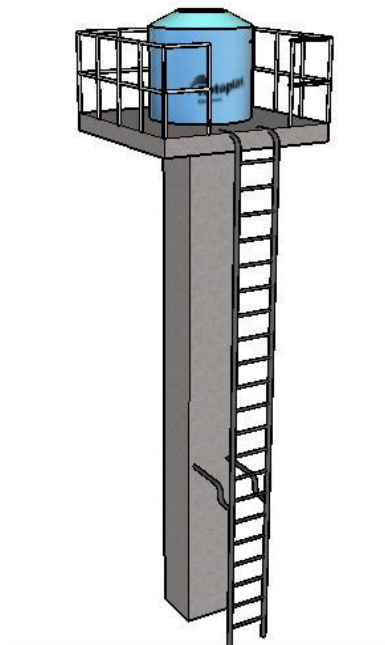


Figura 71: Esquema del tanque de reserva

4.8.1. Volumen del tanque elevado de reserva

Para el dimensionamiento del volumen del tanque de reserva, se calculó en función del consumo diario de una población, con el fin de abastecer agua durante todo un día. Se define también como volumen de regulación y debe ser capaz de satisfacer el consumo en la hora de mayor demanda. Pérez Carmona recomienda que el volumen del tanque de reserva

sea igual a la cuarta parte del consumo diario como expresa la siguiente ecuación.

$$V_{T.R.} \geq \frac{CD}{4}$$

Donde:

- $V_{T.R.}$ Volumen del tanque de reserva
- CD : Consumo diario de la población

El consumo diario de una población es el producto de la dotación diaria por el número de personas que se requiere abastecer.

$$CD = \frac{N \times Dot}{1000}$$

Donde:

- N: Número de habitantes
- Dot: Dotación diaria
- 1000 factor de conversión de litros a metros cúbicos

Al aplicar la ecuación 1 y 2 se obtiene los siguientes resultados

$$CD = \frac{350 \text{ hab} \times 10 \text{ l / hab/dia}}{1000} = 3.50 \text{ m}^3$$

$$V_{T.R.} \geq \frac{3.50 \text{ m}^3}{4}$$

$$V_{T.R.} \geq 0.875 \text{ m}^3$$

$$V_{T.R. \text{ adoptado}} = 2 \text{ m}^3$$

4.9. Diseño de la red de distribución

Para el diseño de la red de distribución es importante definir la altura geométrica del tanque elevado de reserva y regulación, por lo que inicialmente

se debe tomar en cuenta la presión en metros de columna de agua del aparato más desfavorable al cual se va a abastecer.

Una vez determinado la altura del tanque y los diámetros de la tubería de la red de abastecimiento, se procedió a realizar la verificación de la altura geométrica del tanque, tomando en cuenta las pérdidas de carga locales y longitudinales.

La red de distribución de agua diseñada para la Escuela Nación Puruhá de la comunidad de Galte, consta de los siguientes elementos hidráulicos:

- Tanque de reserva o tanque cisterna
- Equipo de presurización, de la cisterna a un tanque elevado de regulación.
- Tanque elevado de regulación y reserva.
- Red de distribución a los baños, cocina y laboratorios.

Los planos de los elementos dimensionados se presentan en el Anexo 4.

4.9.1. Altura geométrica del tanque elevado

Para la selección de la altura geométrica del tanque elevado se consideró la Tabla 87, que indica Pérez Carmona respecto a la presión mínima y recomendada de los distintos aparatos.

Tabla 87
Presiones recomendadas.

Aparato sanitario	Recomendada			Mínima			Diámetro
	mca	kg/c ²	lb/pl ²	mca	kg/cm ²	lb/plg ²	Conexión
Inodoro fluxómetro	10.33	1.03	14.70	7.70	0.77	10.96	1"
Inodoro de tanque	7	0.70	9.96	2.80	0.28	3.98	½"
Orinal fluxómetro	10.33	1.03	14.70	7.80	0.77	10.96	¾"-1"
Orinal con llave	7	0.70	9.96	2.80	0.28	3.98	½"
Vertederos	3.50	0.35	4.98	2.00	0.20	2.85	½"
Duchas	10.33	1.03	14.70	2.00	0.20	2.85	½"
Lavamanos	5.00	0.50	7.12	2.00	0.20	2.85	½"
Lavadora	7	0.70	9.96	2.80	0.28	3.98	½"
Bidé	5.00	0.50	7.12	2.00	0.20	2.85	½"
Lavadero	4.00	0.40	5.69	2.00	0.20	2.85	½"
Lavaplatos	2.00	0.20	2.85	2.00	0.20	2.85	½"

Fuente: Pérez Carmona (2010)

Se determinó como aparato más desfavorable al inodoro de tanque, la Tabla 87, presenta un rango entre 7mca como presión recomendada y 2.80mca como presión mínima, por lo que se determina una altura de 6mca del aparato más desfavorable, adicionalmente se suma 0.80m como una holgura por desconocimiento de las pérdidas de carga hidráulica que se calculará posteriormente, teniendo de esta manera una altura total de 6.80 metros de columna agua.

$$H_{adoptado} = 6.80 \text{ mca}$$

En la Figura 72 se muestra la isometría del sistema de distribución de agua a los baños, laboratorio y cocina.

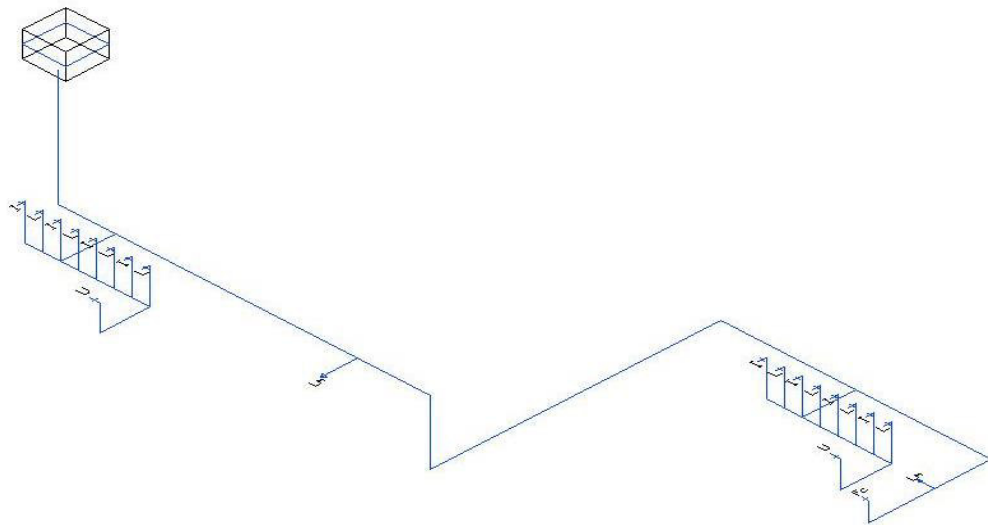


Figura 72 Isométrico del sistema de distribución

En la Figura 73 se presenta la isometría de uno de los baños y cocina, con los aparatos los cuales se requiere abastecer.

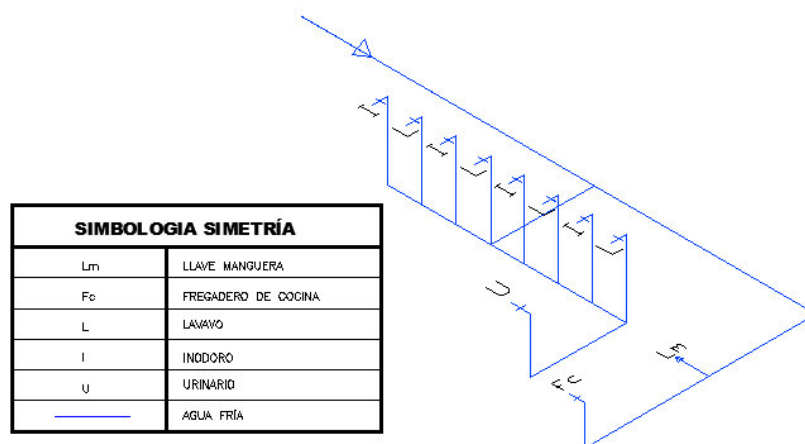


Figura 73. Isometría de baño y cocina con sus respectivos aparatos.

4.9.2. Determinación del caudal

Para la determinación del caudal máximo probable se deben considerar el caudal instantáneo de cada uno de los aparatos instalados, a continuación en la Tabla 88 se muestra el caudal instantáneo para algunos artefactos.

Tabla 88
Caudales Instantáneos (l/min)

Artefacto	Caudales Instantáneos (l/min)
Inodoro	12
Baño con tina y ducha	20
Lavamanos	10
Ducha sola	10
Bidet	10
Urinario	10
Lavaplatos	15
Lavaderos y Lavadoras	15
Llave de jardín	10

Fuente: José Luis Carrera Falcón & David Vinicio Carrera Villacrés

En la Tabla 89 se determina la cantidad de artefactos instalados en los diferentes puntos de la red de distribución a los cuales se pretende abastecer.

Tabla 89
Cuantificación de artefactos instalados

Tipo de mueble	Número de aparatos	Caudal instantáneo (L/min)	Caudal total (L/min)
Lavabo	8	10	80
Inodoro de Tanque	8	12	96
Urinario colectivo	2	20	40
Fregadero de Cocina	1	15	15
Llave de Manguera	2	10	20
Sumatoria	21	67	251

Una vez conocido el caudal instantáneo total de todos los artefactos a los que abastecerá la red de distribución, se ingresó a la Tabla 90, la cual a partir del caudal instantáneo total, asigna un caudal máximo probable, el mismo que servirá como caudal de diseño de la red.

Tabla 90
Caudales máximo probables

A	B	A	B	A	B	A	B
10	8.5	240	76	950	198.5	5500	670
20	14	260	80	1000	206	6000	710
30	18	280	84	1200	235	6500	750
40	22	300	88	1400	260	7000	790
50	26	350	96.5	1600	285	7500	830
60	29	400	105	1800	310	8000	870
70	32.5	450	113.5	2000	335	8500	910
80	36	500	122	2200	355	9000	945
90	39	550	130.5	2400	375	9500	990
100	42	600	139	2600	395	10000	1020
120	47	650	147.5	2800	415	12000	1150
140	52	700	156	3000	435	14000	1280
160	57	750	164.5	3500	485	16000	1400
180	62	800	173	4000	530	18000	1500
200	67	850	181.5	4500	575	20000	1600
220	72	900	190	5000	630		

Fuente: José Luis Carrera Falcón & David Vinicio Carrera Villacrés

Dónde:

A: caudal instantáneo total (l/min)

B: Caudal máximo probable (l/min)

Al ingresar en la Tabla 90 con la sumatoria de los caudales instantáneos obtenidos en la Tabla 89, se obtiene el siguiente caudal máximo probable:

$$Q_{\text{máx probable}} = 78 \text{ l/min}$$

4.9.3. Diseño de la red de distribución

Con el uso del programa EPANET, se puede realizar el análisis y diseño del sistema de distribución de agua potable hacia los distintos puntos de abastecimiento, abarcando el estudio del comportamiento de la red para distintas condiciones físicas y operativas (niveles de Embalse o estanques,

diámetros de tuberías, etc.), ya que los métodos de resolución manual resultan ser muy extensos y complejos.

Consiste en la generación de un modelo matemático aplicando ecuaciones que simula las condiciones hidráulicas del sistema de distribución, arrojando como resultado los parámetros tales como presiones, niveles de agua y velocidades.

El comportamiento de cada los elementos del sistema son regidos por las ecuaciones de continuidad en nudos y de conservación de la energía. Estas expresiones relacionan las incógnitas que buscamos (caudales y presiones) con los parámetros y resto de variables que definen la red. Del conjunto de relaciones anteriores se obtienen dos sistemas de ecuaciones no lineales, uno aplicando la ecuación de continuidad en nudos, y otro basado en las pérdidas de carga de los elementos de la red. (Garcia, 2016)

Se debe colocar todas las características necesarias para que el programa realice el cálculo; es decir longitud, diámetro de la tubería y rugosidad para este caso la tubería a utilizar es de PVC cuyo valor de la rugosidad es de 0.009, además es importante colocar las características de cada uno de los nodos que son cota de elevación y caudal.

Para el cálculo de los diámetros se utilizó la siguiente ecuación propuesta en el libro Principios de la Hidráulica (Sandoval, 2013) la cual proporciona diámetros aproximados, los mismos que deben ser llevados a diámetros comerciales.

$$d = 53.5 Q^{0.35}$$

Donde:

d= Diámetro aproximado (mm)

Q= Caudal (l/s)

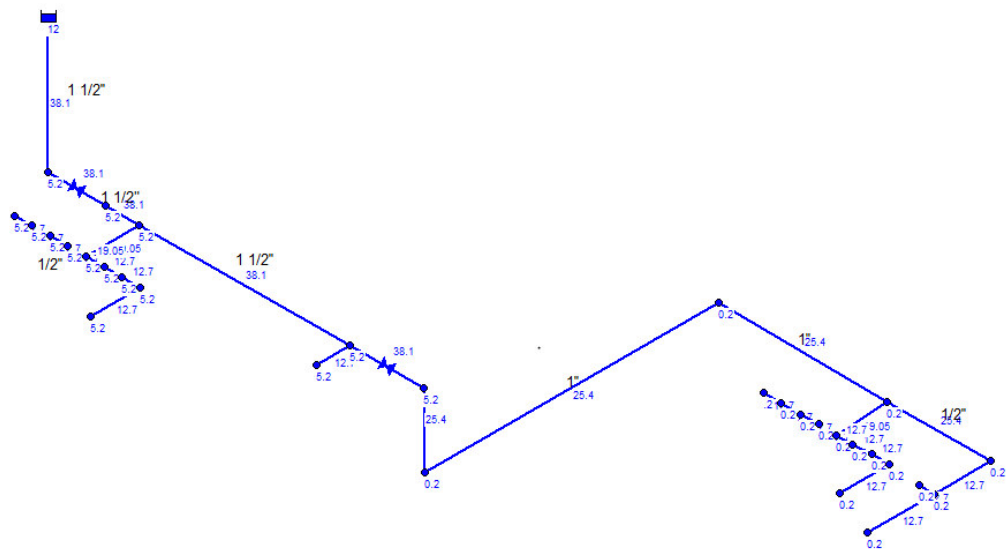


Figura 74 Cotas en los nudos (m) y diámetros de tuberías (mm)

Se coloca las alturas de cotas en los nudos y diámetros de la tubería en cada uno de los elementos.

Una vez ingresado correctamente los datos al programa computacional se obtuvieron los siguientes resultados de presiones en los nudos y velocidades en las tuberías como se ilustra en la Figura 75.

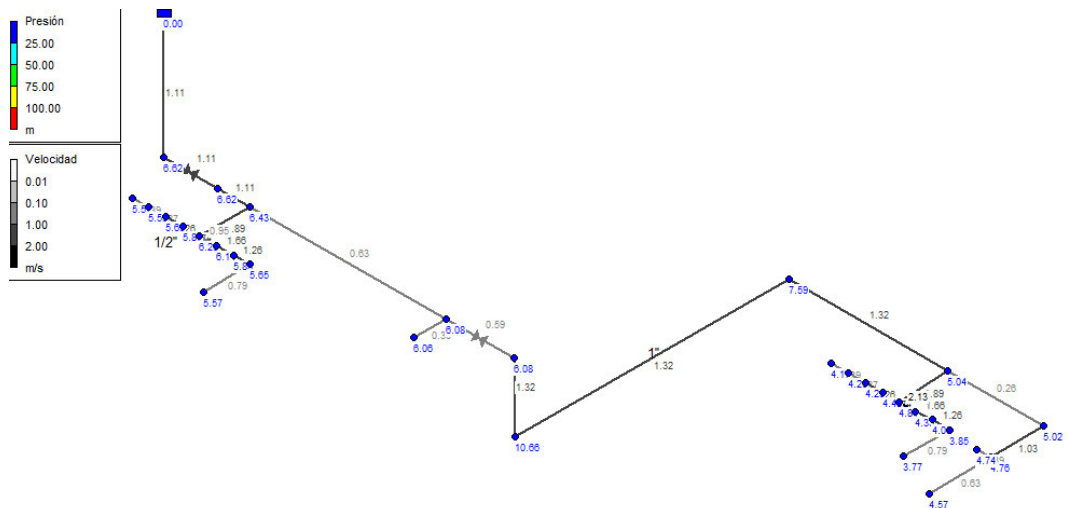


Figura 75: Presiones en los nudos (mca) y velocidades en las tuberías (m/s)

Para mejor visualización de los datos arrojados como resultado del análisis, se presentan a continuación la Tabla 91 correspondiente a las

condiciones de trabajo de los nudos, en la cual se observa el gasto correspondiente a aquellos que se conectan a un artefacto, y también se controla las presiones del sistema, además, de verificar que las presiones estén por encima de las mínimas necesarias por cada aparato como lo indica la Tabla 87.

Tabla 91
Resultado de análisis en los nudos

ID Nudo	Cota (m)	Demanda Base (l/seg)	Presión (m.c.a)
Embalse 1	12	0	0
Conexión 2	5.2	0	6.62
Conexión 3	5.2	0	6.62
Conexión 4	5.2	0	6.08
Conexión 5	5.2	0	6.08
Conexión 6	0.2	0	10.66
Conexión 7	0.2	0	7.59
Conexión 9	0.2	0	5.02
Conexión 10	0.2	0	4.76
Conexión 11	0.2	0.08	4.57
Conexión 12	5.2	0.05	5.57
Conexión 13	5.2	0.06	5.59
Conexión 14	5.2	0.05	5.69
Conexión 15	5.2	0.06	5.87
Conexión 16	5.2	0.05	6.2
Conexión 17	5.2	0.06	6.14
Conexión 18	5.2	0.05	5.83
Conexión 19	5.2	0.06	5.65
Conexión 20	5.2	0.1	5.57
Conexión 21	5.2	0.05	6.06
Conexión 22	0.2	0.05	4.17
Conexión 23	0.2	0.06	4.2
Conexión 24	0.2	0.05	4.29
Conexión 25	0.2	0.06	4.48
Conexión 26	0.2	0.05	4.81
Conexión 27	0.2	0.06	4.33
Conexión 28	0.2	0.05	4.03
Conexión 29	0.2	0.06	3.85
Conexión 30	0.2	0.1	3.77
Conexión 31	0.2	0.05	4.74
Conexión 32	5.2	0	6.43
Conexión 33	0.2	0	5.04

Por otra parte, en la Tabla 92, se observa las condiciones de trabajo de cada una de las tuberías que forman parte del sistema de distribución. Se hace énfasis que en la columna de las velocidades se recomienda que la magnitud de las mismas no sobrepase excesivamente los 2m/s.

Tabla 92
Resultado de análisis en tuberías.

