UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE POR BOMBEO Y EDIFICIO ESCOLAR PARA LA ALDEA LAS VICTORIAS POR LA PAZ DEL MUNICIPIO DE GUANAGAZAPA, DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA

BORIS ALBERTO LINARES JUÁREZ

ASESORADO POR: MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

GUATEMALA, SEPTIEMBRE DE 2004

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE POR BOMBEO Y EDIFICIO ESCOLAR PARA LA ALDEA LAS VICTORIAS POR LA PAZ DEL MUNICIPIO DE GUANAGAZAPA, DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

BORIS ALBERTO LINARES JUÁREZ

ASESORADO POR: MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, SEPTIEMBRE DE 2004

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA

NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO:	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
VOCAL 1:	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL 2:	Lic. Amahan Sánchez Alvarez
VOCAL 3:	Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL 4:	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL 5:	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIO:	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO:	Ing. Herbert René Miranda Barrios
EXAMINADOR:	Ing. Juan Adolfo Echeverría
EXAMINADOR:	Ing. Jack Douglas Ibarra S.
EXAMINADOR:	Inga. Mercedes García de Obregón
SECRETARIA:	Gilda Marina Castellanos de Illescas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE POR BOMBEO Y EDIFICIO ESCOLAR PARA LA ALDEA LAS VICTORIAS POR LA PAZ DEL MUNICIPIO DE GUANAGAZAPA, DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA

Tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 23 de febrero de 2004.

Boris Alberto Linares Juárez

DEDICATORIA

A Dios

A mis padres	Pedro Leonel Linares Brigida Marina Juárez de Linares
A mis hermanos	Dennis, Fabiola, Claudia
A mis sobrinos	Leonelito, Katherine Ivonne, Joshúa, Edu, Gerardo Andrés, Melanie Nicolle
A mi ahijado	César Gudiel
A mis cuñados	Julio, Walter, Bertha
A la familia	Rosales Hernández
Al grupo de teatro	Caldo de Fríjol

A mis amigos en general

AGRADECIMIENTOS

A Dios	Por toda su misericordia y bondad, al permitirme realizarme como profesional.
A la universidad de	San Carlos de Guatemala.
A la facultad de	Ingeniería.
A mis padres	Por su apoyo en todo momento.
A Caritas de Escuintla	Por haberme brindado la oportunidad de realizar mi ejercicio profesional supervisado.
Al ingeniero Manuel A. Arrivillaga Ochaeta	Por su asesoría técnica.
A la familia Batres Estrada	Por su apoyo moral y comprensión.
A mi prima Silvia Gudiel	Por su paciencia y comprensión.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES **IX**

GLOSARIO **XIII**

RESUMEN **XV**

OBJETIVOS **XVII**

INTRODUCCIÓN **XIX**

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía del lugar ……..……. 1

1.1.1 Aspectos históricos……... 1

1.1.1.1 Origen del nombre ……. 1

1.1.2 Aspectos físicos……. 2

1.1.2.1 Extensión territorial……. 2

1.1.2.2 Ubicación geográfica…….. 2

1.1.2.3 Distancia relativa……. 2

1.1.2.4 Colindancias……. 3

1.1.2.5 Población…….. 3

1.1.2.6 Clima....……. 4

1.1.2.7 Actividades económicas…….…….. 4

1.1.3 Características de la infraestructura de la aldea…….. 4

1.1.3.1 Vías de acceso…….. 4

1.1.3.2 Agua potable..……..... 5

1.1.3.3 Tipología de la vivienda……. 5

1.1.3.4 Drenaje…… 5

1.1.3.5 Centros educativos……... 6

1.1.3.6 Centros de salud……..……. 6

1.1.3.7 Disposición de desechos...…….. 6

1.1.4 Análisis general de la comunidad……... 6

1.1.4.1 Pronóstico – prospección……. 6

1.1.4.2 Descripción de las necesidades……..... 7
1.1.4.3 Justificación social……..... 7
1.1.4.4 Justificación económica…… 7
1.1.4.5 Priorización de las necesidades……. 8
1.1.4.6 Evaluación financiera……..…….. 8

2. NORMAS PARA DISEÑO (SISTEMA DE AGUA POTABLE)

2.1 Fuentes de agua ……..…..……. 9
2.1.1 Aforo de las fuentes de agua ……. 10
2.2 Estudio de la calidad del agua y sus normas…….. 11
2.2.1 Examen bacteriológico……..... 15
2.2.2 Examen físico…… 16
2.2.3 Examen químico…… 18
2.2.4 Presentación de la muestra …… 19
2.2.5 Potabilización…… 19
2.3 Estudio del diseño hidráulico…… 20
2.3.1 Periodos de diseño ……..... 21
2.3.2 Crecimiento de población…….. 21
2.3.3 Distribución y densidad de población…….. 25
2.3.4 Dotación de agua …… 25
2.3.5 Factores de consumo …… 26
2.3.5.1 Factor día máximo……. 26
2.3.5.2 Factor hora máximo…… 26
2.3.5.3 Factor de gasto ……. 27
2.3.6 Caudales de diseño …… 27
2.3.6.1 Caudal medio diario…….. 27
2.3.6.2 Caudal máximo diario……..... 28
2.3.6.3 Caudal de bombeo……..... 28
2.3.6.4 Caudal máximo horario……..…… 29

2.3.7 Diseño de tubería…….. 29
2.3.7.1 Tipo de tubería……... 30
2.3.7.2 Diámetro de tubería…… 31
2.3.7.3 Coeficiente de fricción…… 31
2.3.8 Diseño de la línea de conducción…… 31
2.3.8.1 Presiones y velocidades…… 32
2.3.9 Diseño de tubería de impulsión …….. 32
2.3.9.1 Tubería de succión……. 33
2.3.9.2 Tubería de descarga…….. 34
2.3.10 Altura Neta de succión……. 35
2.3.10.1 Altura neta de succión positiva disponible en bombeo horizontal…….. 36
2.3.10.2 Altura neta de succión positiva disponible en bombeo vertical …….. 37
2.3.11 Carga dinámica… ……. 38
2.3.11.1 Carga dinámica total en bombeo horizontal…. 38
2.3.11.2 Carga dinámica total en bombeo vertical…….. 40
2.3.12 Sobre presión por golpe de ariete…… 40
2.3.13 Potencia de la bomba ……... 41
2.3.14 Equipo de bombeo ……. 42
2.3.14.1 Tableros de control…….. 42
2.3.14.2 Manómetros…… 43
2.3.14.3 Válvulas usadas en el sistema de bombeo…… 43
2.3.14.3.1 Válvula eliminadora de aire…….. 43
2.3.14.3.2 Válvula de compuerta…… 44
2.3.14.4 Dispositivos de alivio contra el golpe de ariete.. 44
2.3.14.4.1 Válvula de retención…….. 44
2.3.14.4.2 Válvula reguladora accionada por aire…….. 45
2.3.14.4.3 Válvula de alivio …….. 45