ID Línea	Diámetro		Rugosidad	Caudal (l/seg)	Velocidad (m/seg)	Factor de Fricción λ
	mm	pulg				
Tubería 1	38.1	1.5	0.009	1.26	1.11	0.023
Tubería 5	25.4	1	0.009	0.67	1.32	0.024
Tubería 6	25.4	1	0.009	0.67	1.32	0.024
Tubería 9	12.7	0.5	0.009	0.13	1.03	0.03
Tubería 10	12.7	0.5	0.009	0.08	0.63	0.034
Tubería 12	12.7	0.5	0.009	0.11	0.87	0.032
Tubería 13	12.7	0.5	0.009	0.05	0.39	0.039
Tubería 17	12.7	0.5	0.009	0.21	1.66	0.027
Tubería 18	12.7	0.5	0.009	0.16	1.26	0.029
Tubería 19	12.7	0.5	0.009	0.1	0.79	0.032
Tubería 20	12.7	0.5	0.009	0.05	0.39	0.039
Tubería 23	12.7	0.5	0.009	0.05	0.39	0.039
Tubería 26	12.7	0.5	0.009	0.21	1.66	0.027
Tubería 27	12.7	0.5	0.009	0.16	1.26	0.029
Tubería 28	12.7	0.5	0.009	0.1	0.79	0.032
Tubería 29	12.7	0.5	0.009	0.05	0.39	0.039
Tubería 32	12.7	0.5	0.009	0.11	0.87	0.032
Tubería 34	19.05	0.75	0.009	0.54	1.89	0.024
Tubería 35	38.1	1.5	0.009	1.26	1.11	0.023
Tubería 36	38.1	1.5	0.009	0.72	0.63	0.025
Tubería 37	12.7	0.5	0.009	0.22	1.74	0.027
Tubería 38	12.7	0.5	0.009	0.16	1.26	0.029
Tubería 39	19.05	0.75	0.009	0.27	0.95	0.028
Tubería 40	19.05	0.75	0.009	0.54	1.89	0.024
Tubería 41	25.4	1	0.009	0.67	1.32	0.024
Tubería 42	25.4	1	0.009	0.13	0.26	0.036
Tubería 43	12.7	0.5	0.009	0.22	1.74	0.027
Tubería 44	12.7	0.5	0.009	0.16	1.26	0.029
Tubería 45	12.7	0.5	0.009	0.27	2.13	0.026
Válvula 2	38.1	1.5	--	1.26	1.11	0
Válvula 21	38.1	1.5	--	0.67	0.59	0

4.9.4. Consideraciones de diseño de la bomba hidráulica

Para calcular la potencia de estos equipos se debe contar con la siguiente información, (Pérez Carmona, 2010):

- Caudal de bombeo
- Altura de Bombeo
- Líquido que se desea elevar,
- Revoluciones por minuto que se debe trabajar
- Potencia
- Eficiencia

Los principios fundamentales que se deben considerar en el diseño de la bomba son los siguientes, (Pérez Carmona, 2010):

En la succión:

- Se procurara diseñar la succión lo más corta posible.
- Instalar el menor número de accesorios.
- El diámetro de la succión debe ser igual o mayor al de la succión de la bomba.
- Es conveniente una inclinación de 2 grados de la bomba hacia el sitio de la succión.
- La succión no debe llegar al fondo del tanque, ni debe quedar pegada a la pared lateral.
- Cuando el diámetro de la succión es mayor que la succión de la bomba, se debe instalar una conexión excéntrica.

En la descarga

- El diámetro debe ser igual o mayor al de la descarga de la bomba.
- Se debe proveer el tapón de cebado.

4.9.5. Diseño de la bomba hidráulica

Para proceder con el diseño de la bomba hidráulica, es primordial como se indica en las consideraciones de diseño, conocer el caudal de bombeo, el cual nace de entre una relación del volumen del tanque elevado o tanque de regulación, con el tiempo que se le asigne de llenado.

El volumen del tanque de regulación debe ser capaz de satisfacer el consumo en la hora de mayor demanda, por lo tanto, Pérez Carmona (2010), recomienda la siguiente expresión:

$$V_{T.R.} \geq \frac{CD}{4}$$

Donde:

- $V_{T.R.}$ Volumen del tanque de reserva
- CD : Consumo diario de la población

El consumo diario de una población es el producto de la dotación diaria por el número de personas que se requiere abastecer.

$$CD = \frac{N \times Dot}{1000}$$

Donde:

- N: Número de habitantes
- Dot: Dotación diaria
- 1000 factor de conversión de litros a metros cúbicos

Al resolver las expresiones anteriormente mencionadas tenemos lo siguiente:

$$CD = \frac{350 \text{ hab} \times 10 \text{ l / hab/dia}}{1000} = 3.50 \text{ m}^3$$

$$V_{T.R.} \geq \frac{3.50 \text{ m}^3}{4}$$

$$V_{T.R.} \geq 0.875m^3$$

$$V_{T.R.} \text{ adoptado} = 2 m^3$$

Para calcular el caudal de diseño del sistema de presurización se debe definir el tiempo de llenado.

$$T = 1 \text{ h}$$

El caudal se puede definir de varias maneras, en esta ocasión se lo expresa como la relación del volumen con el tiempo.

$$Q = V/T$$

$$Q = \frac{2m^3}{1h} = \frac{2000}{3600} = 0.55 \text{ l/s}$$

Otro parámetro que se necesita para el diseño de la bomba es la carga dinámica o altura manométrica total, la cual puede ser definida como el incremento total de la carga de flujo a través de la bomba y viene dado por la suma de la carga de succión más la carga de impulsión, añadiéndole las pérdidas de carga por succión e impulsión respectivamente, (Pérez Carmona, 2010).

$$H_t = H_s + H_i$$

Altura de succión (H_s): viene dado por la diferencia de elevación entre el eje de la bomba y el nivel mínimo de agua de la fuente o captación (cisterna), afectado por las pérdidas de carga en el lado de succión.

$$H_s = h_s + \Delta h_s$$

Altura de impulsión (H_i): viene dado por la diferencia de elevación entre el eje de la bomba y el punto más alto de descarga del fluido, generalmente a un tanque de regulación, esta altura afectada por las pérdidas de carga en el lado de la impulsión.

$$H_i = h_i + \Delta h_i$$

La velocidad tanto en el lado de la succión como de la impulsión se verá influenciada por el diámetro de la tubería a través de la cual se succionará e impulsará el fluido.

$$v = \frac{Q}{A}$$

Para una tubería de 1" se tiene un área de $5.06707 * 10^{-4} \text{ m}^2$ y por lo tanto podemos obtener la velocidad del fluido como se muestra a continuación.

$$v = \frac{0.00055 \text{ m}^3/\text{s}}{5.06707 * 10^{-4} \text{ m}^2} = 1.09 \text{ m/s}$$

Para la determinación de la altura por succión, se considera condiciones geométricas (h_s) y condiciones de pérdidas de cargas (Δh_s) como se muestra a continuación:

$$H_s = h_s + \Delta h_s$$

$$h_s = 1.20 \text{ m}$$

$$\Delta h_s = \left(\lambda \frac{l_{\text{succión}}}{D} + \zeta_{\text{entrada}} + \zeta_{\text{codo}} \right) * \frac{v^2}{2 * g}$$

$$\lambda = 0.11 * \left(\frac{68}{Re} + \frac{k}{D} \right)^{0.25}$$

$$Re = \frac{v * D}{\tau}$$

Dónde:

τ : viscosidad cinemática del agua ($1.14 * 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$)

v : velocidad del fluido

D : diámetro del tubo de conducción

k : rugosidad equivalente (mm)

$$Re = \frac{1.09 \text{ m/s} * 0.0254 \text{ m}}{1.14 * 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}} = 24286$$

$$\lambda = 0.11 * \left(\frac{68}{24286} + \frac{0.06}{25.4} \right)^{0.25} = 0.029$$

$$\Delta h_s = \left(0.029 \frac{2m}{0.0254 m} + 12 + 3.024 \right) * \frac{(1.09m/s)^2}{2 * 9.8 m/s^2} = 1.05m$$

$$H_s = 1.20m + 1.05m = 2.25 m$$

Para la determinación de la altura de impulsión, consideramos condiciones geométricas (h_i) y condiciones de pérdidas de cargas (Δh_i) como se muestra a continuación:

$$H_i = h_i + \Delta h_i$$

$$h_i = 6.80 m$$

$$\Delta h_i = \left(\lambda \frac{l_{impulsión}}{D} + \zeta_v + 2\zeta_c + \zeta_{ch} + \zeta_s \right) * \frac{v^2}{2 * g}$$

$$\lambda = 0.029$$

$$\Delta h_i = \left(0.029 \frac{6.80 m}{0.0254 m} + 2.5 + 2 * 3.024 + 1.8 + 1 \right) * \frac{(1.09m/s)^2}{2 * 9.8 m/s^2} = 1.15 m$$

$$H_i = 6.80 m + 1.15m = 7.95 m$$

Por lo tanto la altura dinámica total será igual a:

$$H_b = H_s + H_i$$

$$H_t = 2.25 m + 7.95 m = 10.20 m$$

Para calcular la potencia de la bomba se tiene la siguiente ecuación de potencia de la bomba:

$$P = \rho * g * \frac{Q * H_t}{\eta}$$

$$P = 1000 kg/m^3 * 9.8 m/s^2 * \frac{0.00055 m^3/s * 10.20m}{0.65}$$

$$P = 84.58W \approx 0.11 HP$$

Resumen de resultados

$$P_{adoptado} = 0.5 \text{ HP}$$

$$Ht = 10.80 \text{ m}$$

$$\emptyset \text{ entrada} = 25.4 \text{ (1")}$$

$$\emptyset \text{ salida} = 25.4 \text{ (1")}$$

4.9.6. Selección de bomba hidráulica de proveedores

Tras la búsqueda de proveedores y sus respectivos productos, se determinó que una de las mejores opciones son las bombas centrifugas marca Pedrollo. Entre las especificaciones de funcionamiento que indica el proveedor son: bombear agua limpia, sin partículas abrasivas y líquidos químicamente no agresivos con los materiales que constituyen la bomba. La característica de construcción del rodete abierto permite el bombear líquidos relativamente cargados de impurezas sin el riesgo de bloqueo del rodete. Por tales características, son recomendadas para bombear agua sin partículas abrasivas y líquidos químicamente no agresivos con los materiales que constituyen la bomba.

La bomba seleccionada corresponde a una electrobomba centrífuga de la serie de HF, para las cuales el proveedor presenta las siguientes curvas de selección de bomba, Figura 76.

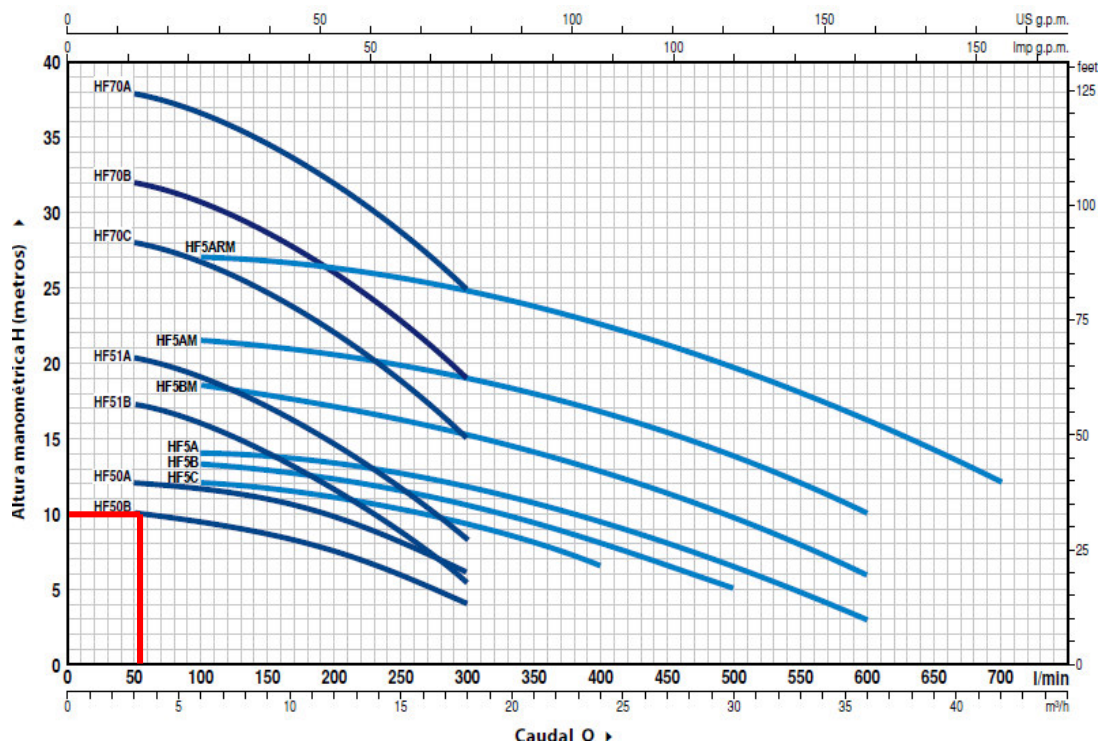


Figura 76 Curva característica de bomba centrífuga de serie HF

Tabla 93 Características de bomba centrífuga de serie HF

MODELO		POTENCIA (P ₂)		▲	Q	H metros											
Monofásica	Trifásica	kW	HP			m ³ /h	0	3	6	9	12	15	18	21	24	30	36
					l/min	0	50	100	150	200	250	300	350	400	500	600	700
HFm 50B	HF 50B	0.37	0.50	IE2	H metros	10	10	9.5	8.5	7.5	6	4					
HFm 50A	HF 50A	0.55	0.75			12	12	11.5	11	9.6	8	6					
HFm 51B	HF 51B	0.60	0.85	IE2		18.2	17.2	16	14	11.5	9	5.4					
HFm 51A	HF 51A	0.75	1			21.2	20.2	19	17	14.5	11.6	8.4					
HFm 70C	HF 70C	1.1	1.5	IE2		29	28	26.5	24.5	22	18.5	15					
HFm 70B	HF 70B	1.5	2	IE3		33	32	30.5	28.5	26	22.5	19					
HFm 70A	HF 70A	2.2	3			39	38	36.5	34.5	32	28.5	25					
HFm 5C	HF 5C	0.55	0.75	IE2		12.5	-	12	11.7	11	10.2	9.2	8	6.5			
HFm 5B	HF 5B	0.75	1			13.7	-	13.2	13	12.5	11.6	10.5	9.2	8	5		
HFm 5A	HF 5A	1.1	1.5	IE2		14.5	-	13.8	13.5	13.2	12.6	11.8	10.5	9.2	6.5	3	
HFm 5BM	HF 5BM	1.1	1.5			19	-	18.5	18	17	16	15.2	14	12.8	9.7	6	
HFm 5AM	HF 5AM	1.5	2	IE3		22	-	21.5	21	20.5	19.8	19	18	16.8	13.8	10	
HFm 5ARM	HF 5ARM	2.2	3			27	-	27	26.8	26.4	25.6	24.8	23.8	22.5	19.8	16.2	12

Q = Caudal H = Altura manométrica total HS = Altura de aspiración

Tolerancia de las curvas de prestación según EN ISO9906 Grado 3B.

En las curvas de características de las bombas y en la Tabla 93 que ofrece el proveedor, se puede observar y concluir que la bomba HF50B es la

bomba hidráulica que más se ajusta a los requerimientos antes mencionados, y trabaja con las siguientes características

$$P = 0.5 \text{ HP}$$

$$H_t = 10 \text{ m}$$

$$Q = 50 \text{ l/min} = 0.833 \text{ l/seg} = 8.33 * 10^{-4} \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\phi \text{ entrada} = 25.4 \text{ (1")}$$

$$\phi \text{ salida} = 25.4 \text{ (1")}$$

A partir de las condiciones reales de funcionamiento de la bomba se procede con el recalcu de las condiciones reales de funcionamiento de todo el sistema de presurización, de tal manera que se tiene:

$$V = 2 \text{ m}^3$$

$$T = \frac{V}{Q} = \frac{2 \text{ m}^3}{8.33 * 10^{-4} \text{ m}^3/\text{seg}} = 2400 \text{ s}$$

$$T = 40 \text{ min}$$

Conociendo que el consumo diario probable viene dado por el producto de la dotación por el número de usuarios del sistema:

$$V_{\text{diario}} = 10 \text{ (l/persona/dia)} * 350 \text{ persons} = 3.5 \text{ m}^3$$

Por lo tanto el número de veces que trabajará la bomba vendrá dado por la relación entre el consumo diario y el volumen del tanque de regulación, teniendo la siguiente expresión

$$\# \text{ de ciclos de encendido} = \frac{V_{\text{diario}}}{V_{\text{TR}}}$$

$$\# \text{ de ciclos de encendido} = \frac{3.50 \text{ m}^3}{2 \text{ m}^3} \approx 1.75 \text{ accionamientos / dia}$$

Lo que quiere decir que la bomba se accionara 2 veces al día con un periodo de trabajo de 35 minutos en cada accionamiento.

4.10. Análisis de las propiedades químicas-biológicas del agua

El análisis de las muestras de agua fueron efectuados en Laboratorios debidamente acreditados por el Servicio de Acreditación Ecuatoriano, los cuales son: Laboratorios de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Escuela Politécnica Nacional y en el Laboratorio del Grupo Químico Marcos. Los resultados del análisis de las muestras de agua se presentan en la Tabla 94, y cuyos Informes se encuentran en el Anexo 1.

Tabla 94
Resultado del análisis de Laboratorio

Parámetro	Unidad	Resultado	Límite permisible INEN1108	Límite permisible TULAS
Color Aparente	u Pt-Co	26	15	75
Conductividad	μS/cm	50.1	<500mg/l (Ministerio de protección social de Colombia)	
Turbiedad	NTU	1.30	5	100
Potencial de Hidrogeno	pH	5.11	---	6-9
DBO ₅	mg/l	1.02	---	<2
Demanda química de Oxigeno	mg/l	<10	---	---
Coliformes Fecales	NMP	4.5	Ausencia de coliformes	20

En base a los resultados de los análisis realizados, y en comparación con los límites máximos permisibles establecidos por las normativas INEN 1108 y el Texto Unificado de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente (TULAS), se pudo constatar en primer lugar que en el agua el nivel de turbiedad cumple con la normativa de agua potable vigente incluso sin recibir un tratamiento primario, y con respecto a los demás indicadores se evidencia que cumple con los requisitos establecidos por el TULAS en el acápite de requisitos mínimos para que una fuente de abastecimiento sea factible para consumo humano. En el siguiente ítem de este trabajo

investigativo, se plantea una propuesta básica de tratamiento para la adecuación del agua captada para consumo humano.

4.11. Propuesta de tratamiento de agua para consumo humano

Partiendo de los resultados obtenidos del análisis de las muestras en laboratorio, y tras la verificación de la calidad del agua recolectada en la implementación de una fase piloto del sistema de captación de aguas lluvias (SCALL), el tratamiento propuesto para el agua recolectada en la escuela de Galte Laime consta básicamente de etapas que se indican a continuación:

- Sistema de filtración y retención de sólidos de partículas gruesas
- Sistema de filtración y retención de sólidos de partículas finas
- Desinfección del agua

4.11.1. Filtración de partículas gruesas

La remoción de las partículas gruesas se logrará con la instalación de un geotextil no tejido, cuya función principal es la de permitir el paso del agua a través de los poros y a la vez retener a las partículas sólidas. El geotextil no tejido es un sistema conformado por fibras de polipropileno, las aberturas de los poros varían en función de la especificación técnica del geotextil y de la densidad que se escoja. Las aberturas de la geomembrana se producen en planta, gracias al punzonamiento de agujas. El polipropileno del que están elaborados, es altamente resistente a la degradación química y biológica, por lo que le convierte en un material ideal para ser utilizado como membrana de filtración de partículas, (Tonus, 1984)

La selección del geomembrana y sus dimensiones se las realizó considerando sus propiedades hidráulicas, también se consideró el caudal de ingreso máximo probable durante la duración de una tormenta en su momento

de intensidad máxima, más el abastecimiento externo con el que cuenta la escuela. Las propiedades de la geomembrana se muestran a continuación en la Tabla 95. El fabricante de la geomembrana NT 5000 es PAVCO y las especificaciones técnicas se encuentran en el Anexo 2.

Tabla 95: Propiedades física e hidráulicas del Geotextil

Geomembrana	Abertura Aparente	Tasa de flujo	Espesor
NT 5000	0.125 (mm)	2700 (l/min/m ²)	2.2 (mm)

Fuente: Manual de especificaciones técnicas de PAVCO

Se calculó el caudal máximo probable el cual es la sumatoria del sistema de recolección de aguas lluvias y el caudal externo de abastecimiento:

$$Q_{\text{máx probable}} = \sum Q_i + Q_{\text{Abastecimiento externo}}$$

$$Q_{\text{máx probable}} \approx 11 \text{ l/s} \approx 660 \text{ l/min}$$

El área de la geomembrana utilizada para la retención de sólidos es de un metro cuadrado

$$\text{Area de geomembrana} = 1\text{m}^2$$

Se calcula el caudal que puede filtrar por metro cuadrado de malla

$$Q_{\text{máx de filtración}} = \text{Tasa de flujo} * \text{Area de geomembrana}$$

$$Q_{\text{máx de filtración}} = 2700 \text{ l/min/m}^2 * 1\text{m}^2$$

$$Q_{\text{máx de filtración}} = 2700 \text{ l/min}$$

Se comprueba que el caudal de filtración sea mayor al caudal máximo probable del sistema

$$Q_{\text{máx de filtración}} > Q_{\text{máx probable}} \rightarrow \text{ok}$$

El detalle del sitio de instalación de la geomembrana seleccionada (NT 5000) dentro de la cisterna de almacenamiento se muestra adjunto al plano estructural de la cisterna en el Anexo 3.

4.11.2. Filtración de partículas finas

La filtración de las partículas finas de hasta 50 micras se la realizará con un filtro estándar de agua potable, la instalación de este filtro es sencillo y se lo recomienda instalarlo a la salida de la bomba siempre, los requisitos necesarios para que trabaje son presiones mínimas de 5 mca y máximas de 80 mca. La forma correcta de instalación se muestra en la Figura 77.

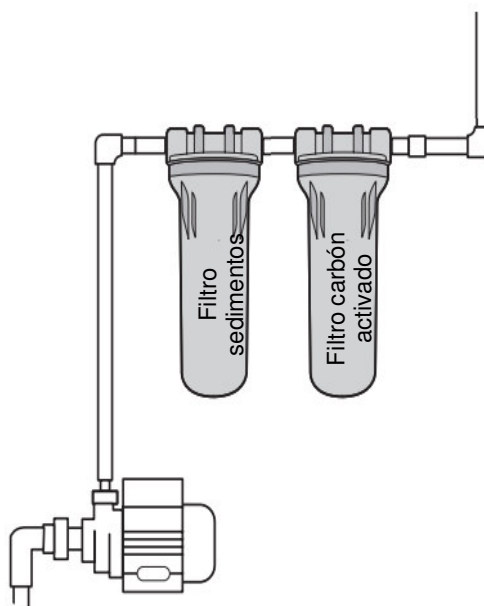


Figura 77: Detalle de colocación de filtros a la salida de la bomba

Según datos proporcionados por los proveedores, estos filtros estándar son hechos de poliéster plegado, lo que le da durabilidad baja degradación y resistencia frente a agentes químicos que puedan estar presentes en el agua, además se recomienda que no trabajen a temperaturas superiores de 60°C razón por la cual su funcionamiento en tuberías de agua caliente no es óptimo, en cuanto a su rendimiento es capaz de retener hasta el 85% de los sólidos en suspensión mayores a 50 micras y por último se recomienda que sea

reemplazado en un periodo mínimo de 3 meses y máximo de 6 meses. (Rotoplas, 2014)

4.11.3. Desinfección

La etapa de desinfección se la realizará como lo recomienda el manual de captación de aguas lluvias (Instituto Internacional de Recursos Renovables, 2014). Esa recomendación consiste en clorar el agua de la cisterna y lavar la misma al menos una vez al año, a su vez este procedimiento se complementa con el cuidado que se le dé a los filtros ubicados a la salida de la bomba.

La etapa de cloración se la realiza en la cisterna, de esta manera se asegura un correcto almacenamiento del agua sin echarla a perder por proliferación de bacterias o microbios. Las dos maneras más tradicionales de clorar el agua lluvia son: con cloro líquido (hipoclorito de sodio) y la otra con cloro en pastillas o polvo (hipoclorito de calcio), lluvias (Instituto Internacional de Recursos Renovables, 2014).

4.11.3.1. Tratamiento con cloro líquido

Una de las opciones es la desinfección del agua con cloro líquido como el hipoclorito de sodio, La aplicación del líquido se la realiza de manera manual y en función de la cantidad de agua que se vaya almacenando en la cisterna. Se busca que la dosificación de la solución disuelta sea de un litro de hipoclorito de sodio por cada 10.000 litros de agua de lluvia, (Instituto Internacional de Recursos Renovables, 2014).

La Tabla 96, se presenta la dosificación de hipoclorito de cloro, así, la persona encargada de mantenimiento pueda colocar la cantidad necesaria de hipoclorito de sodio en litros, de manera diaria en función de la altura de la lámina de agua almacenada en la cisterna.

Tabla96:
Dosificación en función de la lámina de agua

h (m)	Volumen cisterna (m³)	Dosificación (l)
0.1	1.8	0.2
0.2	3.6	0.4
0.3	5.4	0.5
0.4	7.2	0.7
0.5	9	0.9
0.6	10.8	1.1
0.7	12.6	1.3
0.8	14.4	1.4
0.9	16.2	1.6
1	18	1.8
1.1	19.8	2.0
1.2	21.6	2.2
1.3	23.4	2.3
1.4	25.2	2.5
1.5	27	2.7
1.6	28.8	2.9
1.7	30.6	3.1

Adicionalmente la desinfección del agua se complementa con el filtro de carbón activado instalado como se indica en el detalle de la Figura 77, la función de este filtro es complementar la desinfección realizada con la cloración, y a su vez detener el exceso de cloro, pesticidas y sedimentos orgánicos, para un correcto funcionamiento del sistema se recomienda reemplazarlo cada 3 meses como mínimo y 6 meses como máximo, se recomienda que el reemplazo del cartucho de los filtros de sedimentos y de carbón activado se reemplace con la misma frecuencia para obtener un control más correcto del sistema, (Instituto Internacional de Recursos Renovables, 2014).

4.12. Construcción e implementación de atrapanieblas tridimensional tipo Warka Water.

La implementación del Warka Water con materiales alternativos se lo realizó en la Comunidad Galte-Yaguachi en las coordenadas UTM (17743604.00 m E; 9776103.00 m S; 3820 msnm), el sitio específico de implementación se seleccionó considerando un radio máximo de 150 metros a la redonda de la casa comunal de tal manera que el punto de abastecimiento del agua recolectada sea de fácil acceso para los pobladores, a continuación en la Figura 78, se muestra una imagen satelital obtenida de Google Earth con el propósito de localizar espacialmente el sitio de funcionamiento.

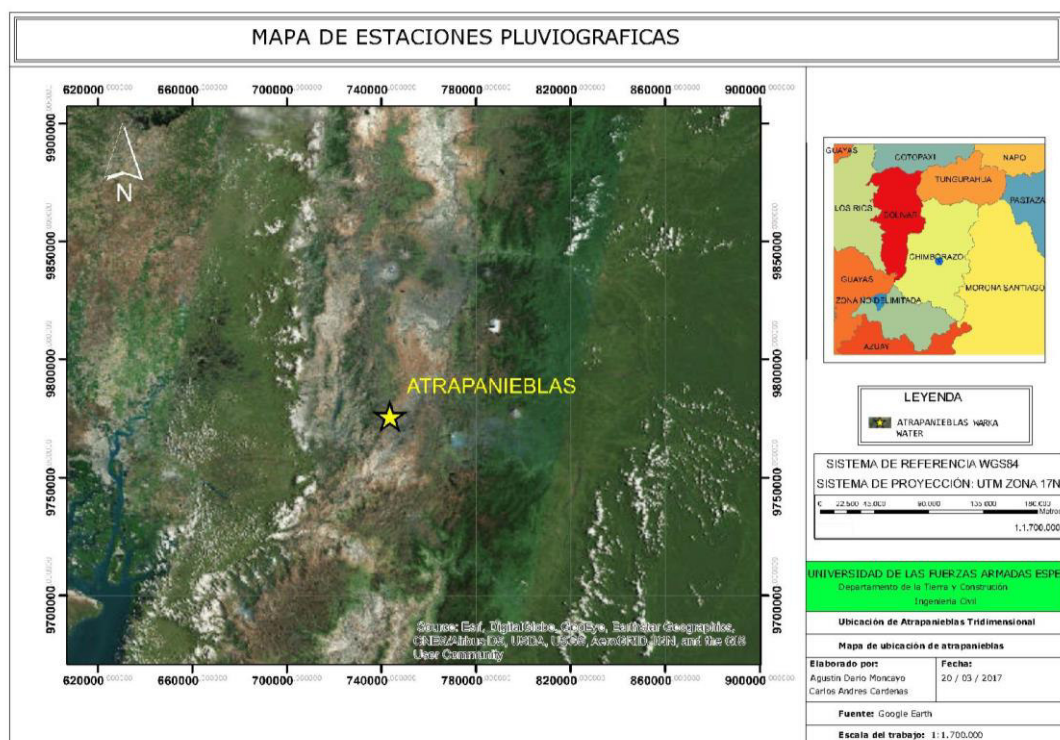


Figura 78 Ubicación de Galte-Yaguachi, imagen satelital tomada de Google Earth

Para la construcción del Warka Water con materiales alternativos, se estableció previamente las dimensiones que éste tendrá durante su operación en la comunidad de Galte-Yaguachi, teniendo como guía para la selección de

dimensiones, las indicadas en el portal oficial de warkawater desing, a continuación se muestra mediante una ilustración, la configuración que tendrán los elementos adoptados para la construcción de la torre, Figura 79.

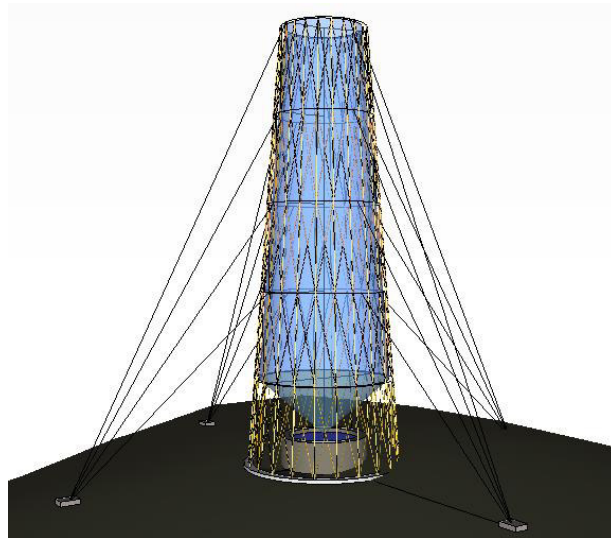


Figura 79: Modelado Warka Water 3D

La construcción de la torre se la realizó de manera modular, es decir, que cada uno de los 4 módulos indicados previamente en la Figura 80 se lo construyó de manera individual, lo que dio facilidad de ensamblaje y posteriormente facilitó el transporte al sitio de implantación.

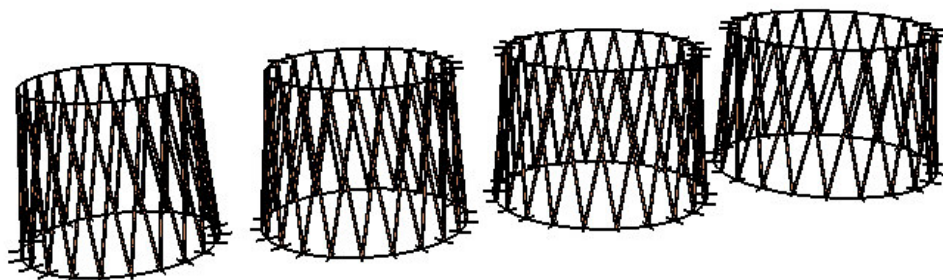


Figura 80 Módulos de la Estructura del atrapanieblas

Para la construcción del Warka Water con materiales alternativos al bambú se usó varios materiales convencionales y no convencionales, el principal material utilizado fue el carrizo cuyo nombre científico es *Arundo donax*, cuyo material es abundante en la zona donde se ejecuta el proyecto,

lo cual es de fácil adquisición, esta gramínea también conocida como carrizo gigante es considerada como una planta invasora en muchas regiones subtropicales, tropicales y templadas de todo el mundo. (Cortés, Marcos, & Goolsby, 2009). Además del carrizo como material de la estructura principal, se utilizó también anillos de distintos diámetros con tubo de acero de $\frac{3}{4}$ " de sección transversal y espesor de 1.1 mm, abrazaderas plásticas, piola de nylon, malla poliéster 50% de sombra, tanque plástico recolector de 1.1 m³ de capacidad.

4.12.1. Procedimiento

A continuación, se muestra el procedimiento mediante el cual, al carrizo gigante en bruto, se lo limpia de su corteza natural Figura 81.



Figura 81: Remoción de la corteza del carrizo

Una vez retirada la corteza, se procedió a cortar el carrizo, obteniendo de esta manera todos los elementos que conforman cada uno de los cuatro módulos que estructuran la torre Warka Water con materiales alternativos. Este material que se puede encontrar en la Laguna de Colta es un problema para los ecosistemas ya que es una planta invasora, por lo que darle un uso representa un valor agregado de este estudio. En la Tabla 97 se denota las

dimensiones de cada elemento y en la Figura 82 se muestra el corte del elemento con su respectiva dimensión.



Figura 82: Elemento vertical y diagonal de 2m y 2.10 m respectivamente (Modulo 1)

Tabla 97

Dimensión de elementos utilizados en el atrapanieblas tridimensional

Módulo 1			
Tipo de elemento	Cantidad (u)	Dimensiones (m)	≈ Diámetro (m)
Elementos verticales	22	2.00	0.02
Diagonales	44	2.10	0.01-0.02
Anillo superior	1	Tubo ϕ $\frac{3}{4}$ "	1.70
Anillo inferior	1	Tubo ϕ $\frac{3}{4}$ "	2.00
Módulo 2			
Tipo de elemento	Cantidad (u)	Dimensiones (m)	≈ Diámetro (m)
Elementos verticales	22	2.00	0.02
Diagonales	44	2.12	0.01-0.02
Anillo superior	1	Tubo ϕ $\frac{3}{4}$ "	2.00
Anillo inferior	1	Tubo ϕ $\frac{3}{4}$ "	2.30
Módulo 3			
Tipo de elemento	Cantidad (u)	Dimensiones (m)	≈ Diámetro (m)
Elementos verticales	22	2.00	0.03
Diagonales	44	2.14	0.02-0.03
Anillo superior	1	Tubo ϕ $\frac{3}{4}$ "	2.30
Anillo inferior	1	Tubo ϕ $\frac{3}{4}$ "	2.60
Módulo 4			
Tipo de elemento	Cantidad (u)	Dimensiones (m)	≈ Diámetro (m)
Elementos verticales	22	2.00	0.03- 0.04
Diagonales	44	2.16	0.02-0.03
Anillo superior	1	Tubo ϕ $\frac{3}{4}$ "	2.60
Anillo inferior	1	Tubo ϕ $\frac{3}{4}$ "	2.90

Los diámetros indicados en la Tabla 97 referentes a los elementos de carrizo, son diámetros aproximados, ya que al ser el carrizo un material obtenido de la naturaleza, es difícil mantener estas dimensiones de manera exacta, sin embargo, es importante recordar que las secciones más gruesas hay que procurar utilizarlas en los módulos inferiores, e ir disminuyéndoles conforme se construyen los módulos superiores. El carrizo utilizado en la torre Warka Water fue obtenido de la laguna de Colta, en este sitio manifiestan los pobladores que la planta habita en grandes cantidades sin tener ninguna utilidad, razón por la cual incluso lo incineran para controlar la población de estos ejemplares.

En la Figura 83, se ilustra como a los elementos verticales de cada módulo se los realiza un destaje de aproximadamente 2 cm de ancho para en conjunto con las abrazaderas plásticas poder ensamblar los elementos al anillo de acero.



Figura 83: Destaje y detalle de ensamblaje de elementos verticales con abrazaderas al anillo

Este procedimiento se realizó de manera reiterativa ubicando todos los elementos, se unieron todos los elementos de carrizo con los anillos tanto inferior como superior, este procedimiento se muestra a continuación en la Figura 84.



Figura 84: Procedimiento para elevar un módulo

El siguiente paso fue colocar las diagonales de carrizo en cada uno de los módulos, las mismas que se encargarán de dar rigidez y mayor estabilidad a la estructura, es importante mencionar que cada nudo que se va formando al colocar las diagonales se lo debe sujetar con las abrazaderas plásticas, en la Figura 85, se muestra este procedimiento y el resultado obtenido tras la construcción de los 4 módulos.



Figura 85: Colocación de diagonales y detalle de amarre

Por condiciones de funcionamiento, el Warka Water con materiales alternativos estará expuesto a radiación solar, humedad, lluvia, etc., por lo que se optó por colocar una ligera capa de pintura tipo esmalte con el fin de alargar la vida útil de la estructura. Esta capa de pintura no altera la calidad del agua recolectada debido a que la estructura externa no es la encargada de captar las gotas de la neblina, sino únicamente darle estabilidad y funcionalidad a la estructura.

Para la implantación en la zona de funcionamiento se realizaron adecuaciones en el terreno como una zanja de 30 centímetros de ancho y 15 centímetros de profundidad en forma circular, con el objetivo de anclar la estructura, posteriormente se colocó al primer anillo en la zanja y se lo enterró con una mezcla de ferro-cemento como se indica en la Figura 86.



Figura 86: Empotramiento del módulo base

Se coloca la malla de sombra en cada una de los módulos. Para la selección del porcentaje de sombra de la malla se consideró que aquellas que tienen un coeficiente muy grande (malla muy tupida) poca niebla pasará a través de ella y por lo tanto la recolección de agua será baja y por otra parte si la malla es poco tupida, pocas gotas chocarán en sus filamentos y por lo tanto la recolección también será baja. Para mallas con filamentos con forma de cinta como la que se empleó en este proyecto, se tiene que el porcentaje óptimo de sombra probablemente se encuentra cerca del 50%, en la Figura 16 de Eficiencia aerodinámica de una malla de filamentos de sección circular en función del coeficiente de sombra, que se muestra en el Capítulo II, se puede notar la diferencia de la eficiencia entre una malla de sombra de 42% y 62% es muy poca y es el orden del 1%, (Cereceda, Hernández, Leiva, & Rivera, 2014).

En los tres módulos superiores se colocó aproximadamente 30m² de malla 50% sombra con filamento en forma de cinta, el ensamblaje entre los módulos superiores se realizó de manera horizontal para posteriormente verticalizar la estructura sobre el módulo base que se encuentra ya empotrado (Figura 87).



Figura 87: Colocación de malla y ensamblaje de módulos superiores

Por último, se ató a cada uno de los módulos los tensores, que brindan estabilidad a la estructura frente a las cargas por acción del viento, estos tensores se fijaron en 4 puntos externos denominados anclajes, los cuales fueron fundidos in situ con terrocemento, que en términos prácticos es una mezcla de cemento con tierra con una relación de 1 a 5. Además, se ubicó el recipiente recolector, en esta ocasión se instaló un tanque de 1m^3 de capacidad con sus respectivos accesorios (llaves, mangueras y acoples), asimismo la colocación de plástico impermeable en forma de embudo en la parte superior del primer módulo base, que dirija el agua recolectada hacia el tanque reservorio, el detalle del plástico se muestra en la Figura 88, y la construcción total de la estructura se muestra en la Figura 89.



Figura 88: Plástico impermeable conductor del líquido recolectado



Figura 89: Warka Water con materiales alternativos

CAPITULO V

DISEÑO ESTRUCTURAL

5.1. Tanque cisterna

5.1.1. Calculo estructural del tanque cisterna

Considerando la topografía del terreno y la ubicación de la tubería de entrada de agua se diseña la cisterna enterrada, por ende, se consideró una sobrecarga en la losa de cubierta que prevé un eventual tránsito de personas por encima de la cisterna, a continuación se detallan los aspectos a considerar para el diseño (Figura 90).