2.3.15 Diseño de red de distribución ……..……. 45
2.3.15.1 Presiones y velocidades en la red de distribución…… 46
2.3.16 Obras hidráulicas…….... 47
2.3.16.1 Tanque de alimentación…….. 47
2.3.16.2 Tanque de distribución…… 50
2.3.16.3 Cajas de válvulas……..…… 56
2.3.17 Desinfección…….…… 57
2.3.17.1 Hipoclorador……..…… 58
2.4 Levantamiento topográfico…….…….. 59
2.4.1 Planimetría…… 60
2.4.2 Altímetra…… 60
2.5 Tarifa……... 60

3. DISEÑO DEL PROYECTO DE AGUA POTABLE

3.1 Descripción general del proyecto …….. 65
3.2 Fuentes de agua ……. …. 66
3.2.1 Aforo de la fuente…… 66
3.3 Calidad del agua ……. …. 67
3.4 Levantamiento topográfico…… …. 67
3.5 Cálculo y dibujo topográfico …… 67
3.6 Diseño hidráulico…… 68
3.6.1 Periodos de diseño …… 68
3.6.2 Crecimiento de población…….. 69
3.6.3 Dotación de agua ……..…….. 69
3.6.4 Factores de consumo ……..…… 69
3.6.4.1 Factor día máximo ……. 69
3.6.4.2 Factor hora máximo…… 69
3.6.4.3 Factor de gasto …….. 70
3.6.5 Caudales de diseño ……. 70

3.6.5.1 Caudal medio…… 70
3.6.5.2 Caudal máximo diario…….. 70
3.6.5.3 Caudal de bombeo …….. 70
3.6.5.4 Caudal máximo horario…… 71
3.6.5.5 Factor de gasto …… 71
3.6.6 Diseño de la línea de conducción ……. 71
3.6.7 Cálculo de carga dinámica total …….. 74
3.6.8 Cálculo golpe de ariete ……... 76
3.6.9 Cálculo potencia de la bomba…… 77
3.6.10 Diseño de red de distribución …… 77
3.6.10.1 Presiones y velocidades en la red de distribución……. 77
3.6.11 Obras hidráulicas…….. 80
3.6.11.1 Tanque de alimentación (captación)…… 80
3.6.11.2 Tanque de distribución…….. 80
3.6.11.3 Desinfección..…… 92
3.6.11.3.1 Dosificación hipoclorador…… 92
3.7 Cálculo de tarifa …… 92
3.8 Elaboración de planos…… 95
3.9 Elaboración de presupuesto ……. 96

4. NORMAS DE DISEÑO (EDIFICIO ESCOLAR)

4.1 Criterios de diseño …… 97
4.1.1 Terreno……... 97
4.1.2 Economía…….. 98
4.1.3 Espacios educativos……. 99
4.1.4 Emplazamientos…… 99
4.1.5 Orientación del edificio…… 101
4.1.6 Ventilación……... 102
4.1.7 Comodidad…… 102

4.1.8 Aspectos climáticos……... 106
4.2 Planificación…… 107
4.2.1 Espacios educativos…… 107
4.2.1.1 Aula teórica…… 107
4.2.1.2 Cocina-bodega…… 109
4.2.1.3 Dirección…… 110
4.2.2 Materiales de construcción…… 111
4.2.2.1 Acabados…… 112
4.2.2.1.1 Muros…… 113
4.2.2.1.2 Pisos…….. 113
4.2.2.1.3 Techos…….. 113
4.2.2.1.4 Puertas…….. 114
4.2.2.1.5 Ventanas……... 114
4.3 Capacidad de alumnos…… 114
4.4 Distribución arquitectónica…… 115
4.4.1 Prediseño del edificio……... 115
4.5 Distribución de cargas gravitacionales…… 116
4.5.1 Carga viva…….. 116
4.5.2 Carga muerta…… 116
4.5.3 Carga de sismos …… 116
4.6 Características del suelo …… 116

5. DISEÑO DEL PROYECTO DE EDIFICIO ESCOLAR

5.1 Descripción general del proyecto…… 119
5.2 Diseño de techo …… …… 119
5.2.1 Diseño de costanera …….. 120
5.2.1.1 Proyección horizontal…… 121
5.2.1.2 Chequeo a corte …….. 123
5.2.1.3 Chequeo a flexión……..124
5.2.1.4 Chequeo por deflexión……..125

5.2.2 Diseño de tendal …….. 126
5.2.2.1 Integración de cargas…….. 126
5.2.2.2 Chequeo a corte..…… 130
5.1.2.3 Chequeo a flexión…….. 131
5.2.2.4 Chequeo por deflexión…….. 131
5.2.3 Diseño de pernos …… 132
5.2.4 Diseño de tendales, viga de corredor……... 133
5.2.4.1 Diseño de tendal ……..133
5.2.4.1.1 Chequeo a corte..…….. 135
5.2.4.1.2 Chequeo a flexión…….. 136
5.2.4.1.3 Chequeo a deflexión……. 136
5.2.4.2 Diseño de viga del corredor…..…….. 137
5.2.4.2.1 Chequeo a corte…… 139
5.2.4.2.2 Chequeo a flexión……. 140
5.2.4.2.3 Chequeo a deflexión……. 140
5.2.4.2.4 Aplastamiento…… 140
5.2.4.3 Diseño de columnas de pasillo…… 141
5.3 Diseño de muros…. …… 142
5.3.1 Rigidez de muros…….. 144
5.3.2 Esfuerzos permisibles…….. 146
5.3.2.1 Esfuerzo permisible a flexión…….. 147
5.3.2.2 Esfuerzo permisible a compresión……. 147
5.3.2.3 Esfuerzo permisible a corte…… 147
5.3.2.4 Esfuerzo a corte tangencial……. 147
5.3.2.5 Esfuerzo por tensión diagonal…… 148
5.3.3 Diseño de refuerzo…… 148
5.3.3.1 Diseño de muros……. 149
5.3.4 Diseño de cimientos……. 151
5.3.4.1 Chequeo a corte simple…… 152
5.3.4.2 Chequeo a flexión…… 153

5.3.5 Diseño de zapata …… 154
5.3.5.1 Área de zapata requerida …….. 155
5.3.5.2 Chequeo de peralte …… 156
5.3.5.3 Presión del suelo …… 156
5.3.5.4 Chequeo a corte simple…….. 157
5.3.5.5 Chequeo a corte punzonante…… 158
5.3.5.6 Chequeo a flexión…… 158
5.4 Planos…….. 159
5.5 Elaboración de presupuesto …… 160

6. VULNERABILIDAD Y RIESGO

6.1 Definiciones…… 161
6.2 Efectos de las amenazas naturales en los componentes de los proyectos……. 163
6.3 Medidas prevención o mitigación ……. 169

CONCLUSIONES..... 173
RECOMENDACIONES…… 175
BIBLIOGRAFÍA…… 177
ANEXOS..... 179
APÉNDICES..... 211

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Franja de lámina de tanque.	82
2	Módulo de sección.	82
3	Ángulo que forma el fondo del tanque con vertical.	84
4	Diagrama de pendiente.	121
5	Diagrama de componentes de cargas.	123
6	Diagrama para cálculo de proyección horizontal.	127
7	Separación entre costaneras y tendales.	127
8	Diagrama de corte momento tendales.	130
9	Diagrama de corte momento tendal corredor.	135
10	Diagrama de corte momento viga corredor.	139
11	Desplazamiento muro.	145
12	Detalle de cimiento corrido.	153
13	Nomenclatura zapata.	156
14	Área de chequeo de corte simple.	157
15	Área de chequeo de punzonamiento en zapata.	158
16	Planta de zapata.	159
17	Detalle de zapata.	159
18	Esquemas de bombeo.	213
19	Esquema general captación-bombo-tanque elevado.	214
20	Esquema de dimensiones tanque elevado y cimentación.	215
21	Mapa de zonas sísmicas.	219
22	Mapa de regiones climáticas.	220
23	Gráfica de coeficientes K para pérdidas de carga.	199
24	Planta de muro.	237

1/8	Planta conjunto proyecto agua potable.	241
2/8	Planta perfil E-1 a E-27 proyecto agua potable.	242
3/8	Planta perfil E-27 a E-Tan. y E-Tan a E-39 proyecto agua potable.	243
4/8	Planta perfil E-39 a E-48 y E-Tan. a E-55 proyecto agua potable.	244
5/8	Planta perfil E-55 a E-64 proyecto agua potable.	245
6/8	Tanque de succión y detalles de válvula de paso y conexión domiciliar.	246
7/8	Tanque elevado y detalles constructivos.	247
8/8	Caseta de bombeo y desinfección.	248
1/4	Plantas acotada y amueblada de edificio escolar	251
2/4	Planta de cimientos y detalles constructivos edificio escolar	252
3/4	Planta de techos y electricidad edificio escolar	253
4/4	Elevaciones frontal y lateral edificio escolar	254

TABLAS

I.	Distancias relativas	2
II.	Presupuesto proyecto de agua potable.	96
III.	Área de construcción por alumno.	101
IV.	Capacidad de alumnos.	114
V.	Valores portantes de suelo.	117
VI.	Presupuesto proyecto de edificio escolar.	159
VII.	Diámetros internos de tubería PVC.	181
VIII.	Modulo de elasticidad de materiales de tubería.	181
IX.	Variación de la presión atmosférica.	182
X.	Variación de la presión de vapor de agua.	182

XI. Esfuerzos unitarios de tracción. 185
XII. Esfuerzos unitarios de comprensión. 185
XIII. Esfuerzos unitarios de corte. 185
XIV. Esfuerzos unitarios por aplastamiento de pernos. 186
XV. Esfuerzos unitarios de flexión. 186
XVI. Esfuerzos unitarios por aplastamiento. 186
XVII. Diseño de soldaduras. 189
XVIII. Factor Z para sismos. 193
XIX. Factor I para importancia de estructura. 203
XX. Factor K para tipo de estructura. 203
XXI. Distancias y tiempo para recorrido de escolares. 207
XXII. Tamaños de terrenos escolares. 207
XXIII. Espacios educativos para escuelas. 207
XXIV. Niveles de iluminación. 208
XXV. Coeficientes de reflexión. 208
XXVI. Coeficientes de reflexión en acabados. 209
XXVII. Áreas por alumno. 209
XXVIII. Áreas por aula. 210
XXIX. Tipos de materiales. 210
XXX. Parámetros de diseño. 223
XXXI. Libreta de campo. 225
XXXII. Cálculo de libreta. 227
XXXIII. Cálculo hidráulico. 229
XXXIV. Equivalencias milimétricas. 237
XXXV. Cálculo de rigideces en muros. 238

GLOSARIO

Aforo Medición del caudal de agua que lleva una corriente.

Agua potable Agua sanitariamente segura ya agradable a los sentidos del ser humano.

Agua sanitariamente segura Agua exenta de microorganismos patógenos y de sustancias químicas dañinas a la salud.

Caudal Cantidad de agua en un tiempo determinado, expresado en m^3/seg o litros/seg.

Cavitación Fenómeno que se suscita cuando la presión disminuye en el ojo del impulsor de una bomba centrífuga, hasta ser menor que la presión de vapor de agua.

Cebado No es más que el reemplazo de aire, gas o vapor en los conductos de la bomba, incluyendo la tubería de succión, por el líquido que se bombeará.

Consumo Es la cantidad de agua, que realmente es usada por una persona.

Demanda Es la cantidad de agua deseada por el usuario.

Dotación Es la cantidad de agua que se asigna a una persona por día.

Emplazamiento Es el lugar donde se ubicarán las obras.

Entorno Es el ambiente que rodeará la obra por construir.

Estructura Elemento o conjunto de ellos, que forman parte resistente y sustentante en construcción.

Infraestructura Conjunto de servicios básicos para el funcionamiento de una obra. Es la base para una superestructura.

Límite máximo aceptable Es el valor de concentración de cualquier de concentración de cualquier característica de calidad de agua, arriba de la cual no es adecuada para consumo humano.

Presión Fuerza normal ejercida por un cuerpo sobre otro, por unidad de superficie.