Concreto : $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Acero: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

δ_{Fluido} (Agua): 1000 kg/m^3

δ_{Suelo} : 1700 kg/m^3

ϕ (Ángulo de Fricción del Suelo) = 30°

$\sigma_{\text{Suelo}} = 10 \text{ t/m}^2$

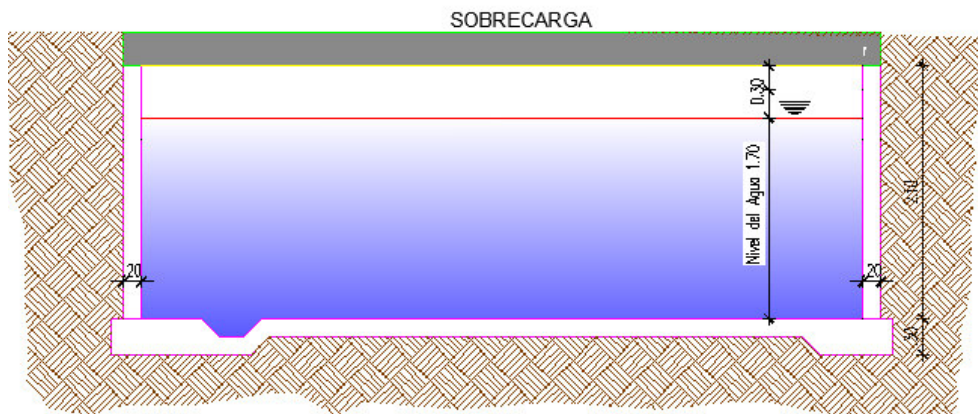


Figura 90: Dimensiones de la cisterna

A continuación, se procedió con el cálculo estructural de los elementos que conforman la cisterna, al ser elementos de hormigón armado, las ecuaciones desarrolladas son una compilación de (Zuñiga, 2015), quien a partir de las recomendaciones de American Concrete Institute (ACI), ha desarrollado una guía práctica para su aplicación.

- Espesor del recipiente

$$e = 0.10 H$$

$$e = 0.10 \times 2.00 \text{ m}$$

$$e = 0.20 \text{ m} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Losas de Fondo : } e' = e = 0.20 \text{ m}$$

- Losa de cubierta

Determinación de la altura de la losa:

$$\frac{L_{Mayor}}{L_{Menor}} = \frac{5.00}{3.60} = 1.42 < 2 \rightarrow \text{Losa Bidireccional}$$

Para el cálculo del espesor de la losa se emplea:

$$h_{min} = \frac{l_n(800 + 0.0712 f_y)}{36000}$$

$$h_{min} = \frac{5.0 (800 + 0.0712 * 4200)}{36000}$$

$$h_{min}(\text{maciza}) = 0.153 \text{ m} \approx 16 \text{ cm}$$

- Empuje del agua

La fuerza que ejerce el líquido sobre las paredes de la cisterna (Figura 91).

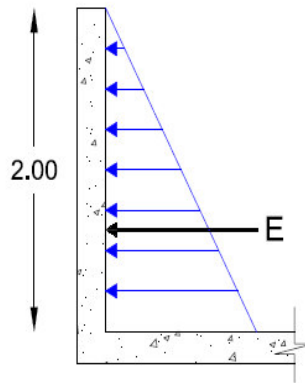


Figura 91: Empuje del agua sobre las paredes de la cisterna

Se calcula el empuje de la siguiente expresión

$$E = \gamma_w * H^2 * \frac{1}{2} = 1000 \text{ kg/m}^3 * (2\text{m})^2 * 0,5 = 2000 \text{ kg}$$

$$E = V$$

- Verificación del Cortante

Esfuerzo permisible

$$V_p = 0,53 * \sqrt{210\text{kg/cm}^2} = 7,68 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$V_u = f_{may} * V$$

$$V_u = 1,5 * 2000\text{kg}$$

$$v_u = \frac{1,5 * 2000 \text{ kg}}{0,75 * 100 * 16} = 2,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2};$$

$$v_u < v_p; \frac{2,5 \text{ kg}}{\text{cm}^2} < 7,68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{ok}$$

Por lo tanto, cumple que los esfuerzos actuantes son menores que los esfuerzos permisibles

- Momento producido por el empuje del agua

En la Figura 92, se indica el diagrama de momento producido por el empuje del agua

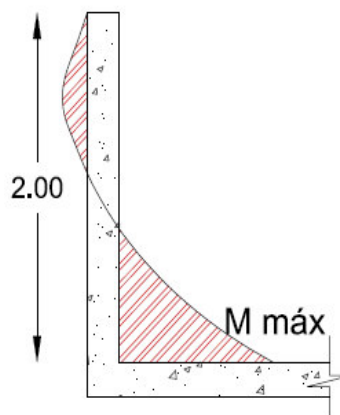


Figura 92: Diagrama de momento sobre las paredes de la cisterna

$$M = E * Z; \quad Z = \frac{H}{3}; \quad M_u = f_{may} * M$$

$$M = 2000 \text{ kg} * \frac{2}{3} = 1333,33 \text{ kg} \cdot \text{m} = 133333,33 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M_u = 1,5 * 133333,33 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 200000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$d = 16 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm};$$

$$\rho = 0,85 \frac{f_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\phi \times 0,85 \times f_c \times b \times d^2}} \right]$$

$$\rho = 0,0021196 > \rho_{\text{mín}} = 0,0015$$

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2/\text{m} \approx 1\emptyset 10 \text{ mm} @ 20 \text{ cm} (3,92 \text{ cm}^2)$$

- Empuje del suelo

La fuerza que ejerce el suelo sobre las paredes de la cisterna (Figura 93).

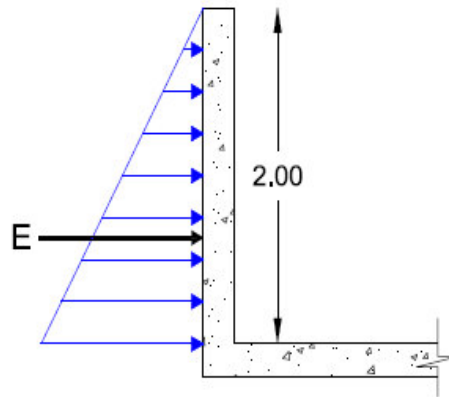


Figura 93: Empuje del suelo sobre las paredes de la cisterna

$$E = \gamma_s * H^2 * Ka * \frac{1}{2}$$

$$Ka = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = \frac{1}{3}$$

$$E = 1,70 \frac{t}{m^3} * 2^2 * 0,333 * \frac{1}{2} = 1,1333 \text{ t/ml}$$

$$E = V$$

- Verificación del cortante

Esfuerzo permisible

$$Vp = 0,53 * \sqrt{210kg/cm^2} = 7,68 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante

$$vu = \frac{Vu}{\phi * b * d}$$

$$Vu = f \text{ may} * V$$

$$Vu = 1,5 * 1,1333 \text{ t}$$

$$vu = \frac{1,5 * 1,1333kg * 10^3}{0,75 * 100 * 16} = 1,4166 \frac{kg}{cm^2}$$

$$vu < vp; \quad 1,4166 \frac{kg}{cm^2} < 7,68 \frac{kg}{cm^2} \rightarrow ok$$

Por lo tanto, cumple que los esfuerzos actuantes son menores que los esfuerzos permisibles

- Momento producido por el empuje del agua

En la Figura 94 muestra el diagrama de momento producido por el empuje del suelo

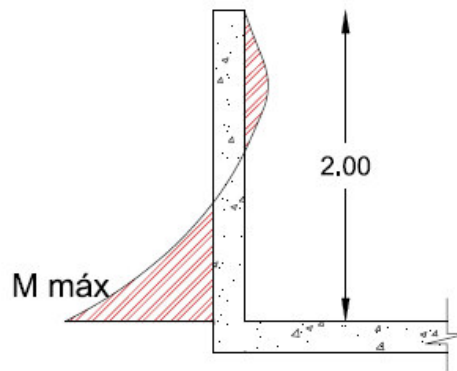


Figura 94: Diagrama de momento sobre las paredes de la cisterna

$$M = E * Z; \quad Z = \frac{H}{3}; \quad Mu = f_{may} * M$$

$$M = 1133,33 \text{ kg} * \frac{2}{3} = 755,53 \text{ kg} \cdot m = 75553,33 \text{ kg} \cdot cm$$

$$Mu = 1,5 * 75553,33 \text{ kg} \cdot cm = 113330 \text{ kg} \cdot cm$$

$$d = 16 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad \rho = 0,0011877 < \rho_{\text{mín}}$$

$$As = 2,4 \text{ cm}^2/m \approx 1\emptyset 10 \text{ mm}@20 \text{ cm} (3,92 \text{ cm}^2)$$

Armadura horizontal de las paredes

$$Ash = 0,0020 * b * t = 0,0020 * 100 * 20 = 4 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\text{Ash}}{\text{cara}} = 2.0 \text{ cm}^2 / \text{por Cara} \approx 1\emptyset 10\text{mm} @ 33 \text{ cm} (2,61 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Ash} = 4 \emptyset 8 \text{ mm} (2.01 \text{ cm}^2)$$

$$1 \emptyset 8 \text{ mm} @ 25 \text{ cm}$$

- Análisis de cargas

Se determina las cargas que actúan sobre la losa de cubierta ya que es fundamental para determinar los momentos actuantes sobre la losa de fondo que son producto de una carga unitaria que se transmite desde la parte más alta de la cisterna hacia la base.

$$\text{Peso propio losa cubierta} = 0.16\text{m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 1\text{m} * 1\text{m} = 384 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Acabados} = 120 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Peso por carga muerta

$$P_{CM} = 504 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Peso por carga viva

$$P_{CV} = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

- Determinación del peso unitario

$$\text{perímetro de paredes} = (3.6\text{m} + 3.6\text{m} + 5\text{m} + 5\text{m}) = 17.20\text{m}$$

$$\text{Peso total} = (P_{CM} + P_{CV}) * \text{Área}$$

$$\text{Peso total} = \left(0,504 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} + 0,200 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \right) * 18.00 \text{ m}^2 = 12.672 \text{ t}$$

$$\text{Peso} \frac{\text{losa}}{\text{ml}} = \frac{12.672 \text{ T}}{17.20 \text{ m}} = 0.74 \text{ t/m}$$

$$\frac{\text{p.paredes}}{\text{ml}} = 2\text{m} * 1\text{m} * 0,2\text{m} * 2,4 \text{ T/m}^3 = 0,96 \text{ t/m}$$

$$\text{Peso total unitario} = 0.74 \frac{t}{ml} + 0.96 \frac{t}{ml} = 1.70 \frac{t}{ml}$$

- Determinación de momentos inferiores

En la Figura 95 se muestra las dimensiones de la cisterna.

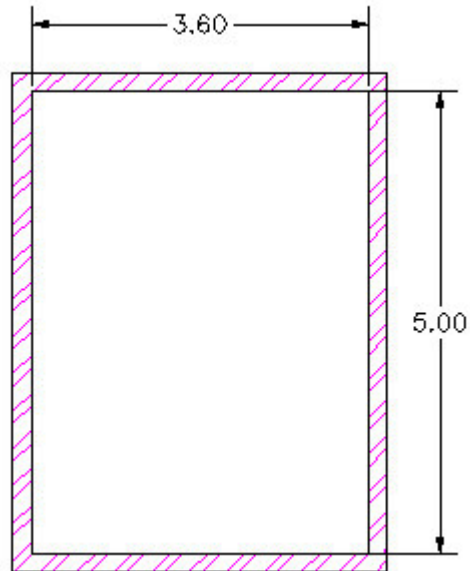


Figura 95: Esquema de los lados de la cisterna

Momentos en el lado a

$$Ma = 0,10 p (a + b); \quad p \rightarrow \text{peso unitario}$$

$$Ma = 0,10 * 1.70 \frac{t}{ml} (5m + 3.6 m) = 1.46 t.m/ml$$

$$Mua = f \text{ may} * Ma = 1,5 * 1.46 = 2.19 t.m/ml$$

$$b = 100cm; \quad d = 16cm;$$

$$\rho = 0,0023 < 0,0033$$

Acero en la base del lado a

$$As(a) = 0.0033 * 100cm * 16 cm = 5,28 cm^2 \approx 1\emptyset 12mm@20cm (5,65cm^2)$$

Momentos en el lado b

$$M_b = 0,1 p (a + b) \left(\frac{a}{b}\right); \quad p \rightarrow \text{peso unitario}$$

$$M_b = 0,10 * 1,70 \frac{t}{ml} (5m + 3,6 m) * \left(\frac{3,60}{5,00}\right) = 1,052 t.m/ml$$

$$M_{ub} = f_{may} * M_b = 1,5 * 1,05 = 1,58 t.m/ml$$

Acero en la base del lado a

$$A_s b = 0,0033 * 100cm * 16 cm = 5,28 cm^2 \approx 1\emptyset 12mm@20cm (5,65cm^2)$$

- Determinación de momentos superiores

Por cuestiones de equilibrio, los momentos que se generan en la base de las paredes por acción del agua se transmiten a la losa de fondo como momentos negativos, éstos nos proporcionan la armadura superior de la losa de fondo (Figura 96).

$$M_u = 1,5 * 75553,33 kg * cm = 113330kg.cm$$

$$d = 16cm; \quad b = 100cm; \quad \rho = 0,0011877 < \rho \text{ mín}$$

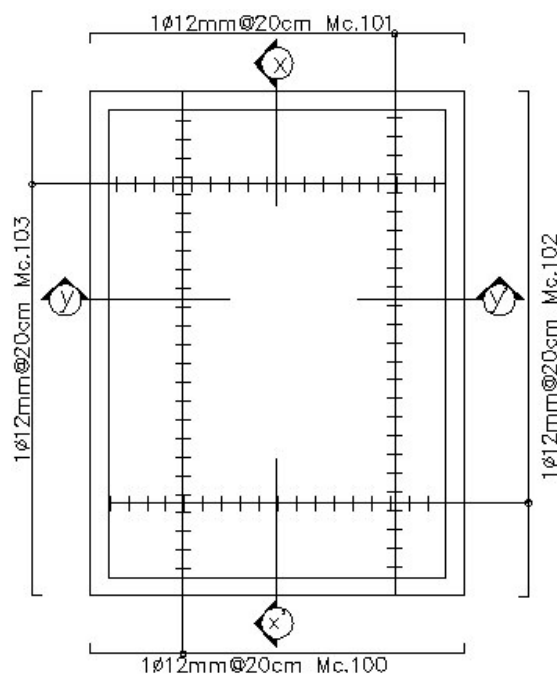


Figura 96 Armado final de la losa de fondo

- Diseño losa de cubierta

Para el diseño de la losa de cubierta se debe determinar las cargas actuantes permanentes y temporales a las que la losa va a estar expuesta, éste análisis ya se lo realizó anteriormente para la determinación de momentos de la losa de fondo y se lo presenta a continuación para el diseño de la cubierta.

$$\text{Peso propio losa cubierta} = 0.16\text{m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 1\text{m} * 1\text{m} = 384 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Acabados} = 120 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Peso por carga muerta

$$P_{CM} = 504 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Peso por carga viva

$$P_{cv} = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Carga de servicio

$$W = 704 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Carga mayorada

$$W_u = 1056 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Para el diseño de la losa de cubierta se utiliza el método de coeficiente de distribución de momentos en dos sentidos, es decir se va a diseñar una losa bidireccional maciza para lo cual se determina que nuestra losa cae sobre el caso 2, como muestra la Figura 97.

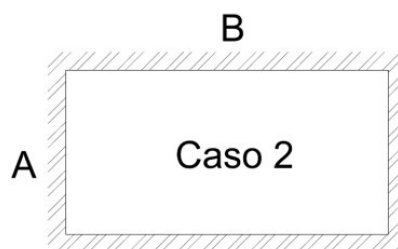


Figura 97: Caso2 del método del ACI

Un borde achurado significa que la losa es continua o está fija en el apoyo, en nuestro caso la tapa de la cisterna estará perfectamente empotrada a lo largo de todas las paredes de la cisterna, esto se logra con técnicas constructivas como el pasar chicotes para que la tapa quede fija sobre las paredes (Figura 98).

$$m = \frac{L \text{ corta}}{L \text{ larga}} = \frac{3.60}{5} = 0,72 \rightarrow W_A = 0.76; W_B = 0,24$$

$$\text{carga en a} = 0,76 * \frac{1056 \text{ kg}}{\text{m}^2} * 1\text{m} = 802.56 \text{ kg/ml}$$

$$\text{carga en b} = 0,24 * \frac{1056 \text{ kg}}{\text{m}^2} * 1\text{m} = 253.44 \frac{\text{kg}}{\text{ml}}$$

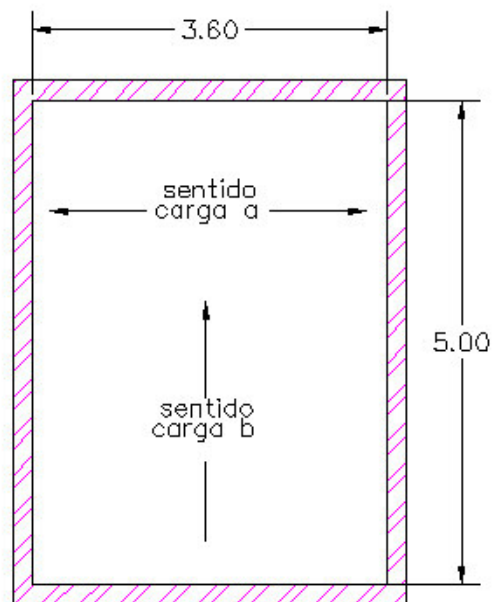
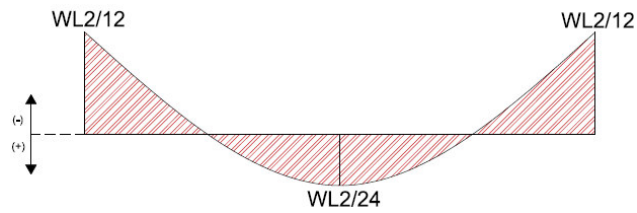


Figura 98 : Sentido de las cargas a y b

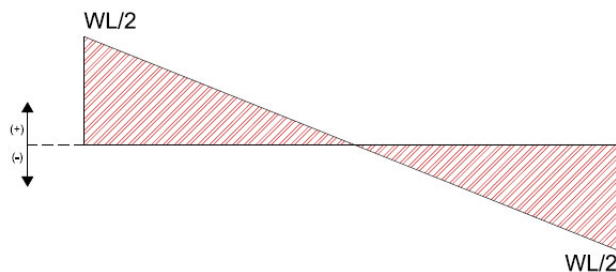
Obtención de momentos y cortantes en el sentido b

$$Wb = 253.44 \frac{\text{kg}}{\text{ml}}$$



$$M(-) = \frac{W * L^2}{12} = \frac{253.44 * 5^2}{12} = 528.00 \text{ kg.m}$$

$$M(+) = \frac{W * L^2}{24} = \frac{253.44 * 5^2}{24} = 264.00 \text{ kg.m}$$



$$V = \frac{W * L}{2} = \frac{253.44 * 5}{2} = 633.60 \text{ kg}$$

- Verificación del cortante

$$h_{min}(\text{maciza}) = 16 \text{ cm}$$

$$v_c = \frac{Vu}{\phi * d * d} = \frac{1,5 * 633.60 \text{ kg}}{0.75 * 100 \text{ cm} * 13 \text{ cm}} = 0.975 \text{ kg/cm}^2 < v_p = 7,68 \text{ kg/cm}^2$$

→ ok

- Diseño a flexión

$$Mu(-) = 1,5 * 0.528 \text{ T.m} = 0.792 \text{ Tm}$$

$$d = 13 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad \rho = 0,00125 < \rho \text{ mín}$$

$$As = 0,0033 * 13 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 4.29 \text{ cm}^2 \approx 1\phi 12 \text{ mm} @ 25 \text{ cm} (4,52 \text{ cm}^2)$$