RESUMEN

Este trabajo nos muestra en su capítulo uno, las instituciones y fuentes que se utilizaron para esta investigación, también nos muestra los aspectos de importancia que se tomaron en cuenta para la buena planificación y diseño de los estudios de agua potable y edificio escolar para la aldea Las Victorias por la Paz.

En su capítulo dos se hace referencia a las normas que se utilizarán en el diseño y cálculo del proyecto de agua potable por bombeo, así como los criterios que se deben tomar en cuenta para el diseño del proyecto. En el capítulo tres se hace una descripción del proyecto de agua potable y se inicia con los primeros resultados obtenidos de la información recabada en la fase de investigación, y se inician los cálculos respectivos para el diseño del proyecto. También se hace referencia a la tarifa que deberá pagar cada familia para mantener el buen funcionamiento del sistema de agua potable.

En el capítulo cuatro se dan las normas para el diseño de edificios escolares, así como también las áreas mínimas para los diferentes espacios educativos que tendrá que poseer la escuela como mínimo para su funcionamiento. En el capítulo cinco se da una breve descripción del proyecto, así como también se inician los cálculos para el diseño del proyecto.

El capítulo seis da una explicación de las amenazas naturales que pueden afectar a los proyectos mencionados anteriormente y también muestra las medidas de prevención o mitigación que se pueden aplicar a los mismos.

OBJETIVOS

General

Contribuir al mejoramiento de la salud, educación y bienestar de los habitantes de la comunidad de la aldea Las Victorias por la Paz.

Específicos

- Diseñar el sistema de agua potable y el edificio escolar para la aldea Las Victorias por la Paz, del municipio de Guanagazapa, departamento de Escuintla.

- Proponer criterios, normas y procedimientos con patrones definidos para el desarrollo de proyectos auto sostenibles en el sector de agua potable.

INTRODUCCIÓN

El agua es fisiológicamente necesaria para la supervivencia humana, por lo que su disponibilidad inmediata en toda comunidad es determinante; sin embargo, cuando no es apta para consumo humano, tan solo resulta ser portadora de sufrimiento. Además el abastecimiento de agua potable a comunidades rurales cada vez es más problemático, debido a diversos factores. Como lo pueden ser la falta de fuentes de abastecimientos, topografía del terreno, etc.

También en las comunidades rurales se hace necesaria la educación de los niños y esta resulta ser deficiente debido a la falta de infraestructura para este tipo de necesidades.

Este estudio presenta en seis capítulos diferentes aspectos técnicos como: normas, criterios y recomendaciones en forma sistemática, que deben considerarse para la planificación y diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo, así como también se presenta la planificación y diseño de un edificio escolar. Dichos aspectos permiten la optimización de los recursos hídricos, físicos y económicos disponibles para solventar las necesidades básicas del ser humano.

El propósito fundamental del presente trabajo, es presentar una propuesta real y objetiva para la solución de los problemas derivados de la falta de un buen servicio de agua y la falta de la infraestructura para la educación.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

La recolección de datos se inicia luego de manifestarse interés en la comunidad por la realización de los proyectos de introducción de agua potable y el edificio escolar. No es recomendable dar inicio a dicho procesos si no existe un interés claro por parte de la comunidad, ya que no se podría recabar la información necesaria sin la ayuda de la misma.

La investigación del entorno y contexto de la comunidad debe ser de carácter monográfica, debe ser la información más actualizada posible y provenir de fuentes confiables. Ésta debe contener aspectos físicos, demográficos, económicos, servicios y saneamiento en la comunidad, entre otros. Las fuentes de información fueron: Municipalidad, Centro de Salud que atiende a la comunidad, Instituto Nacional de Estadística, I.N.E.; además de visitas al lugar, en las que se entrevistó a los comunitarios para obtener información básica desde el punto de vista técnico. Para efectos de los proyectos de la aldea Las Victorias por la Paz, la información investigada es la siguiente.

1.1 Monografía del lugar

1.1.1 Aspectos históricos

1.1.1.1 Origen del nombre

Esta aldea fue conocida en sus inicios como finca Claudia, pero esta fue entregada a sus actuales habitantes como parte de los acuerdos de paz, ya que estos son desarraigados o desplazados internos que se vieron afectados por el

conflicto armado y el 17 de septiembre de 2002 fue fundada como aldea Las Victorias por la Paz.

1.1.2 Aspectos físicos

1.1.2.1 Extensión territorial

La extensión territorial de la aldea Las Victorias por la Paz es de treinta y un mil cuatrocientos cuarenta y tres metros cuadrados (31,443.00 m²) aproximadamente.

1.1.2.2 Ubicación geográfica

La aldea Las Victorias por la Paz, se encuentra ubicada en el Municipio de Guanagazapa, departamento de Escuintla.

1.1.2.3 Distancia relativa

Existen vías de comunicación entre la cabecera municipal y la comunidad, una parte de ellos son caminos rurales en general, por ello se estima que cerca del 90% de la población utiliza el transporte colectivo extraurbano y un 10% vehículo particular. Ver tabla I.

Tabla I Distancia relativas

Núm.	Tramo	Camino	Distancia	Tiempo de recorrido
1	CA 9 Sur Guatemala–Escuintla	Asfaltado	56.000 km.	45 minutos
2	CA 2 Oriente ruta a Taxisco	Asfaltado	29.918 km.	20 minutos

Continuación Tabla I Distancia relativas

Núm.	Tramo	Camino	Distancia	Tiempo de recorrido
3	Cruce la Reforma Km. 85.918	Balastrado	4.000 km	15 minutos
4	Cruce de San Antonio La Paz a Las Victorias	Brecha	1.500 km	25 minutos

1.1.2.4 Colindancias

Norte→ con aldeas San Antonio, La Joya y finca María Teresa.
Sur → con aldeas San Benito, El Zapote, Santa Luisa, Santa Luisa II, La Paz, La Chácara.
Oriente→ con aldeas Palo Gordo, La Sonrisa.
Occidente → con aldea San Antonio

1.1.2.5 Población

Los actuales pobladores de la aldea son indígenas que provienen de distintos lugares como: Escuintla, San Juan Sacátepequez, Pueblo Viña. San Marcos y Santa Rosa. Debido a la persecución que sufrieron durante el conflicto armado perdieron todas sus tierras y pertenencias.

Actualmente los habitantes ya no conservan rastros de sus costumbres, por lo que se expresan y manifiestan de igual forma que otros campesinos de la región sur del país. En su totalidad la población se dedica a la agricultura.

La organización social que existe en esta comunidad está formada por un comité pro-mejoramiento, integrado por un presidente, vice-presidente, secretario, tesorero y dos vocales.

Actualmente la aldea tiene una población aproximada de veintiocho familias, pero faltan treinta y dos que se están trasladando para hacer un total de sesenta familias.

1.1.2.6 Clima

Esta región se caracteriza por tener un clima cálido, con estaciones secas y lluviosas.

1.1.2.7 Actividades económicas

La única actividad económica de la población es la agricultura, y los principales productos que cosechan actualmente son: maíz y plátano. En la comunidad, los agricultores trabajan por medio de créditos que le otorga Caritas, quién también le proporciona asesoría técnica en lo que se refiere a agricultura, los productos los venden a los compradores que llegan a la comunidad, ya que ellos carecen del transporte para poder trasladarlo a Escuintla.

Los pobladores están negociando otro préstamo con Caritas para poder iniciar con el cultivo de otros productos como: fríjol, manía, chile, tomate y piña.

1.1.3 Características de la infraestructura de la aldea Las Victorias por la Paz

1.1.3.1 Vías de acceso

Cuenta con una vía que parte de Escuintla ruta a Taxisco, pero al llegar al kilómetro 85.918, existe un cruce llamado Reforma el cual se encuentra balastrado y es accesible a cualquier tipo de automóvil.

A una distancia de 4 Km., se encuentra el cruce de San Antonio que va directamente a la aldea esta es una brecha en cual sólo pueden circular carros de doble tracción o *pick up.*

1.1.3.2 Agua potable

Actualmente los habitantes se abastecen de agua del río que pasa por la comunidad.

Para abastecerse del vital líquido, los pobladores optaron por llevar el agua del río por medio de zanjas que atraviesan las casas, por lo mismo ésta se encuentra contaminada ya que en las zanjas cae basura o los animales toman de ella.

1.1.3.3 Tipología de la vivienda

La mayoría de las viviendas están construidas con tablones de madera, bambú y lepa. Sus techos son de lámina ya deteriorada y el piso es de tierra. Por lo regular existe una división entre la cocina y el dormitorio, en el cual se alberga toda la familia.

1.1.3.4 Drenaje

Ninguna de las viviendas posee un sistema de evacuación de excretas; por lo tanto las personas tienen que realizar sus necesidades fisiológicas a campo abierto.

1.1.3.5 Centros educativos

En la aldea no existe la infraestructura necesaria para una escuela, la que existe funciona en una casa prestada, que se encuentra cercana al río lo cual es un peligro para los niños, también no es la estructura adecuada para su funcionamiento como escuela.

1.1.3.6 Centros de salud

No existe un puesto de salud en la aldea. En caso de emergencia, los habitantes necesariamente tienen que ir al Centro de Salud de Guanazapa o al Hospital de Escuintla. Tampoco existe un promotor de salud en la aldea.

1.1.3.7 Disposición de desechos

Ya que no poseen servicios básicos de infraestructura, tiran parte de los desechos los tiran en lo sembrados para que funcionen como abono, otras veces los queman y lo que pueden reciclar lo utilizan de otras maneras.

1.1.4 Análisis general de la comunidad

1.1.4.1 Pronóstico – prospección

En un futuro mediato, la aldea Las Victorias por la Paz, podrá contar con la infraestructura suficiente para su desarrollo tanto económico como social, como lo están haciendo otras aldeas.

Se generará una confiabilidad y optimismo, como contraparte del sentimiento de frustración actual, y tendrá una participación entusiasta en futuros proyectos.

1.1.4.2 Descripción de las necesidades

Actualmente la aldea no cuenta con ninguna clase de servicio básico como:

- Agua potable
- Vivienda
- Centro de salud
- Energía eléctrica, etc.
- Drenajes
- Escuela
- Letrinas

1.1.4.3 Justificación social

Toda persona tiene derecho a vivir lo mejor que pueda y tener acceso a los servicios básicos como: salud, vivienda, educación, etc., por lo tanto es una obligación del gobierno proporcionarlos, como también es una obligación por parte de la Universidad de San Carlos prestar este tipo de ayuda social, colaborando con los diversos estudios para los proyectos que necesitan las comunidades de nuestro país.

1.1.4.4 Justificación económica

La falta de recursos económicos por parte de los pobladores da como resultado la marginación y aislamiento de la aldea, por lo mismo no pueden pagar los estudios correspondientes a los proyectos que harán realidad su desarrollo.

1.1.4.5 Priorización de las necesidades

Debido a que las necesidades de la aldea son muchas, por medio de encuestas, pláticas con la comunidad e información por parte de los comités pro-mejoramiento, se llegó a la conclusión que se necesitaban priorizar las principales necesidades de la misma. Y se llegó al consenso que dos de las principales eran: agua potable y el edificio escolar.

1.1.4.6 Evaluación financiera

La posibilidad de la comunidad de financiar sus propios proyectos es remota, no poseen recursos, más que su trabajo y buenas intenciones de trabajar; sus potencialidades económicas se reducen a la subsistencia. La forma viable como puede participar la comunidad es la aportación de mano de obra, que al final de cuentas reduce los gastos de inversión. Es necesaria la participación del estado y sus instituciones, así como el de organizaciones no gubernamentales para el financiamiento de proyectos rurales.

2. NORMAS PARA DISEÑO
–AGUA POTABLE-

Son aspectos muy importantes, ya que de ellas dependerá la buena realización, funcionamiento y aprovechamiento de los recursos humanos, materiales y financieros que conlleva la realización del proyecto. Estas pueden variar de acuerdo al clima, población, etc.

2.1 Fuentes de agua

El agua en su estado natural es aquella que se localiza en la tierra en estado líquido como en ríos y el agua subterránea, lagos, lagunas y mares; en estado sólido en los volcanes y glaciares, y en estado gaseoso en la atmósfera en forma de vapor de agua.

En nuestro planeta, el 97% del agua existente está en los océanos, el 3% restante está en la atmósfera en forma de vapor, sobre la tierra en forma de agua superficial, como nube o hielo y en el subsuelo como agua subterránea. Del 3%, 2% permanece retenido en forma de hielo en los cascos polares y en las grandes cordilleras. Del 1% restante, 0.20% está inaccesible a grandes profundidades, quedando solamente 0.80% a disposición del hombre en forma de aguas superficiales o subterráneas, constantemente renovadas en el ciclo hidrológico.