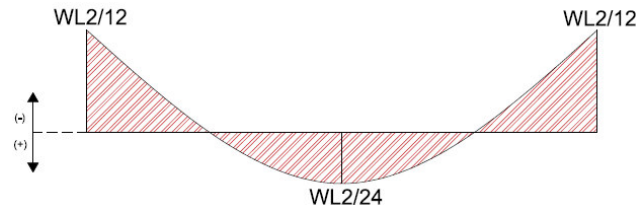
$$Mu(+) = 1,5 * 0.264 \text{ T.m} = 0.396 \text{ Tm}$$

$$d = 13 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad \rho = 0,0006 < \rho \text{ mín}$$

$$As = 0,0033 * 13 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 4.29 \text{ cm}^2 \approx 1\phi 12 \text{ mm} @ 25 \text{ cm} (4,52 \text{ cm}^2)$$

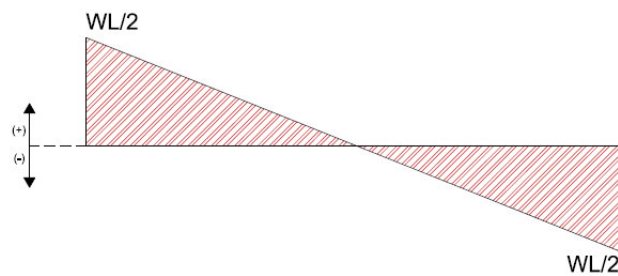
- Obtención de momentos y cortantes en el sentido a

$$W_a = 802.56 \text{ kg/ml}$$



$$M(-) = \frac{W * L^2}{12} = \frac{802.56 * 3.60^2}{12} = 866.76 \text{ kg.m}$$

$$M(+) = \frac{W * L^2}{24} = \frac{802.56 * 3.60^2}{24} = 433.38 \text{ kg.m}$$



$$V = \frac{W * L}{2} = \frac{802.56 * 3.6}{2} = 1444.61 \text{ kg}$$

- Verificación del cortante

$$h_{min}(\text{maciza}) = 16 \text{ cm}$$

$$v_c = \frac{Vu}{\phi * d * d} = \frac{1.5 * 1444.61 \text{ kg}}{0.75 * 100 \text{ cm} * 13 \text{ cm}} = 2.22 \text{ kg/cm}^2 < v_p = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

→ ok

- Diseño a flexión

$$M_u(-) = 1.5 * 0.866 \text{ T.m} = 1.30 \text{ Tm}$$

$$d = 13 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad \rho = 0.0025 < \rho \text{ mín}$$

$$A_s = 0.0033 * 13 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 4.29 \text{ cm}^2 \approx 1\emptyset 12 \text{ mm} @ 25 \text{ cm} (4.52 \text{ cm}^2)$$

$$M_u(+) = 1.5 * 0.433 \text{ T.m} = 0.65 \text{ Tm}$$

$$d = 13\text{cm}; \quad b = 100\text{cm}; \quad \rho = 0,0010 < \rho \text{ mín}$$

$$A_s = 0,0033 * 13\text{cm} * 100\text{cm} = 4.29 \text{ cm}^2 \approx 1\emptyset 12\text{mm}@25\text{cm} (4,52 \text{ cm}^2)$$

En las Figuras 99, 100, 101 y 102 se muestran el armado final de la cisterna y detalles importantes en el proceso constructivo

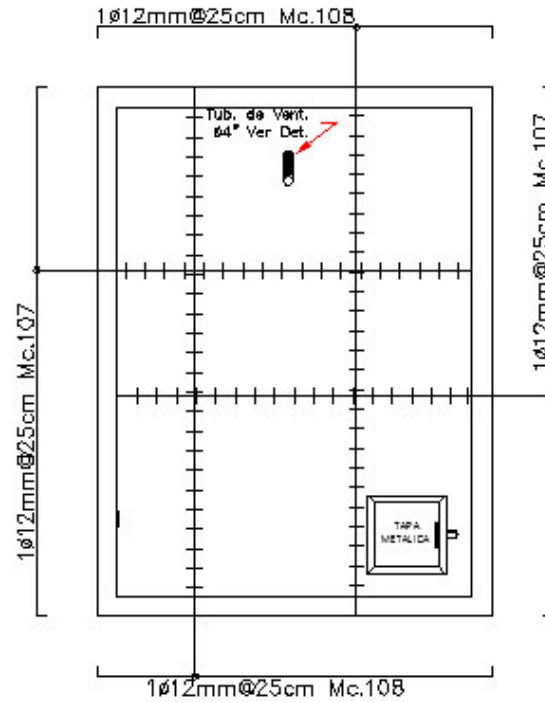


Figura 99: Armado de la losa de cubierta

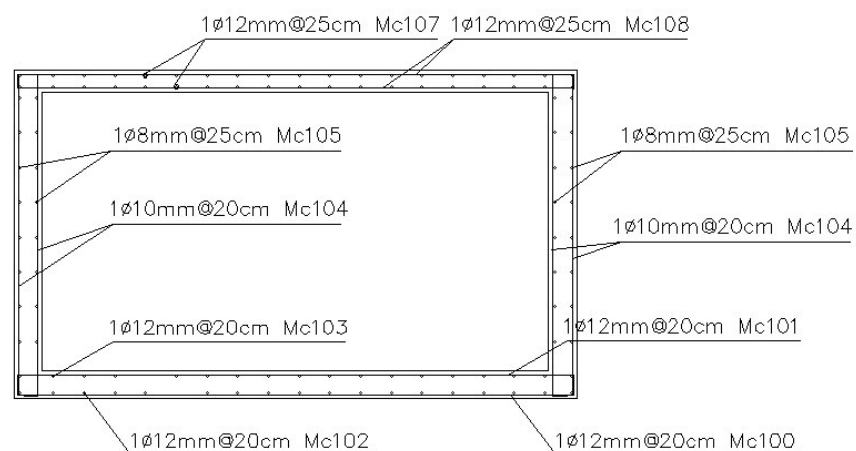


Figura 100: Corte longitudinal, armado de paredes, losa de fondo y losa de cubierta

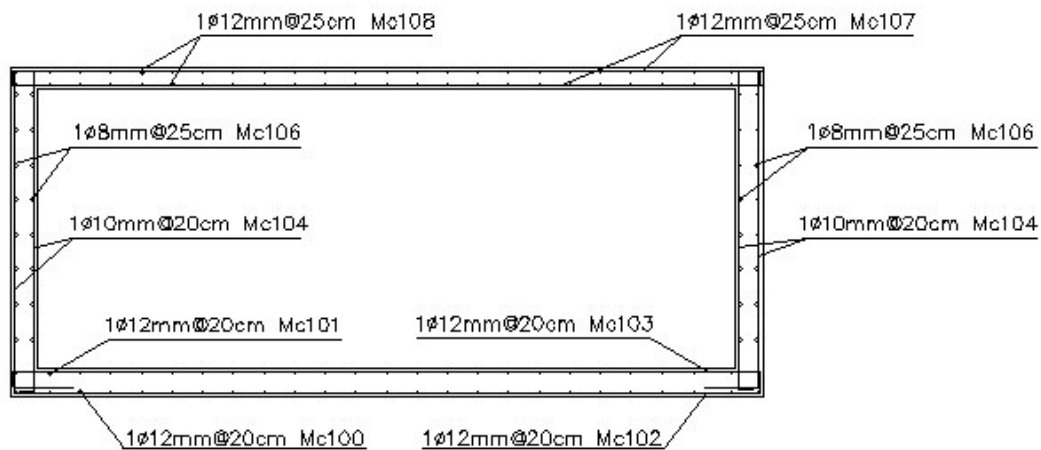


Figura 101: Corte transversal, armado de paredes, losa de fondo y losa de cubierta

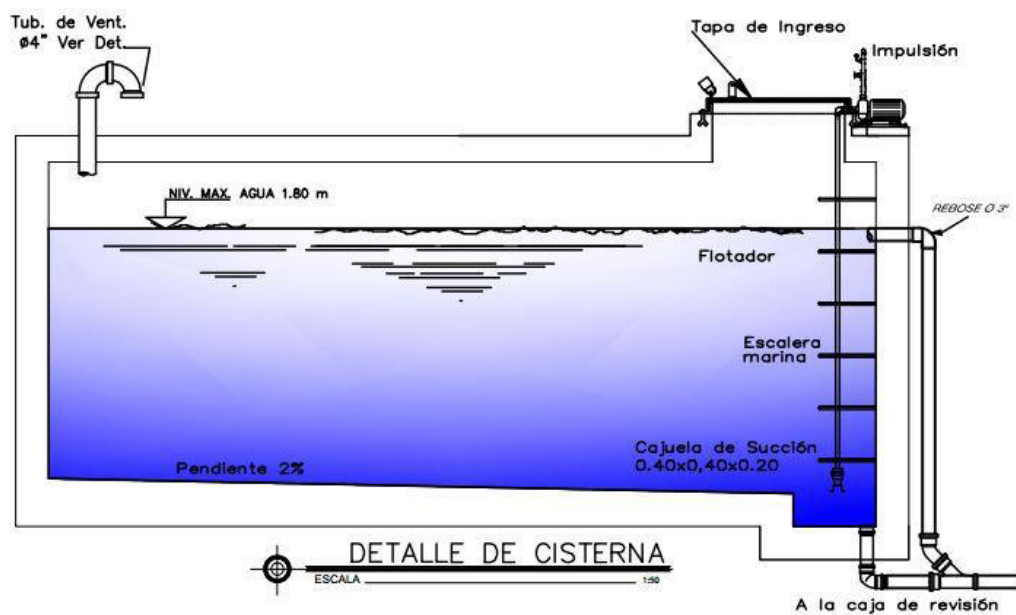


Figura 102: Detalles generales de la cisterna

5.2. Tanque de reserva

Depósito elevado que permite almacenar una cantidad de agua recibida por parte de la bomba, a fin de que después se distribuya por gravedad al sistema de distribución.

5.2.1. Calculo estructural del tanque de reserva.

Se procedió a resolver la estructura en un programa estructural computacional, donde es posible considerar parámetros en el diseño es la influencia de la presión del agua. Se consideró los siguientes datos para proceder a realizar el cálculo (Figura 103).

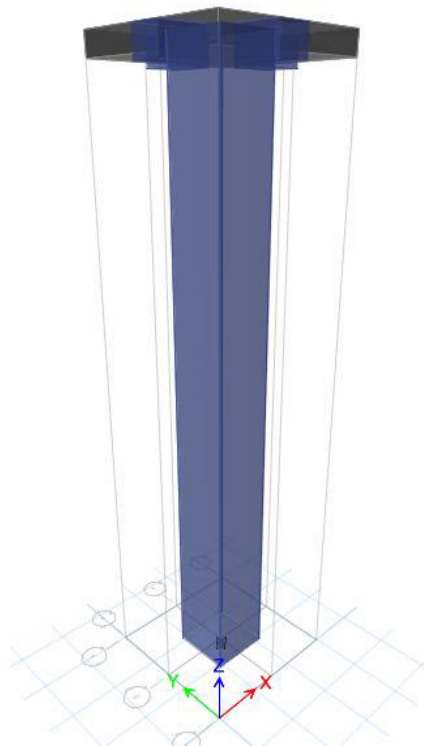


Figura 103: Modelamiento de la estructura.

- Datos de diseño:

Materiales:

Concreto : $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Acero: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Dimensión columna:

$b = 0.50 \text{ m}$

$h = 0.50 \text{ m}$

Para el diseño se consideran los resultados que se obtuvo del programa computacional tras el modelado, los cuales se muestran en la Figura 104 y 105.

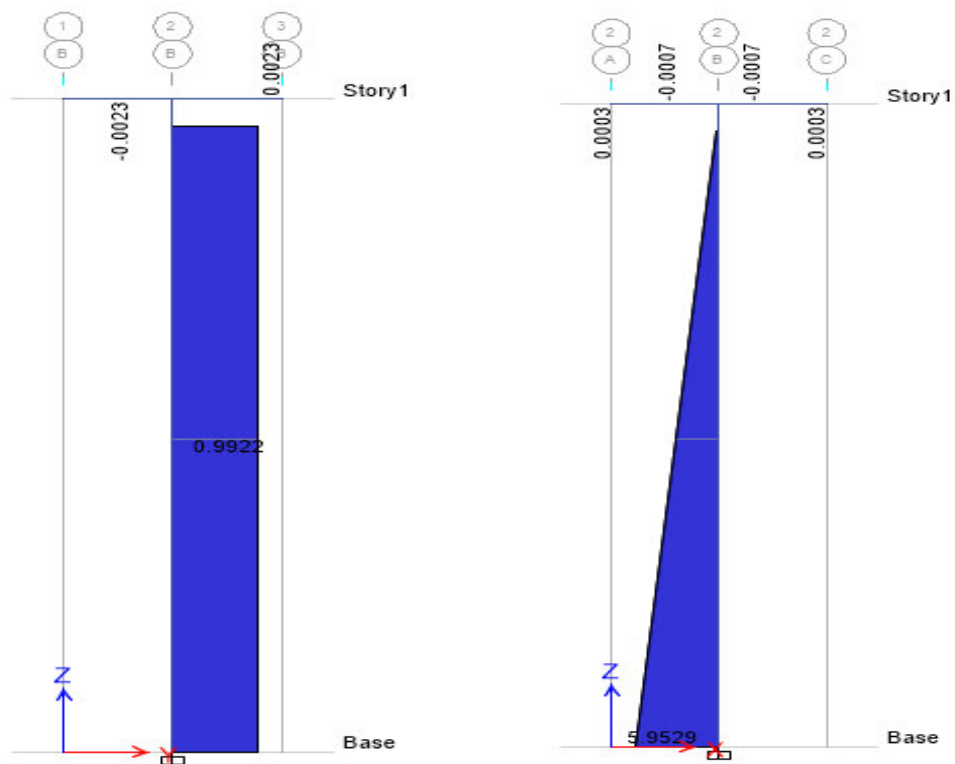


Figura 104: Diagramas de cortante y momento de la estructura

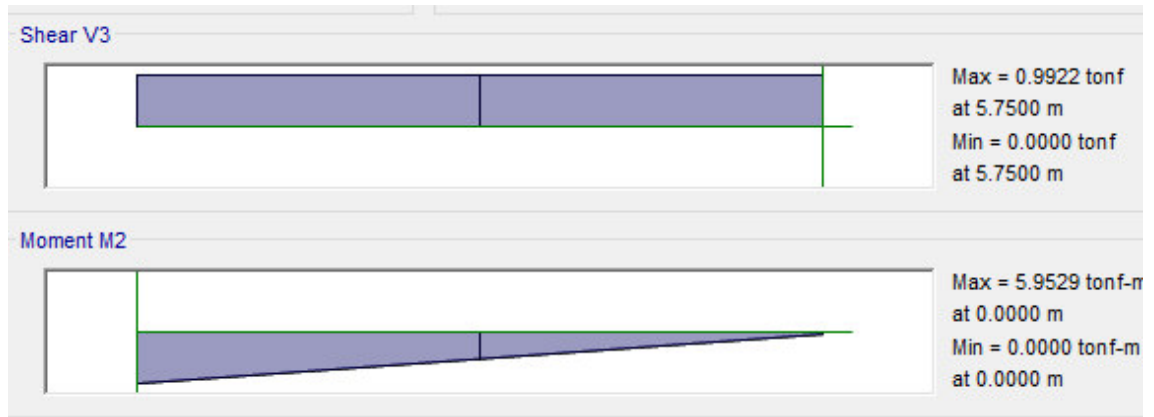


Figura 105: Diagramas de cortante y momento de la columna

5.2.1.1. Diseño de columnas

Para el diseño de columnas el primer parámetro que se debe considerar es su esbeltez, para su verificación se debe considerar que la estructura es no arriostrada, puesto que no posee ningún tipo de arrostramiento como diagonales o anclajes. Para poder comprobar si la columna tendrá problemas de esbeltez se debe chequear la siguiente expresión:

$$Esbeltez = \frac{k * Lu}{r}$$

$$Esbeltez < 22$$

Si esta relación no cumple, la solución más empleada es el método de amplificación de momentos para poder aumentar el tamaño del momento aplicado, y diseñar en base a ese momento. Se tomará el mayor armado que se obtenga en cualquiera de los dos sentidos.

Factor de pandeo “k”. El Instituto Americano de Concreto por sus siglas en ingles ACI, propone los valores para el factor de pandeo K, la cual se presenta en la Figura 106.

La forma de pandeo se indica en línea de puntos	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valores teóricos de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0

Figura 106: Valores de k para columnas

Como se plantea el modelo matemático del tanque, se rige al caso “e” de la Figura 102, por lo que se toma un valor de $k=2$.

Cuando no se tiene columnas aisladas como en el caso ideal del tanque, se determinan los valores de “k” a partir de los nomogramas, en los cuales se ingresan con los valores aproximados en función de:

$$\Psi_A = \frac{\sum \text{rigideces de la columna}}{\sum \text{rigideces de la viga}} = \frac{\sum K_{col}}{\sum K_{viga}} \text{ (que concurren al nudo A)}$$

$$\Psi_B = \frac{\sum \text{rigideces de la columna}}{\sum \text{rigideces de la viga}} = \frac{\sum K_{col}}{\sum K_{viga}} \text{ (que concurren al nudo B)}$$

Las rigideces tanto de columnas como de vigas se determinan con las siguientes expresiones

$$K_{col} = \frac{EI_{col}}{L_{col}} ; \quad K_{viga} = \frac{EI_{viga}}{L_{viga}}$$

El ACI propone las expresiones para determinar el producto $E \cdot I$ en vigas y columnas, que son las siguientes:

$$EI_{col} = \frac{0.8 * E_c * I_g}{1 + \beta d}$$

$$EI_{viga} = \frac{0.50 * E_c * I_g}{1 + \beta d}$$

Dónde:

$$\beta d = \frac{Mu_{CM}}{Mu_{total}}$$

El radio de giro “r” se toma el siguiente valor aproximado:

$$r \approx 0.3 * H$$

Donde H es la altura de la columna en el sentido de análisis

La dimensión de la columna propuesta es de 60x60 cm, se verifica la esbeltez para dicha columna.

$$Esbeltez = \frac{k * Lu}{r} = \frac{2 * 600 \text{ cm}}{0.3 * 50 \text{ cm}} = 80$$

$$80 > 22$$

Se observa que el valor de 66.67 es mayor que el valor 22 (límite de la esbeltez), es decir, existe problemas de esbeltez, por lo que se debe mayorar los momentos en la columna.

La relación de esbeltez excede los límites de columnas cortas, el elemento a compresión se pandeará antes de alcanzar el estado límite de la falla del material, por lo tanto las columnas esbeltas tiene una capacidad resistente a flexo compresión menor que las columnas cortas, por lo tanto se debe tomar en cuenta lo mencionado anteriormente y mayorar los momentos flectores a fin de enfrentar el problema de pandeo.

5.2.1.1.1. Mayoración de momentos

Es un método aproximado basado en análisis estructural de primer orden, es decir, sobre la estructura sin deformar y la ecuación de Euler.

En caso de comprobarse que exista problema de esbeltez en la columna, se deberá incrementar los momentos siguiendo el método antes señalado, tal que:

$$M_c = \delta b * M_{2b} + \delta s * M_{2s}$$

Donde

- M_c : el valor del momento amplificado
- M_{2b} : Momento flector ultimo por cargas que no producen desplazamiento transversal (momento por carga vertical)
- M_{2s} : Momento ultimo provocado por las cargas que causan desplazamiento transversal (momento de sismo o viento)
- Los valores de “ δb ” y “ δs ”, son los amplificadores de momentos y se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$\delta b = \frac{cm}{1 - \frac{Pu}{0.75 Pcr}} ; cm = 1, \text{ solo si es una columna no arriostrada}$$

$$\delta s = \frac{1}{1 - Q} \text{ ó } \frac{1}{1 - \frac{\sum Pu}{0.75 \sum Pcr}}$$

$$Pcr = \frac{\pi^2 \times EI \text{ col}}{(k \times Lu)^2}$$

Dónde:

- P_u : carga axial ultima que actúa sobre la columna analizada
- P_{cr} : carga critica de Euler o pandeo, es la carga que da inicio a la inestabilidad por pandeo de un elemento estructural.
- E : módulo de elasticidad del hormigón
- Coeficiente de longitud de pandeo
- L_u : longitud libre del elemento

Procedimiento de cálculo

$$EI \text{ col} = \frac{0.8 * E_c * I_g}{1 + \beta d}$$

$$I_g = \frac{50 \times 50^3}{12} = 520833.33 \text{ cm}^4$$

$$EI \text{ col} = \frac{0.8 * 215000 * 520833.33}{1} = 8.958 \times 10^{10} \text{ kg cm}^2$$

$$P_{cr1} = \frac{\pi^2 * 8.958 \times 10^{10} \text{ kg.cm}^2}{(2 * 600 \text{ cm})^2} = 615822.19 \text{ kg} = 615.82 \text{ T}$$

Cálculo de δb

$$\delta b = \frac{1}{1 - \frac{12.38 \text{ T}}{0.75 * 615.82 \text{ T}}} = \mathbf{1.03}$$

Cálculo de δs

Para el cálculo del factor de mayoración se realiza con la sumatoria total de cargas que aportan en la estructura, al tener una sola columna el factor será el mismo que δb

$$\delta s = \frac{1}{1 - \frac{12.38 \text{ T}}{0.75 * 405.27 \text{ T}}} = \mathbf{1.03}$$

Cálculo de Momento Amplificado

$$M_c = \delta b * M_{2b} + \delta s * M_{2s}$$

$$M_c = 1.03 * 5.98 = 6.16 \text{ T} * m$$

Se diseña la columna por flexo compresión biaxial, la mayor parte de los elementos estructurales sometidos a compresión también están solicitados por momentos flectores, por lo que en su diseño debe tomarse en consideración la presencia simultánea de los dos tipos de acciones. En zonas sísmicas, como las existentes en Ecuador, el efecto flexionante usualmente domina el diseño con relación a las solicitaciones axiales por lo que, a pesar de que los momentos por cargas gravitacionales sean importantes, se suelen escoger columnas con armadura simétrica, dada la reversibilidad de los sismos. (Figura 107), (Romo, Temas de hormigón armado, 2008)

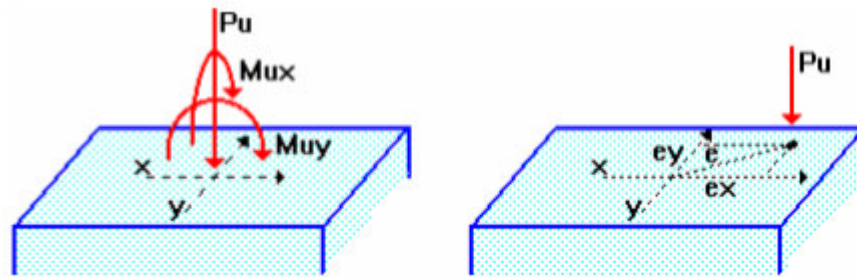


Figura 107: Flexo compresión biaxial en columnas (Romo, Temas de hormigón armado, 2008)

Una vez mayorados los momentos en los dos sentidos, se tiene los valores para el cálculo de las armaduras longitudinal y transversal.

$$\begin{aligned} P_u &= 12.38 \text{ T} \\ M_{ux} &= 6.16 \text{ Tm} \\ M_{uy} &= 6.16 \text{ Tm} \end{aligned}$$

Se calcula el factor de dimensión del núcleo de la columna

$$g = \frac{50}{60} = 0.83$$

Se calcula el momento flector resultante, el cual se obtiene sumando vectorialmente los momentos flectores en las dos direcciones.

$$M_u = \sqrt{M_{ux}^2 + M_{uy}^2}$$

$$M_u = \sqrt{6.16^2 + 6.16^2} = 8.71 \text{ Tm}$$

Se calcula el ángulo que forman los momentos flectores

$$\tan(\theta) = \frac{M_{ux}}{M_{uy}} = 1$$

$$\theta = 45^\circ$$

Con la carga axial última y el momento flector último se determina los valores de x y y , para así ingresar a las curvas de interacción propuestas por Romo (2008).

$$x = \frac{M_u}{f'_c \times b^{3/2} \times t^{3/2}} = \frac{871155.55 \text{ kg.cm}}{(210 \text{ kg/cm}^2) \times (60 \text{ cm})^{3/2} \times (60 \text{ cm})^{3/2}} = 0.02$$

$$y = \frac{Pu}{f'c \times b \times t} = \frac{12380 \text{ kg}}{210 \times 60 \times 60} = 0.016$$

Se escoge el diagrama # 3 de los diagramas de interacción de columnas rectangulares – flexión diagonal presentados por Romo (2008) en su trabajo de investigación y se obtiene el resultado de la cuantía necesario (Figura 108).

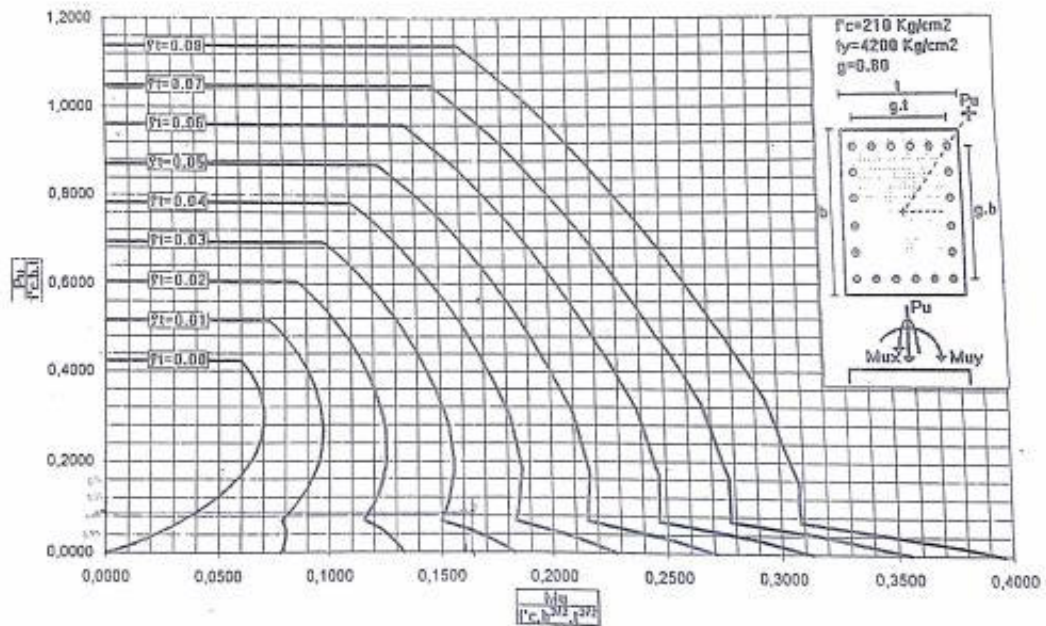


Figura 108 Diagrama de interacción de columnas rectangulares – flexión diagonal

Fuente: (Romo, Temas de hormigón armado, 2008)

Por lo que se toma el valor de $\rho=0.01$

$$Ast = \rho * b * h$$

$$Ast = 0.01 * 50 * 50 = 25 \text{ cm}^2 \rightarrow 16 \text{ } \phi 14\text{mm}(25 \text{ cm}^2) \text{ (Figura 109)}$$

La armadura transversal se diseña únicamente haciendo el análisis por confinamiento, se considera para el armado transversal el diámetro mínimo permitido por las normas de 10 mm.

Se toma como diseño el mayor valor entre:

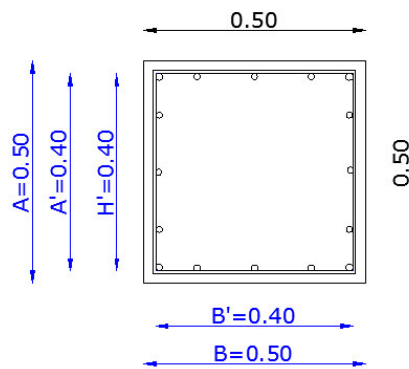
$$A_{sh} = \frac{0.30 * s * h' * f_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad \text{ó} \quad A_{sh} = \frac{0.09 * s * h' * f_c}{f_y}$$

El espaciamiento se define con la ecuación propuesta por el ACI

$$S = [6 \text{ diametro de la varilla más delgada, o } 10 \text{ cm}]$$

$$S = [6 \times 1.4 = 8.4, \text{ o } 10 \text{ cm}]$$

Se toma un espaciamiento de estribos de 8 centímetros.



$$h' = 40 \text{ cm}$$

$$A_g = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = \frac{0.30 * s * h' * f_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$$

$$A_{shx} = \frac{0.30 * 10 \text{ cm} * 40 \text{ cm} * 210}{4200} \left(\frac{2500}{1600} - 1 \right) = 3.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = \frac{0.09 * s * h' * f_c}{f_y}$$

$$A_{shx} = \frac{0.09 * 10 \text{ cm} * 40 \text{ cm} * 210}{4200} = 1.8 \text{ cm}^2$$

El armado resultaría $\rightarrow 4 \text{ } \varnothing 10\text{mm}$

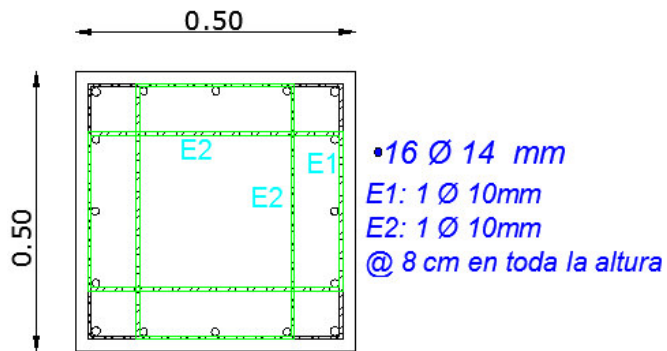


Figura 109 Armado final de la columna de soporte

5.2.1.2. Cimentación

Para el diseño de la cimentación de la estructura, se tomó en consideración las cargas y momento actuantes sobre la misma. En la Figura 110 se presenta un esquema del plinto que se requiere diseñar

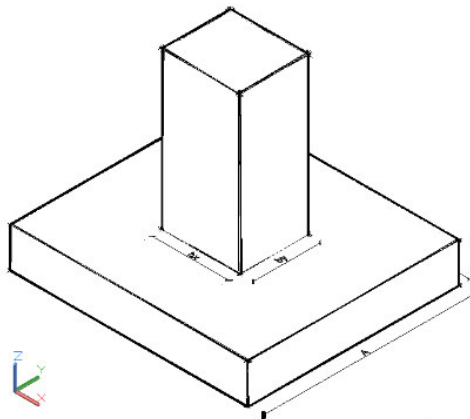


Figura 110 Esquema del plinto

Se procede a utilizar los valores calculados anterior, que está actuando sobre la columna y que serán transmitidas a la zapata, para el diseño de la misma y obtener el valor de la altura de la zapata, y armadura longitudinal como transversal.

$$\begin{aligned}
 Pu &= 12.38 T \\
 Mux &= 6.16 T - m \\
 Muy &= 6.16 T - m
 \end{aligned}$$

Calculo de excentricidades

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{M}{P} \\
 e &= \frac{6.16 Tm}{12.38 T} = 0.50 m
 \end{aligned}$$

Área del plinto

$$A^F = \frac{12.38 \times 1.20 T}{10 T/m^2} = 1.50 m^2$$

$$A^F = 1.30 m \times 1.30 m$$

Área del plinto adoptado

$$A^F = 1.30 m \times 1.30 m = 1.70 m^2$$

La excentricidad es mayor que ($L/6$)

$$e > \frac{L}{6}$$

Se presenta cuando los momentos y por tanto las excentricidades son muy grandes, se presenta en estructuras tipo péndulo invertido, como tanques de agua sobre columnas, silos, etc. Como se presenta en la Figura 111. (Zuñiga, 2015)

En este caso debe cumplirse dos condiciones:

- La línea de acción resultante de la reacción del suelo debe coincidir con la línea de acción de la cara excéntrica de la columna de manera que no se presente un momento resultante generado por la excentricidad.
- La presión resultante del suelo debe ser igual a la carga proveniente de la columna para garantizar el equilibrio de las fuerzas verticales. (Zuñiga, 2015)

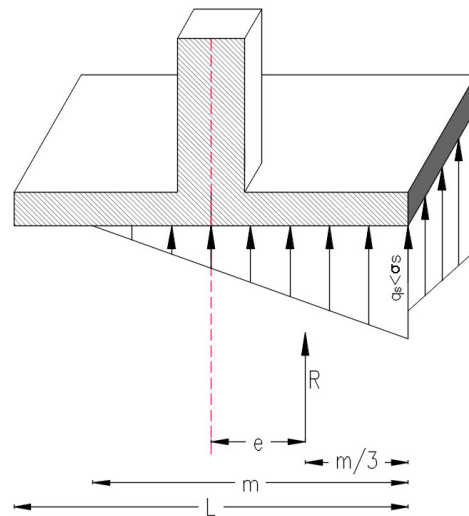


Figura 111 Esfuerzos producidos en el plinto
Fuente: (Zuñiga, 2015)

El suelo no soporta tracciones, por lo tanto no dibujamos el esfuerzo negativo, en este caso la resultante siempre estará ubicada a una distancia.

$$q_{s_{1,2}} = \frac{P}{A^F} \pm \frac{6M}{BL^2}$$

$$q_{s_1} = \frac{12.38}{1.70} + \frac{6 \times 6.16}{1.30 \times 1.30^2} = 24.105 > \sigma_s = 10 \frac{T}{m^2}$$

$$q_{s_2} = \frac{12.38}{1.70} - \frac{6 \times 6.16}{1.30 \times 1.30^2} = -9.54 > \sigma_s$$

Es esfuerzo calculado debe ser menor que el esfuerzo admisible del suelo por lo que se opta por cambiar las dimensiones del plinto.

Nueva área del plinto adoptado

$$A^F = 2.00 \text{ m} \times 2.00 \text{ m} = 4.00 \text{ m}^2$$

Se calcula los esfuerzos con las nuevas dimensiones del plinto

$$q_{s_1} = \frac{12.38}{4.00} + \frac{6 \times 6.16}{2.00 \times 2.00^2} = 7.72 < \sigma_s = 10 \frac{T}{m^2}$$

$$q_{s_2} = \frac{12.38}{4.00} - \frac{6 \times 6.16}{2.00 \times 2.00^2} = -1.50$$

La Figura 111, muestra la repartición de lo esfuerzo en el plinto, donde se puede apreciar la dimensión m , la excentricidad y los valores de los esfuerzos los cuales se calculan a continuación.

$$R = 12.38 T$$

$$R = \frac{1}{2} \times q_s \times m \times B$$

$$e = \frac{L}{2} - \frac{m}{3} \rightarrow m = 3 \left(\frac{L}{2} - e \right) = 3(1 - 0.5) = 1.5 m$$

Donde q_s es el valor real del esfuerzo del suelo, al despreciar el esfuerzo negativo

$$q_s = \frac{2R}{m \times B} = \frac{2 \times 12.38 T}{1.5 m \times 2m} = 8.253 \frac{T}{m^2}$$

5.2.1.2.1. Chequeo al corte

La distribución de esfuerzos cortantes se presenta en la Figura 112.

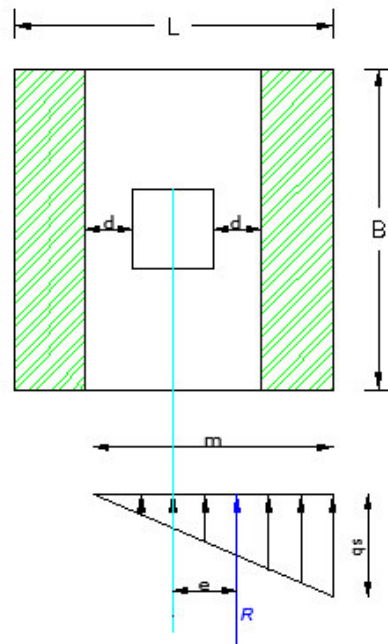


Figura 112 Distribución de esfuerzo del suelo y área de cortante.

Para el cálculo del espesor del plinto, se debe realizar de manera iterativa hasta que cumpla con el cortante, por lo que se impone una altura h .

$$h = 0.20m$$

$$d = 0.13m$$

Se realiza la primera iteración de h , para la cual se debe calcular el esfuerzo del suelo en el margen izquierdo del cortante.

$$\frac{qsi}{m - \left(\frac{L}{2} - d - 0.25\right)} = \frac{qs}{m}$$

$$\begin{aligned} qsi &= \frac{qs}{m} \times \left(m - \frac{L}{2} - d - 0.25\right) = \frac{8.25}{1.50} \times \left(1.5 - \left(\frac{2.0}{2} - 0.13 - 0.25\right)\right) \\ &= 4.84 \frac{T}{m^2} \end{aligned}$$

El cortante actuante se calcula con la siguiente expresión.

$$Vu = \frac{qs + qsi}{2} \times \left(\frac{L}{2} - d - 0.25\right) \times B$$

$$Vu = \frac{8.25 + 4.84}{2} \times \left(\frac{2}{2} - 0.13 - 0.25\right) \times 2 = 8.12 T$$

Chequeo del esfuerzo cortante

$$v_u = \frac{Vu}{\phi \cdot b \cdot d}$$

$$v_u = \frac{8.12 \times 10^3 kg}{0.85 \times 200 \times 13} = 3.67 \frac{kg}{cm^2}$$

Esfuerzo permisible del hormigón

$$V_p = 0.53 \sqrt{f_c} = 7.68 \frac{kg}{cm^2}$$

Se nota que el esfuerzo actuante es menor que el esfuerzo permisible, por lo que se acepta la altura del plinto

5.2.1.2.2. Chequeo de punzonamiento.

Se calcula en la sección crítica, la cual es una franja perimetral a una distancia $d/2$ medida desde la cara de la columna como muestra la Figura 113 a acción del cortante bidireccional en el plinto

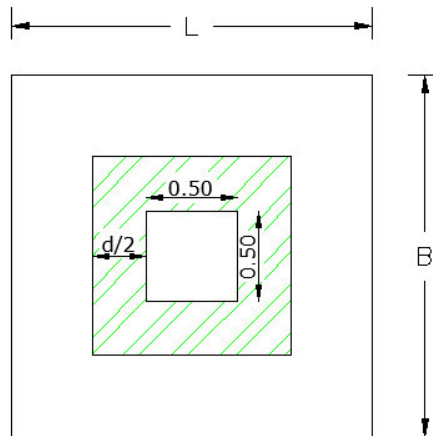


Figura 113 Cortante bidireccional en el plinto

Área de punzonamiento

$$v_u = \frac{V_u}{\phi \cdot b_o \cdot d}$$

$$\phi = 0.85$$

$$b_o = 2[(C_1 + d) + (C_2 + d)]$$

$$b_o = 2[(0.5 + 0.13) + (0.5 + 0.13)] = 2.52 \text{ m}$$

El cortante actuante se calcula con la siguiente expresión.

$$V_u = q_{s_u}(A_T - A_{\text{Punzonamiento}})$$

$$V_u = \frac{qs1 + qs2}{2} \times (A_T - A_{\text{Punzonamiento}})$$

$$V_u = \frac{8.25}{2} \times (2^2 - 0.63^2) = 15 \text{ T}$$

Chequeo del esfuerzo cortante

$$v_u = \frac{V_u}{\phi \cdot b_o \cdot d}$$

$$v_u = \frac{15 \times 10^3 \text{ kg}}{0.85 \times 252 \times 13} = 5.40 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo permisible del hormigón

$$v_p = 1.06 \sqrt{f_c} = 15.36 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cumple cortante por punzonamiento

5.2.1.2.3. Diseño a flexión.

La sección crítica para determinar momentos flectores que permiten ubicar la armadura se ubican en la cara de la columna como se muestra en la Figura 114.