Fuente de agua: es todo aquel lugar capaz de suministrar, en cualquier época del año un caudal. Una fuente es adecuada para el consumo humano, cuando es de una calidad aceptable y en las cantidades requeridas.

Clasificación de las fuentes de agua

- **Meteóricas:** proceden directamente de la atmósfera, en forma de lluvia. Al precipitarse, el agua absorbe gases del aire, acarrea humo, polvo y microorganismos que, por lo general no presentan problemas sanitarios. En las regiones urbanas la mayor concentración de gases en el aire, provenientes de la actividad humana, vuelven al agua de lluvia, más agresiva y por consiguiente, con mayor poder diluidor. En general, el agua de lluvia contiene mayores impurezas al inicio de las precipitaciones, es más pura al final de las mismas. Estas se captan antes al llegar a la superficie terrestre, por medio de áreas expuestas a la precipitación pluvial para luego almacenarlas en cisternas apropiadas.

- **Superficiales:** parte del agua que cae sobre el suelo, escurre y en su camino, disuelve y acarrea muchos materiales. Se encuentran en el seno de los ríos, lagos lagunas o las de una cuenca de embalse, presas, etc.

- **Subterráneas:** son las que se infiltran en el terreno y afloran en forma de manantiales. Se localizan en una zona de cavidades conectadas entre sí. Esta zona comprende zona de saturación y zona de aireación, que quedan separadas por el nivel freático.

2.1.1 Aforo de las fuentes

En la operación de medir el caudal de la fuente propuesta mediante cualquiera de los siguientes métodos:

Velocidad y área: con molinete, pitot, flotadores y químicos, etc.

De descarga directa: gravímetro, volumétrico, vertederos, reducción de área, mecánicos, etc.

Para aforar corrientes pequeñas y manantiales, el método más usual es el volumétrico y puede realizarse de la siguiente forma:

1-. Captar todo el caudal disponible mediante una obra provisoria.
2.- Se coloca un recipiente de volumen conocido en un lugar apropiado.
3.- Tomar el tiempo que tarda en llenarse el recipiente.
4.- Calcular el caudal de la siguiente forma:

$$Q = V/T$$

Donde:

V = Volumen del recipiente (litros)

T = Tiempo que tarda en llenarse (segundos)

Q = Caudal de la fuente (litros/segundos)

Se recomienda como el método más exacto, siempre y cuando el recipiente sea grande y adecuado para poder aforar en forma precisa.

2.2 Estudio de la calidad del agua y sus normas

La calidad del agua tiene una relación estrecha con las características físicas, químicas y bacteriológicas, por medio de las cuales se puede evaluar si el agua es apta o no para el uso humano, es decir, que sea potable, libre de concentraciones excesivas de sustancias minerales y orgánicas; libre de tóxicos y que no transmita enfermedades y además que sea agradable a los sentidos.

Para llevar un control adecuado de la calidad del agua, hay que regirse por normas que envuelven especificaciones numéricas y reflejan un amplio espectro de los factores de calidad. Al fijar estas normas se toman en cuenta los posibles efectos en la salud del hombre, factores de posibilidad técnica y el costo de su aplicación, el cual se basa en un análisis de riesgos, beneficios y costos.

Los valores que definen los límites de las concentraciones de las substancias, de los organismos o de las propiedades organolépticas, desarrolladas por grupos de substancias, se denominan patrones en particular los patrones que definen la calidad del agua para consumo humano son denominados patrones de potabilidad y en Guatemala, los establece la Comisión Guatemalteca de Normas (COGUANOR).

Estas normas son las siguientes:

COGUANOR NGO 4 010: Sistema Internacional de Medidas (SI)

COGUANOR NGO 29 002: Agua. Determinación de la turbiedad. Método de referencia.

COGUANOR NGO 29 003 h2: Agua. Determinación del potencial de hidrógeno (PH) por el electrodo de cristal (método de referencia).

COGUANOR NGO 29 003 h3: Agua. Determinación de dureza por el procedimiento de titulación con EDTA (etilendiaminotetracétilico) (método de referencia).

COGUANOR NGO 29 002 h5: Agua. Determinación de nitrógeno en nitritos por el procedimiento del ácido sulfanílico (método de referencia).

COGUANOR NGO 29 002 h6: Agua. Determinación de nitrógeno en nitratos (método de referencia).

COGUANOR NGO 29 002 h8: Agua. Determinación de cloruros (método de referencia).

COGUANOR NGO 29 002 h9: Agua. Determinación de fluoruros (método de referencia).

COGUANOR NGO 29 002 h10 Agua. Determinación del hierro total. Procedimiento de la fenantrolina (método de referencia).

COGUANOR NGO 29 002 h11: Agua. Determinación del cloro residual libre por el procedimiento de la ortotoluidina o el colorimétrico DPD (N-DIETIL-p-FENILENDIAMINA indicador).

COGUANOR NGO 29 003 h12: Agua. Residuos totales, volátil, fijo, filtrable, no filtrable y sedimentable (método de referencia).

COGUANOR NGO 29 002 h14: Agua. Determinación del color (método de referencia).

COGUANOR NGO 29 002 h15: Agua. Determinación de calcio (método de referencia).

COGUANOR NGO 29 001 h16: Agua. Determinación de manganeso (método de referencia).

COGUANOR NGO 29 002 h18: Agua potable. Muestreo para análisis físico-químico.

COGUANOR NGO 29 002 h19: Agua potable. Muestreo para examen bacteriológico.

COGUANOR NGO 29 002 h20: Agua potable. Examen bacteriológico. Investigación del grupo coliforme total por el método de los tubos múltiples de fermentación. (Método de referencia).

COGUANOR NGO 29 002 h21: Agua potable. Examen bacteriológico. Investigación del grupo coliforme total por el método de las membranas de filtración. (Método de referencia).

COGUANOR NGO 29 002 h22: Agua potable. Examen bacteriológico. Investigación del grupo coliforme fecal por el método de los tubos múltiples de fermentación. (Método de referencia).

COGUANOR NGO 29 002 h23: Agua potable. Examen bacteriológico. Investigación del grupo coliforme total por el método de las membranas de filtración. (Método de referencia).
COGUANOR NGO 29 002 h24: Agua potable. Examen bacteriológico. Recuento total de bacterias a 35° C y a 20° C.
COGUANOR NGO 29 002 h25: Agua potable. Determinación del olor.
COGUANOR NGO 29 002 h26: Agua potable. Determinación de temperatura.
COGUANOR NGO 29 002 h27: Agua potable. Determinación de sulfatos.