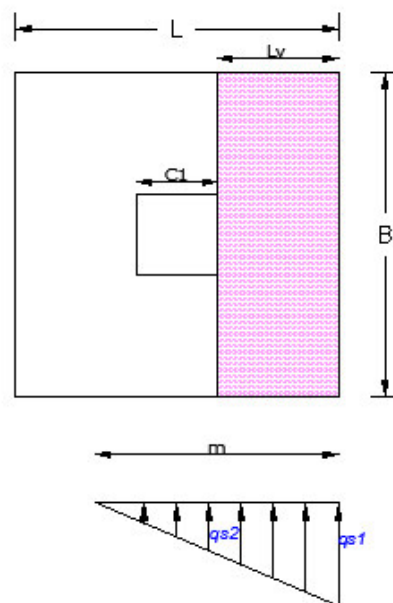


Figura 114 Sección crítica de momentos flectores

Momentos flectores

$$M_u = \frac{Lv^2}{6} (2q_{s1} + q_{s2})B$$

$$M_u = \frac{0.75^2}{6} (2(8.25) + 4.13)(2.00) =$$

$$M_u = 3.87 \text{ Tm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$d = 13 \text{ cm}$$

$$B = 200 \text{ cm}$$

$$\rho = 0.0031$$

$$A_s = 0.0033 \times 200 \times 13 = 8.58 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento

$$\# \text{ Espacios} = \frac{200 \text{ cm} - 14 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} = 9.25 \approx 9$$

$$\# \text{ Varillas} = \# \text{ Espacios} + 1 = 10$$

$$A_s = 8.58 \text{ cm}^2 \rightarrow 10 \phi 12 \text{ mm} \rightarrow 1 \phi 12 \text{ mm} @ 20 \text{ cm}$$

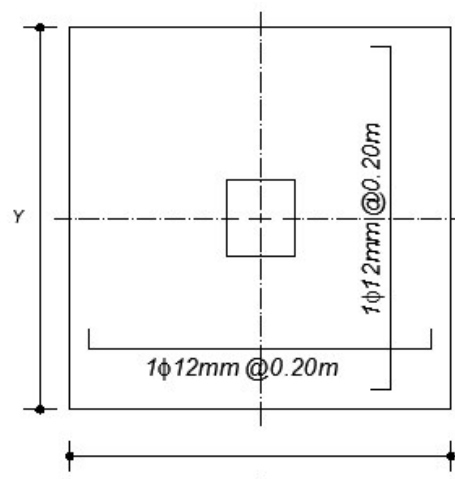


Figura 115 Armado del plinto

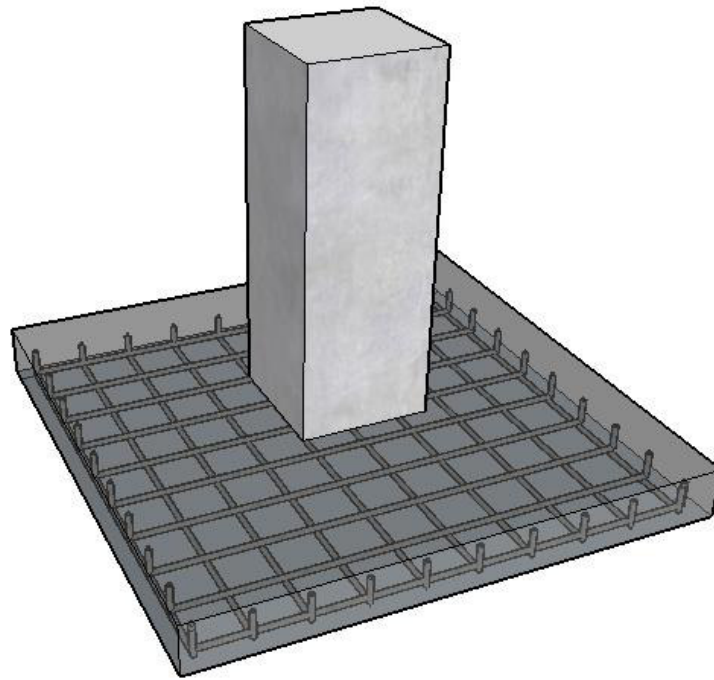


Figura 116 Esquema de armado del plinto

CAPITULO VI

ANÁLISIS DE COSTOS

6.1. Presupuesto referencial

El presupuesto es el valor que se prevé o presupone de un proyecto, para obtenerlo es necesario establecer las actividades que se deben ejecutar, la cuantificación de los materiales que se necesitan para ejecutar la obra y los precios unitarios de los rubros a ejecutar, (Trinidad Torres, 2005).

6.1.1. Presupuesto referencial del sistema SCALL

El presupuesto referencial obtenido contempla todos los materiales, herramientas, mano de obra, maquinaria, etc., necesarios para la construcción del sistema de captación de agua lluvia en la escuela de Galte Laine. Éste sistema SCALL consta básicamente de cinco categorías de obra civil que son: movimiento de tierras, hormigón y acero, desagües de galvalumen y PVC, cerrajería metálica, y sistema de presurización, distribución y purificación. Estas cinco categorías conforman en conjunto la implementación total del sistema de captación diseñado previamente en este trabajo investigativo, bajo consideraciones técnicas y sobretodo acoplándose los requerimientos reales de campo. A continuación, se presenta en la Tabla 98 el presupuesto referencial del proyecto SCALL.

Tabla 98:
Presupuesto del sistema SCALL

PRESUPUESTO REFERENCIAL					
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	PRECIO
			AD	UNITARIO	TOTAL
MOVIMIENTO DE TIERRAS					
1729	EXCAVACIÓN Y DESALOJO A MAQUINA	m3	56	6.66	372.96
HORMIGONES Y ACERO					
1730	HORMIGÓN EN CISTERNA (inc enc)	m3	15.3	166.55	2548.22
303	PLINTOS DE HORMIGÓN H.S 210 Kg/cm2. EQUIPO: CONCRETERA 1 SACO Y VIBRADOR	m3	1	180.96	180.96
336	HORMIGÓN EN COLUMNAS H.S 210 Kg/cm2	m3	2	247.7	495.40
315	HORMIGÓN EN LOSA H.S 210 Kg/cm2	m3	0.6	232.9	139.74
605	MASILLADO + IMPERMEABILIZANTE, SIKA 1 , e=3cm, MORTERO 1:3	m2	75	10.01	750.75
331	ACERO DE REFUERZO	kg	1395	1.91	2664.45
DESAGÜES DE GALVALUMEN Y PVC					
1727	INSTALACIÓN DE CANALETA DE AGUA LLUVIA	m	162.2	10.97	1779.33
1135	BAJANTES DE AGUAS LLUVIAS PVC 110MM.	m	72.8	7.61	554.01
1131	DESAGUE PVC 110 MM	m	82	11.06	906.92
1728	DESAGUE PVC 160mm	m	120	21.6	2592.00
1731	INSTALACIÓN DE TANQUE REGULADOR, PVC, (2000lts)	u	1	433.18	433.18
DISTRIBUCIÓN Y PRESURIZACIÓN					
1732	TUBERÍA PVC 1 1/2" (inc. accesorios)	m	36	9.73	350.28
1111	TUBERIA PVC 1" (inc. accesorios)	m	76	6.58	500.08
1110	TUBERIA PVC 3/4" (inc. accesorios)	m	3	4.42	13.26
1109	TUBERIA PVC 1/2" (inc. accesorios)	m	23	3.14	72.22
1735	INSTALACIÓN DE FILTROS DE PURIFICACION DE AGUA	u	1	143.25	143.25
1734	INSTALACIÓN DEL SISTEMA DE BOMBEO	u	1	200.03	200.03
CERRAJERÍA METÁLICA					
835	PASAMANO METALICO (tubo D=50 y 25 mm; e=1.5mm)	m	6.8	45.54	309.67
1733	INSTALACIÓN DE ESCALERA METÁLICA	m	6	43.18	259.08
819	TAPA DE TOL	u	1	65.17	65.17
				Total USD \$	15330.96
PRECIO TOTAL DE LA OFERTA: QUINCE MIL TRESCIENTOS TREINTA dólares con NOVENTA Y SEIS centavos					

6.1.2. Presupuesto referencial de la construcción e implementación de atrapanieblas tridimensional tipo Warka Wáter

Para la elaboración del presupuesto de la construcción de atrapanieblas tridimensional Warka Wáter se tomó en cuenta los elementos expuestos en el capítulo III de procedimiento para la construcción del atrapanieblas; los cuales básicamente están compuestos por una estructura externa de carrizo, una estructura interna dada por la malla de recolección y la cimentación de 30 centímetros de ancho y 15 centímetros de profundidad en forma circular, con el objetivo de anclar la estructura, el presupuesto se presenta en Tabla 99.

Tabla 99:
Presupuesto del atrapanieblas tridimensional

PRESUPUESTO REFERENCIAL					
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
ESTRUCTURA EXTERNA					
1	ELEMENTOS VERTICALES DE CARRIZO	m	88	0.30	26.40
2	ELEMENTOS DIAGONALES DE CARRIZO	m	176	0.20	35.20
3	ANILLOS DE ACERO DE ¾ DE PULGADA	m	8	15	120.00
4	BRIDAS DE PLASTICO (ABRAZADERAS) 4.8 MMX 140 MM	u	500	0.05	25.00
5	BRIDAS DE PLASTICO (ABRAZADERAS) 9 MMX 430 MM	U	200	0.15	30.00
6	PINTURA ESMALTE	gal	2	17.00	34.00
7	TIÑER	L	4	1.50	6.00
8	TENSORES	m	80	0.50	40.00
ESTRUCTURA INTERNA MALLA					
9	MALLA DE POLIESTER 50% DE SOMBRA	m ²	30	2.00	60.00
10	PIOLA PLASTICA	u	2	2.50	5.00
11	Tanque de reserva de 1100 litros con accesorios	u	1	200.00	200.00
CIMENTACION DE LA ESTRUCTURA Y DADOS DE ANCLAJE					
12	CEMENTO PORLAND	Saco	4	7.04	28.16
13	VARILLAS DE 12 MM X12 METROS	u	2	8.05	16.10
				Total USD \$	625.86
PRECIO TOTAL DE LA OFERTA: SEISCIENTOS Y VEINTICINCO dólares con OCENTA Y SEIS centavos					

6.2. Análisis de precios unitarios

El análisis de precios unitarios hoy en día es una clave fundamental que obviamente más allá de la capacidad técnica que se tenga para ejecutar una obra, permite determinar la factibilidad de ejecución de la misma. Alcanzar una elaboración exitosa del proyecto es una incertidumbre sin tener presente las necesidades de mano de obra, maquinarias y materiales. Son precisamente estos los componentes que se analizan de manera directa y minuciosa en los APU's. (Trinidad Torres, 2005).

Para la elaboración de los precios unitarios, es necesario predefinir las actividades a ejecutarse en el proyecto a las cuales se las denominará en adelante rubros, y a su vez en base a las especificaciones técnicas de los rubros se procede a asignar cantidades y valores de material, maquinaria y mano de obra, (Trinidad Torres, 2005).

El análisis de precios unitarios tiene un alcance más profundo que un simple análisis de los factores que intervienen en cada actividad, porque también involucra y señala la forma de cuantificación lo que facilita los fines de pago.

En el Anexo 5 se muestran los análisis de precios unitarios de los 21 rubros que conforman en su conjunto la ejecución total del proyecto de recolección de aguas lluvias (SCALL), para la escuela de Galte Laime.

6.3. Cronograma valorado y curva de inversión

El cronograma valorado es una aplicación y adaptación del cronograma de barras más conocido como diagrama de Gantt, se lo presenta de manera gráfica sobre dos ejes distribuidos de tal manera que en el vertical se disponen las tareas del proyecto y en el eje horizontal se representa el tiempo en días, semanas, meses o la unidad de tiempo que mejor se acomode al proyecto. Este cronograma se caracteriza por asignar paralelamente los recursos ya sea de manera uniforme o variable, a lo largo del tiempo. Para su elaboración se requirió un conjunto de requisitos tales como: tareas según el orden de ejecución, presupuesto, medición de las actividades en sus unidades correspondientes, rendimiento previsto del equipo de trabajo, duración de cada actividad, (Martinez Montes & Pellicer Almiñana, 2006).

La curva de inversión es una curva que en sus ejes horizontal y vertical reflejan el tiempo de ejecución del proyecto y el porcentaje de recursos empleados sobre el costo total de la obra, respectivamente.

El cronograma valorado y curva de inversión de este proyecto se presenta de una manera combinada de tal manera que resulte amigable su interpretación, el resultado se presenta en el Anexo 5.

CAPITULO VII

RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

7.1. Resultados del sistema SCALL

En lo referente al sistema de captación de aguas lluvias, se tiene como resultado una memoria técnica descriptiva y detallada que se presenta en el desarrollo del Capítulo III y IV, esta memoria técnica contempla el diseño técnico del sistema de captación, conducción, y almacenamiento tanto desde el punto de vista hidráulico como estructural. Además del correspondiente presupuesto referencial tras el análisis y cuantificación de los 21 rubros presentados en el Capítulo V, estos insumos en conjunto con los planos que se presentan como Anexo 2, 3, 4 y 5 representan un aporte técnico a la comunidad de Galte ya que sirven como estudios de factibilidad para la implementación del sistema tras la asignación de recursos por parte de las autoridades para la ejecución del proyecto.

7.2. Resultados del atrapanieblas tridimensional tipo Warka Water

La torre Warka Water obtenida tiene una malla interna de polyester 50% sombra que se estructura de tal manera que adopta una forma de cono truncado, y que va paralelamente a cada uno de los módulos de la estructura principal externa de carrizo, este cono truncado como se muestra en la Figura 117, está tejido con malla plástica de filamento tipo cinta, cuya fibra tiene un ancho aproximado de 2 mm y algunas décimas de milímetros de espesor.

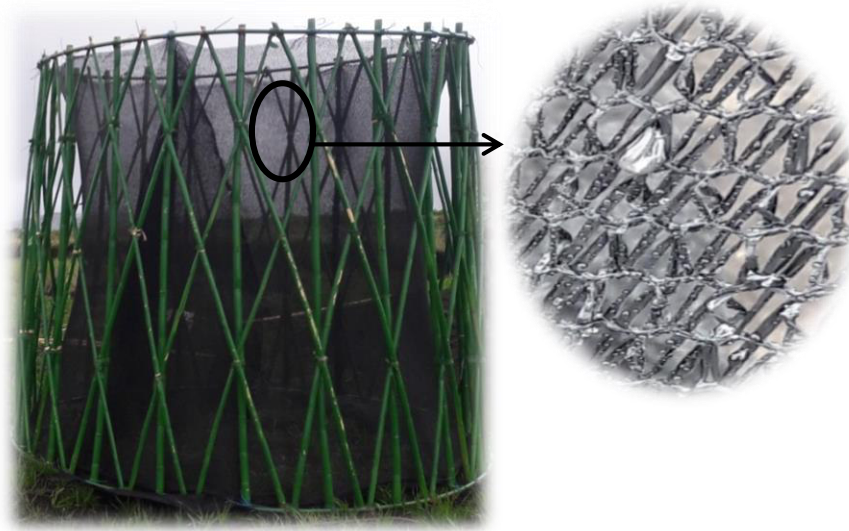


Figura 117: Estructuración de la malla de captación y detalle del proceso de captación

La superficie colocada de malla polyester 50% sombra es variable en función de cada uno de los módulos en las que fue instalada, en la Tabla 98 se muestra las dimensiones de cada uno de los módulo y la cantidad de malla en metros cuadrados que fue colocada correspondientemente, la superficie total de ésta malla ayudará a cuantificar el rendimiento de captación en litros en función del área.

**Tabla 100:
Superficie de malla instalada por módulo**

Módulo 1			
Φ Base inferior (m)	Φ Base Superior (m)	Altura (m)	Superficie (m ²)
2.00	1.70	2.0	≈8.70
Módulo 2			
Φ Base inferior (m)	Φ Base Superior (m)	Altura (m)	Superficie (m ²)
2.3	2.0	2.0	≈10.10
Módulo 3			
Φ Base inferior (m)	Φ Base Superior (m)	Altura (m)	Superficie (m ²)
2.6	2.3	2.0	≈11.54
Total superficie de malla (m²)			30.34

Los valores mostrados en la Tabla 100, fueron hallados de manera aproximada, ya que en su cuantificación lleva inmerso un coeficiente de reducción de superficie por la predisposición de la malla a la deformación frente a las acciones de viento.

A partir del monitoreo de la cantidad de agua recolectada por la torre Urku Yaku, llevado a cabo por comuneros de Galte Yaguachi, se cuantificó los volúmenes diarios en una serie de 10 datos que se muestran en la Tabla 99.

Tabla 101:
Registro de recolección diaria

Fecha de registro (dd/mm/año)	Hora de registro (hh:mm)	Volumen diario (l)
15/02/2017	06:30	20
16/02/2017	06:40	46
17/02/2017	06:35	31
20/02/2017	06:30	67
21/02/2017	06:40	52
22/02/2017	06:35	74
23/02/2017	07:00	80
24/02/2017	06:35	72
27/02/2017	06:30	65
28/02/2017	06:40	70

De la Tabla 101, se obtuvo los valores extremos de la serie de datos, con los cuales se determinó los rendimientos mínimos y máximos de la malla por unidad de superficie como se muestra a continuación.

Días de mayor presencia de neblina

Volumen recolectado \approx 80 litros

Superficie de captación \approx 30.34 m²

$$\text{Rendimiento} = \frac{\text{Volumen captado por día (l)}}{\text{Superficie de captación (l)}}$$

Rendimiento máximo de captación \approx 2.63 l/m²/día

Días de menor presencia de neblina

Volumen recolectado ≈ 20 litros

Superficie de captación $\approx 30.34 \text{ m}^2$

Rendimiento mínimo de captación $\approx 0.65 \text{ l/m}^2/\text{día}$

Lo que indicó, que en los días de mayor presencia de neblina se tiene un rendimiento máximo de $2.63 \text{ l/m}^2/\text{día}$, y en los días de menor presencia de neblina se tiene un rendimiento mínimo de $0.65 \text{ l/m}^2/\text{día}$.

CONCLUSIONES

- Para el relleno hidrológico se utilizó la estación pluviométrica de Totorillas, por su cercanía a la zona del proyecto.
- El relleno de los datos faltantes de precipitaciones máximas en 24 horas se lo realizó con varios métodos en función de su aplicabilidad y su relación con las otras estaciones cercanas.
- Se obtuvo curvas de intensidad, duración y frecuencia con períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años, con un tiempo de concentración de 5 minutos para la curva de 10% se determinó una intensidad de 110.42 mm/h y un caudal de recolección de 4.08 l/s.
- Se constató que el parámetro de turbiedad de la muestra del sistema SCALL cumple con la normativa de agua potable vigente sin recibir un tratamiento primario, y los demás indicadores cumplen con los requisitos establecidos por el Texto Unificado de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente.
- La figura geométrica de la torre en forma de cono truncado y la distribución de los elementos verticales y diagonales forman un tejido altamente capaz de soportar y distribuir el peso propio de la estructura.
- Las acciones laterales o de viento son anuladas gracias a la colocación de cuatro tensores externos que evitan el volteo de la estructura frente a las sollicitaciones laterales externas.
- La figura geométrica del atrapanieblas tridimensional proporciona una mayor área de captación, aumenta el volumen diario de recolección y disminuye el impacto visual que generan los atrapanieblas convencionales bidimensionales.
- En el periodo de registro de captación del Warka Water se obtuvieron rendimientos máximos en los días de mayor presencia de neblina de 2.63 l/m²/día, y en los días de menor presencia de neblina se tiene un rendimiento mínimo de 0.65 l/m²/día.

- La calidad del agua recolectada por el sistema de condensación atmosférica tiene buenos indicadores de los parámetros de calidad.
- La técnica de recolección de agua evita que el líquido entre en contacto con el suelo, por lo tanto, impide la contaminación por presencia de excretas de ganados y animales que viven en el sector.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda que el lavado de la cisterna del sistema SCALL se lo realice al menos una vez al año, de preferencia antes de empezar la época invernal.
- Realizar el mantenimiento de los equipos mecánicos de presurización al menos dos veces al año, conjuntamente con los filtros de purificación del sistema.
- Llevar un control del estado físico del techo para evitar posibles focos de contaminación por oxidación del material de la cubierta.
- Se recomienda realizar mediciones de la densidad de la neblina para correlacionar los datos obtenidos de recolección en función de la densidad.
- Se recomienda llevar un control minucioso en cuanto a la medición de la capacidad de captación de agua del condensador tridimensional tipo Warka Water, y así, sirva de punto de partida para posteriores implementaciones de dicho sistema a los habitantes de la comunidad de Galte Laime, Galte Cooperativa y Galte Yaguachi.

BIBLIOGRAFIA

- Abdulla, F. A., & Al-Shareef, A. (2006). Assesment of rainwater roof harvesting system for household water supply in Jordan. 291-300.
- Aconstructoras. (14 de Agosto de 2016). *aconstructoras.com "Colombia"*.
Obtenido de http://www.aconstructoras.com/product_info.php?products_id=2888
- American Water Works Association. (1968). *Agua su calidad y tratamiento*.
New York: Unión Tipográfica Editorial Hispano-Americana.
- Anaya Garduño, M. (2011). *Captacion de agua lluvia, solución caída del cielo*.
Mexico D.F: Colegio de Posgraduados.
- Anaya, M. (2011). *Captacion de agua lluvia, solución caída del cielo*. Mexico
D.F: Colegio de Posgraduados.
- Aparicio, F. (1999). *Fundamentos de Hidrologia de Superficie*. México:
Limusa.
- Arboleda, J. (1992). *Teoría y Práctica de la Purificación del Agua*.
- Architecture and Vision. (20 de 01 de 2017). *Warka Water*. Obtenido de
<http://www.architectureandvision.com/portfolio/073-warka-water-2012/>
- Arqtist Magazine . (s.f.). *Revista interactiva de arquitectura y arte*. Obtenido de
<http://arqtist.com/proyecto-warka-water-agua-potable-para-etiofia/>
- Asmal Iturralde, D. A., Ocaña Borja, J. L., Perdomo Velásquez, A. A., & Pérez
Casco, J. C. (Julio de 2012). Estudio del modulo de elasticidad estático
del hormigón en base a la resistencia a la compresión ($F'_c=21,28$ Mpa)
fabricado con materiales de la mina de Pintag. Quito, Ecuador:
Universidad Central del Ecuador.
- Ballén, J., Galarza, M., & Ortiz, R. (2006). *Historia de los Sistemas de
Aprovechamiento de Agua Luvia*. 1.

- Ballén, J., Galarza, M., & Ortiz, R. (2016). Historia de los Sistemas de Aprovechamiento de Agua LLuvias. *Seminário Iberoamericano sobre Sistemas de Abastecimento Urbano de Água* (pág. 12). Joao Pessoa, Brasil: SEREA.
- Barry, R., & Chorley, R. (1999). *Atmósfera, tiempo y clima*.
- Bautista Olivas, A. L., Leonardo, J., Salinas, T., Oscar Raul, M. V., Hector, M. F., Carlos, R. A., . . . Mario Alberto, V. P. (2013). Calidad Microbiológica del agua obtenida por condensación de la atmósfera en Tlaxcala, Hidalgo y ciudad de México. *Revista internacional Conta, Ambie*, 167-175.
- Caballero, I. (2013). *Analisis de Homegeneidad de la serie de precipitacion de Guipúzcoa* . España: Agencia estatal de metereologia .
- Camaniero, R. (2010). *Dosificación de Mezclas*. Quito: Universidad Central del Ecuador.
- Campos, C. (1999). Indicadores de contaminación fecal en la reutilización de aguas residuales para riego agrícola. Tesis Doctoral. Facultad de Biología, Universidad de Barcelona .
- Campoverde Matute, S. D., & Muñoz Merchan, D. J. (2015). *Estudio experimental del uso de diferentes aditivos como plastificantes reductores de agua en la elaboración de hormigón y su influencia en la propiedad de resistencia a la compresión*. Cuenca: Facultad de Ingeniería Química Universidad de Cuenca.
- Captacion de agua pluvial*. (20 de Enero de 2017). Obtenido de <http://grisellfernanda.blogspot.com/>
- Carrasco , F. (Abril de 2012). *Aditivos Químicos para Hormigones*. 20. Santa Fe, Colombia: Universidad Tecnologica Nacional.
- Carrera, D. V., Guevara-García, P. V., Tamayo Bacacela, L. C., Balarezo Aguilar, A. L., Narváez Rivera, C. A., & Morocho López, D. R. (2016). Relleno de series anuales de datos meteorológicos mediante métodos

estadísticos en la zona costera e interandina del Ecuador, y cálculo de la precipitación media. *Idesia (Arica)*, 81-90.

Carrera, D., Guevara, P., Tamayo, L., Balarezo, A., Narvaez, C., & Morocho, D. (2016). Relleno de series anuales de datos meteorológicos mediante métodos estadísticos en la zona costera e interandina del Ecuador, y cálculo de la precipitación media. *Idesia (Arica)*, 81-90.

Carrera, D., Robalino, I., Rodríguez, F., Sandoval, W., & Hidalgo, D. (2016). Fetching Water through technology catchers on Peasant Communities in Galte, Guamote, Province of Chimborazo, Ecuador. *ASABE*, 8.

Carrera, D., Robalino, I., Rodríguez, F., Sandoval, W., & Hidalgo, D. (2016). Fetching Water through technology catchers on Peasant Communities in Galte, Guamote, Province of Chimborazo, Ecuador. *ASABE*, 2-8.

Castillo, E., & Beltran, R. (1979). *Precipitaciones máximas en España, estimaciones basadas en métodos estadísticos*. Madrid: ICONA.

Cereceda, P. (2010). Los atrapanieblas tecnología alternativa para el desarrollo rural. *Revista de Medio Ambiente y Desarrollo*, 56.

Cereceda, P., Hernández, P., Leiva, J., & Rivera, J. d. (2014). *Agua de Niebla*. Chile: Impresora La Discusión S. A.

Cereceda, P., Hernández, P., Leiva, J., & Rivera, J. d. (2014). *Agua de Niebla*. Santiago de Chile: Impresora La Discusión S. A.

Chemie, L. (2015). *Certificate of Analysis*. Mumbai: ISO 9001-2008.

Código Ecuatoriano para el diseño de la construcción de obras sanitarias. (1997). *Código Ecuatoriano para el diseño de la construcción de obras sanitarias*. Quito: MIDUVI.

Concreto, T. d. (28 de Junio de 2015). *Tecnología del Concreto*. Obtenido de Tecnología del Concreto: <http://teccto.blogspot.com/2015/06/semana-12.html>

Cortés, E., Marcos, M. A., & Goolsby, J. (2009). BUSCANDO EL ANTÍDOTO NATURAL EN LA LUCHA CONTRA EL CARRIZO GIGANTE. *Cuadernos de biodiversidad*, 1.

Cuadrat, J., & Pita, M. (1997). Climatología. Madrid: Ediciones Catedra .

DINERO, R. (6 de Junio de 2015). *DINERO Revista*. Obtenido de DINERO Revista: <http://www.dinero.com/empresas/articulo/aguas-residuales-convierten-opcion/209303>

Ecofriend. (2011). Water conservation made easy with the fog and dew collectors. *Ecofriend*.

El Comercio. (06 de Febrero de 2017). *10 catadores saborean el agua del Distrito Metropolitano de Quito*. Obtenido de <http://www.elcomercio.com/actualidad/catadores-sabor-agua-quito-plantas.html>

Francesca, E. (16 de Agosto de 2016). *eHow*. Obtenido de http://www.ehowenespanol.com/relacion-area-superficie-velocidad-reaccion-quimica-info_293048/

Franquet, J. (2009). *EL CAUDAL MÍNIMO MEDIOAMBIENTAL DEL TRAMO INFERIOR DEL RÍO EBRO*. Tortosa: UNIVERSIDAD NACIONAL DE EDUCACIÓN A DISTANCIA UNED-Tortosa.

Frigerio, G. (1990). *Informe interno a Pontificia Universidad Católica de Chile "Proyecto Omán"*. Chile: Instituto de Geografica PUC.

Fuente Propia. (14 de Agosto de 2016). Registro Fotografico para Trabajo de Titulación. Quito, Ecuador.

Fuzzi, S., Mandreoli, P., & Peretto, A. (1997). Fog droplets an atmospheric source of secondary biological aerosol particles. *Atmos. Environ.* , 267-290.

GAD Parroquial de Palmira. (2015). *Plan de desarrollo y ordenamiento territorial de la parroquia Palmira*. Palmira: GAD Parroquial de Palmira.

- Galvín, R. M. (2003). *Fisicoquímica y microbiología de los medios acuáticos Tratamiento y control de aguas*. Madrid: Ediciones Díaz de Santos .
- García, M. (2016). *MODELACIÓN Y SIMULACIÓN DE REDES HIDRAULICAS A PRESIÓN MEDIANTE HERRAMIENTAS INFORMATICAS*. Cartagena: Universidad Politecnica de Cartagena.
- Geografía Argentina*. (20 de Enero de 2017). Obtenido de http://3ageografiiahughes.blogspot.com/2014/12/lluvias-orograficas_6.html
- Geografía: Recursos online. (20 de Enero de 2017). *Geografía: Recursos online*. Obtenido de <https://sites.google.com/site/geohistoriaenlaces/climatologia-1/tipo-de-precipitaciones>
- González Sandoval, F. (2004). *Manual de Supervisión de Obras de Concreto*. México: Limusa S.A.
- Guevara, J. (2003). *Métodos de estimación y ajuste de datos climáticos*. Caracas: Universidad Central de Venezuela.
- Gutiérrez, L. (2003). *El concreto y otros materiales para la construcción*. Manizales: Centro de publicaciones Universidad Nacional de Colombia.
- Harpez, E. (2003). *Manual de instalaciones electromecánicas en casas y edificios* . México: LIMUSA.
- Hernández, A. (1998). *Garoe, Iconografía del árbol del agua*. Canarias. Viceconsejería De Cultura Y Deportes.
- Hernández, I. J. (2010). *Tecnología del concreto TOMO 1*. Bogotá: Nomos Impresores.
- Hidalgo, A., Hidalgo, D., Vivero, M., & Carrera, D. (2014). Sistema de recolección de agua por medio de la técnica de atrapanieblas en las comunidades campesinas de Galte, cantón Guamate, provincia de

Chimborazo, Ecuador. *Premios Odebrecht para el Desarrollo Sostenible.*, 82-93.

INAMHI. (2015). *Determinación de ecuaciones para el cálculo de intensidades máximas de precipitación.* Quito: INAMHI.

INEN. (Junio de 2009). Norma Técnica Ecuatoriana. *Determinación de la consistencia normal. Metodo de Vicat.* Quito, Ecuador: INEN.

INEN. (30 de Julio de 2010). Norma Técnica Ecuatoriana. *INEN 857-2010.* Quito, Ecuador.

INEN. (29 de Octubre de 2010). Norma Técnica Ecuatoriana. Quito, Ecuador.

INEN. (2011). Norma Técnica Ecuatoriana. *Áridos, análisis granulométrico en los áridos, fino y grueso.* Quito, Ecuador: INEN.

Instituto Internacional de Recursos Renovables. (2014). *Captación de agua lluvia.* Mexico: Instituto Internacional de Recursos Renovables Editorial.

Instituto Ecuatoriano de Normalización INEN. (2014). *Agua Potable Requisitos.* Quito.

Leal Ascencio, M. T. (2014). Tecnologías convencionales de tratamiento de agua y sus limitaciones. *SOLAR SAFE WATER*, 64-72.

Lind, D., & Marchal, W. (2004). *Estadística para la Administración y Economía* (11 Edición ed.). Colombia: Algaomega.

López, M., Kahn, L., & Kurtis, K. (2005). Curado interno de hormigones de alto desempeño. *Revista Ingeniería de Construcción Vol.20 N°2*, 9.

Martinez Montes, G., & Pellicer Almiñana, E. (2006). *Organización y gestión de proyectos y obras.* Madrid: McGraw-Hill/Interamericana de España, S.A.U.

Martinez, S. (2000). Diseño Hidrológico e Hidráulico del drenaje pluvial de cubiertas de edificaciones. *Investigación y ciencia* , 25-35.

- Materiales, T. d. (17 de Septiembre de 2015). Obtenido de concreto, Instituto Salvadoreño del cemento y del concreto: http://tecnololapa.blogspot.com/2015_09_01_archive.html
- Mechtcherine , V., & Reinhardt, H.-W. (2012). Application of Superabsorbent Polymers (SAP) in Concrete Construction. En F. o. Engineering. Germany: Rilem.
- Mejlhede, J. (2013). Use of Superabsorbent Polymers in Concrete. *Concrete International*, 5.
- Molina, M. (1986). *Estadística aplicada a la Hidrometeorología*. Instituto Nacional de Meteorología .
- Monsalve, G. (2009). *Hidrología en la Ingeniería*. Bogotá: Departamento de Publicaciones Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Morán, W. (1991). Hidrología para estudiantes de ingeniería civil. Lima: CONCYTEC.
- Morán, W. C. (1998). *Hidrología para estudiantes de ingeniería Civil*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Natalia, C. (2010). *Propuesta de un sistema de aprovechamiento de agua lluvia, como alternativa para el ahorro de agua potable, en la Institución Educativa María Auxiliadora de Caldas*". Antioquia: Universidad de Antioquia.
- Norma Técnica Ecuatoriana INEN 1108. (2014). *Agua Potables Requisitos* . Quito: INEN.
- Organización de las Naciones Unidas. (2015). *Naciones Unidas*. Obtenido de <http://www.un.org/sustainabledevelopment/es/objetivos-de-desarrollo-sostenible/>
- Organizacion Meteorológica Mundial. (2011). *Guía de prácticas meteorológicas*.

- Organización Mundial de la Salud. (2008). *Guías para la calidad del agua potable*. Suiza: OMS.
- Ospina Zuñiga, O. E., & Ramírez Arcilla, H. (2014). Evaluación de la calidad del agua lluvia para su aprovechamiento y uso doméstico en Ibagué, Tolima, Colombia. *Ingeniería Ambiental*, 125-128.
- Palacio, N. (2010). Propuesta de un sistema de aprovechamiento de aguas lluvias, como alternativa para el ahorro de agua potable, en la institución educativa María Auxiliadora de Caldas, Antioquia. Medellín, Colombia.
- Park, K., Chhatre, S., Srinivasan, S., Cohen, R. E., & McKinley, G. H. (2013). Optimal Design of Permeable Fiber Network Structures for Fog Harvesting. *Langmuir*, 29, 37p.
- Pérez Carmona, R. (2010). *Instalaciones hidrosanitarias y de gas para edificaciones*. Colombia: Ecoe.
- Prato, N. (Abril de 2007). *Curso Química del Cemento*. Obtenido de ANCAP: <http://www.ancap.com.uy/>
- QUIMINET. (13 de Febrero de 2006). *QUIMINET*. Obtenido de <http://www.quiminet.com/articulos/que-es-la-silica-gel-6215.htm>
- Ramírez Sierra, C. A. (2011). *Calidad del agua*. Medellín: Ediciones de la U.
- Rivera, G. (2013). *Concreto Simple*. Cauca: Universidad del Cauca.
- Rivera, J. (2011). Aerodynamic collection efficiency of fog water collectors. *Atmospheric Research*, 102.
- Romo, M. (2008). *Temas de hormigón armado*. Quito: ESPE.
- Romo, M. (2008). *Temas de Hormigón Armado*. Quito: Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.
- Rosas, I., Salinas, E., Yela, A., Eslava, C., & Cravioto, A. (1997). Escherichia Colo in settled dust and air sample collected in residual environments in Mexico City. *Applied Environ Microbiol*, 63.

- Rotoplas. (2014). Manual de uso de filtro estandar.
- Sánchez de Guzmán, D. (2001). *Tecnología del Concreto y del mortero*. Bogotá: Bhandar Editores Ltda.
- Sánchez, L., & Caicedo, E. (2003). Uso de aguas lluvias en Bocana Buenaventura. *AGUA 2003 Internacional: Usos Múltiples del Agua para la Vida y Desarrollo Sostenible*, 1-9.
- Sandoval, W. (2013). *Principios de la hidráulica 2*. Quito: EDIESPE.
- Schemenauer, R. S., & Cereceda, P. (1994). A proposed standard fog collector for use in high elevation . *Journal of Applied Meteorology*, 33.
- Tallón, P., Magajna, B., Lofranco, C., & Leung, K. (2005). Microbial indicator of faecal contamination in water. *Water Air Soil Poll*, 139-166.
- Taylor, G. (1994). *Materials in Construction*. Londres.
- Texto Unificado Legislación Secundaria, Medio Ambiente. (2015). *Norma de calidad ambiental y de descarga de efluentes: Recurso Agua*. Quito.
- Tobón, J. I., Restrepo Baena , O. J., & Payá Bernabeu, J. J. (2007). Adición de Nanopartículas al cemento Portland. *Dyna*, 15.
- Tobón, J., Restrepo, O., & Payá, J. (2006). Adición de Nanopartículas al cemento portland. *Dyna*, 15.
- Tonus, S. (1984). Geotextiles. *Revista de obras públicas*, 873-879.
- Tonus, S. (1984). Geotextiles. *Revista de Obras Públicas*, 873-879.
- Torres, A., Méndez, S., López, L., Marín, B., Gonzalez, J., Suarez, J., . . . Ruiz, A. (2011). Evaluación preliminar de la calidad de la escorrentia pluvial sobre tejados para su posible aprovechamiento en zonas periurbanas de Bogotá. *U.D.C.A Act & Div. Cient*, 127-135.
- Torres, P. (2016). *Hoja de cálculo para dosificación* . Quito, Ecuador.
- Trinidad Torres, M. A. (2005). *Precios Unitarios*. Tabasco: Universidad Juaréz.

UNIMAQ. (Lunes 15 de Agosto de 2016). *Club UNIMAQ*. Obtenido de <http://www.clubunimaq.com.pe/la-importancia-de-los-aditivos-para-el-concreto/>

Villón, M. (2002). *Hidrología*. Lima: MaxSoft.

Warka Water, Every drop counts. (2016). Obtenido de <http://www.warkawater.org/design>

WARKA WATER, Every drop counts. (2016). Obtenido de <http://www.warkawater.org/design>

Web Ingeniería Civil 21 Sitio. (Febrero de 2011). *Lo último en Ingeniería del siglo XXI*. Obtenido de http://ingenieriacivil21.blogspot.com/2011/02/disenio-de-mezclas-de-hormigon_24.html

Zuñiga, J. (2015). *Apuntes de Cimentaciones*. Sangolqui.

ANEXOS

- **Anexo 1:** Resultados de laboratorio de las muestras analizadas.
- **Anexo 2:** Especificaciones técnicas de la Geotextil de PAVCO
- **Anexo 3:** Plano estructural de cisterna y detalle de equipo de presurización.
- **Anexo 4:** Plano de conducción y desagües del sistema SCALL
- **Anexo 5:** Cronograma valorado, curva de inversión del proyecto y Análisis de precios unitarios.