DEFINICIONES

Agua potable: es aquella que por sus características de calidad especificadas en esta norma, adecuada para el consumo humano.

Límite máximo aceptable (LMA): es el valor de la concentración de cualquier característica de calidad de agua, arriba de la cual el agua pasa a ser rechazable por los consumidores, desde un punto de vista sensorial pero sin que implique un daño a la salud del consumidor.

Grupo coniforme total: comprende todas las bacterias en forma de bacilos aerobios y anaerobios, gram negativos, no esporulados que fermentan las lactosa con producción de ácido y de gas a 35° C. más o menos 0.50° grados C en menos de cuarenta y ocho horas, características curando se investigan por el método de los tubos múltiples de fermentación.

Grupo coniforme fecal: se define como los bacilos, gram negativos, no esporulados que fermentan la lactosa con producción de ácido y gas a 44° C, más o menos 0.10° C, en menos de veinte y cuatro horas, características cuando se investigan por el método de los tubos múltiples de fermentación.

Todas las bacterias que originan colonias obscuras (verde, dorado, con brillo metálico o colonias rosadas con punto oscuro en el centro de la colonia), en un período de veinte y cuatro horas a 35° C, características cuando se investiga por el método de las membranas de filtración.

Recuento total de bacterias: es el cómputo del número total de colonias desarrolladas (en la suposición que una bacteria da origen a una colonia) en agar nutritivo incubado a 35° C y 20° C en un período de veinte y cuatro horas.

2.2.1 Examen bacteriológico

El objetivo principal de este examen del agua es para indicar el grado de contaminación bacteriana y principalmente con materia fecal, para lo cual se busca la presencia del grupo coniforme, el cual comprende los bacilos Escherrichia Coli y el Aerobacter Aerógenes. La Escherrichia Coli es huésped normal del intestino del hombre y de los animales de sangre caliente. El Aerobacter Aergógenes además de encontrarse en las heces, es frecuente encontrarlo en raíces de vegetales y algunas semillas. Estos bacilos son anaerobios facultativos.

Por razones de simplicidad, la metodología que se usa en microbiología para el agua de pequeñas comunidades, se ha limitado al grupo coliforme.

La toma de muestra para examen de bacteriológico puede hacerse de la siguiente manera:

1. Para la toma de muestras de agua se utilizan frascos de vidrio, con tapa de buen cierre y todo el conjunto (frasco y tapa) deben estar adecuadamente esterilizado.

2. El volumen del frasco será de 100 ml, como mínimo.

3. Si la muestra se toma de un recipiente, debe sumergirse el frasco hasta una profundidad mínima de 15 cm., con la boca puesta en dirección contraria a la corriente, para evitar la entrada del agua que ha estado en contacto con las manos.

4. Si la muestra se toma de un tubo o en un grifo, primero debe flamearse la boca del tubo o de la llave para matar los gérmenes que contenga. Se deja escurrir el agua libremente por algún tiempo, y se lleva al frasco sin pegarlo a la llave. Si se estima que el tiempo será mayor de veinte y cuatro horas, deberá usarse un medio de sostén. La temperatura ideal para la conservación de las muestras es de 4 a 10 grados centígrados.

2.2.2 Examen físico

El principal propósito de este examen es el de medir y registrar aquellas propiedades que pueden ser observadas por los sentidos, además son los que más impresionan al consumidor. Dichas pruebas son:

- Color: el color del agua es ocasionado normalmente por la extracción de materia colorante del humus de los bosques, o de la materia vegetal de los pantános y áreas de poca profundidad. Influye también, la presencia de sales minerales en disolución, materias coloidales, algas microscópicas, tierras arcillosas, residuos industriales y descomposición de materias orgánicas.

- Turbiedad: se le llama al efecto óptico que es consecuencia de la dispersión o interferencias de los rayos luminosos que pasan a través del agua y contienen pequeñas partículas en suspensión; pueden ser causadas por escurrimientos superficiales que contienen materia suspendida orgánica y mineral, por el carbonato de calcio precipitado en las aguas duras, por lodo extraído del suelo, por hidróxido de aluminio en las tratadas, por el óxido de hierro precipitado en las aguas corrosivas, por organismos microscópicos y substancias semejantes.

- Olor: se debe a pequeñas concentraciones de compuestos volátiles. La intensidad y lo ofensivo de los olores varía con el tipo de concentración; algunas son de tierra y moho, mientras otros son putrefactos. Algunos de estos compuestos se producen cuando se descompone la materia orgánica; generalmente se presentan en aguas superficiales a causa de la presencia de materia orgánica, proveniente de escurrimientos superficiales.

- Sabor: el sabor del agua está íntimamente relacionado con el olor, y es causado por las mismas condiciones. Sin embargo, la materia mineral disuelta puede dar sabor, pero no olor al agua. Los cloruros y los sulfatos, en concentraciones mayores de 250 mg/lt. hacen que el agua tenga sabor salado; las sales metálicas como las de cobre, cinc, hierro, pueden tener sabores metálicos.

- Temperatura: es un factor que afecta a la vida bacteriana, las bajas temperaturas y las escasas concentraciones de alimentos disponibles en las aguas naturales son perjudiciales al crecimiento de las bacterias parásitas y patógenas. No obstante, cuanto más baja sea la temperatura más tiempo logran sobrevivir estos organismos. Por esta razón, el agua que se recoge para análisis bacteriales es frecuentemente congelada.

Para lograr resultados fidedignos, estas muestras de agua se analizan dentro de las seis horas que siguen a su recolección y la muestra sin congelar se debe estudiar inmediatamente, si es posible.

2.2.3 Examen químico

Tiene como propósito determinar las cantidades de minerales que hay en el agua y que pueden afectar su calidad; proporciona datos acerca de contaminaciones o muestra las variaciones ocasionadas por el tratamiento, que es indispensable para controlar un proceso de purificación del agua.

Las sustancias minerales que están contenidas en el agua deben quedar bajo los límites máximos aceptables o máximos permisibles para el consumo humano, los cuales en su mayor parte han sido fijados por normas.

Límite máximo aceptable es cuando la concentración de un compuesto o sustancia no implique efectos perjudiciales para la salud; el máximo permisible es la concentración de un compuesto o sustancia que no debe excederse, por significar un riesgo para la salud.

Los límites que se denominan –aceptables- se aplican al agua que en general puede admitir el consumidor. Entre las substancias que influyen en la potabilidad del agua están: PH, sólidos totales, hierro, manganeso, cobre, zinc, calcio, magnesio, sulfato, cloruro, nitrógeno albuminoideo, amoníaco, nitritos, fluoruros, cloro residual, hidróxidos carbonatos y bicarbonatos.

Para obtener la muestra para un examen físico-químico, puede tomarse en cualquier envase de vidrio o plástico de cuatro litros, asegurándose de que el mismo esté limpio. El tapón se cubre con papel celofán, antes de colocarlo, para evitar que entre en contacto directo con el agua. Antes de tomar la muestra, el envase se enjuaga unas tres veces con el agua que se analizará. Al tomar la muestra, se lleva con la mayor brevedad posible al laboratorio.

Si las muestras no pueden ser examinadas en el lugar, las mismas deberán ser convenientemente embaladas en cajas firmes enviadas al laboratorio, tan pronto como sea posible.

2.2.4 Presentación de la muestra

Los detalles del muestreo deben ser adecuadamente descritos en etiquetas apropiadas, para evitar errores y confusiones.

Al frasco de la muestra que se va a examinar (bacteriológico o físico-químico) se coloca una etiqueta con los siguientes datos: fecha, localidad, sitio donde se tomó la muestra, temperatura del agua y del ambiente.

2.2.5 Potabilización

Cuando el agua no está en condiciones de ser servida a una población, es necesario someterla a un tratamiento adecuado que la haga utilizable.

Filtración: consiste en hacer atravesar el agua por capas porosas capaces de retener impurezas; el material poroso comúnmente empleado como medio filtrante es la arena.

Desarenamiento: es un proceso que se aplica en aquellos casos donde la fuente de abastecimiento es del tipo superficial, en el cual es indispensable proveer de un sistema que permita la remoción de la arena partículas que se encuentran en suspensión en el agua o son arrastradas por ella. Los datos del diseño son: caudal de conducción, temperatura mínima del agua, tamaño mínimo de las partículas por remover y concentraciones de la arena en la fuente.

Sedimentación: es un proceso dinámico de separación de partículas sólidas, suspendidas en el agua. Estas partículas al ser más pesadas que el agua, tienden a caer hacia el fondo, y de esa manera se separan.

Desinfección: la desinfección del agua para fines de abastecimiento constituye una medida, que con carácter correctivo, debe adoptarse obligatoriamente en todos los sistemas públicos. El producto más generalizado, por ser económico, efectivo y de fácil control, es el cloro.

Control de la corrosión: para minimizar los efectos corrosivos del agua, se mezclan determinados productos como aditivos, tales como carbonatos de sodio, silicato, metafosfató, etc.

2.3 Estudio del diseño hidráulico

Para realizar un buen proyecto de acueducto rural, rural es decir que el proyecto tenga capacidad para prestar un buen servicio, intervienen muchos factores, principalmente de origen socioeconómico, que determinan el aumento de la población, cambio de las necesidades y exigencias que la misma tiene del acueducto, etc. Este capítulo comprende los parámetros y criterios técnicos tomados en consideración para el desarrollo de los cálculos hidráulicos.

Ya que con acueductos rurales, los períodos de diseño normalmente quedan determinados por la capacidad de las instalaciones.

2.3.1 Períodos de diseño

Período de diseño para un sistema de abastecimiento de agua o sus componentes, es el tiempo comprendido entre la puesta en servicio y el momento en que su uso sobrepasa las condiciones establecidas en el diseño, por falta de capacidad de las instalaciones. Dos aspectos principales que intervienen son: durabilidad de las instalaciones y su capacidad para prestar un buen servicio para las condiciones previstas. Un período de diseño de veinte años es el más recomendable para acueductos rurales, además de contemplar un período adicional por concepto de planificación, financiamiento, diseño y construcción del proyecto, el cual puede ser de un año. Cuando se trata de un sistema por bombeo, se debe diseñar el equipo de bombeo por un período de diez años, y de veinte años para los demás componentes.

2.3.2 Crecimiento de población

Para obtener la información del crecimiento de la población, se pueden usar distintos métodos; cada uno de los cuales tiene ciertas variaciones al considerar algunos aspectos propios del lugar; estas variaciones son tolerables, ya que el principio de cualquier pronóstico de población es la proyección que se hace con base en datos estadísticos de censos de población realizados en el pasado.

Entre los métodos que se basan en pronósticos se tienen:

1. Pronósticos que se basan en tendencias de distribución geográfica de la población.

2. Pronósticos que se basa en la similitud de crecimiento en la población de un área y de otra con características parecidas.

3. Pronósticos de migración neta y de incremento natural.

Entre los métodos puramente matemáticos:

Método geométrico: la fórmula que se emplea para el cálculo es:

$$Pf = Pa * (1+i)^{(N+n)}$$

Donde: $$i = (P2/P1)^{(1/(T2-T1))}$$

Pf = Población futura T1 = Año inicial

Pa = Población actual T2 = Año final

P1 = Población inicial i = Tasa de crecimiento

P2 = Población final N = Período de diseño (años)

n = Período adicional (1 año) mínimo.

Método aritmético: su fórmula es:

$$Pf = T1 + \frac{(T1-Te)*(Tm-T1)}{(T2-T1)}$$

Donde:

Pf = Población futura

T1 = Población del último censo realizado

Te = Población del censo anterior al último censo

Tm = Fecha a la que deseamos la población futura

T2 = Fecha del último censo

T1 = Fecha del censo anterior al último censo

Método exponencial: la fórmula general es:

$$P = e^{(a+bx)}$$

Donde:

Y = Población deseada al año X

a = Regresión lineal en a

b = Regresión lineal en b

a & b se obtienen del método de mínimos cuadrados y se obtiene de las siguientes fórmulas.

$$a = \frac{(\sum \ln Y) - (\sum X^2) - (\sum X)(\sum X \ln Y)}{N(\sum X^2) - (\sum X)^2}$$

$$b = \frac{N(\sum \ln Y) - (\sum X)(\sum X \ln Y)}{N(\sum X^2) - (\sum X)^2}$$

Donde:

X = Año del censo

Y = Población del censo realizado en el año X

N = Número de censos realizados

La confiabilidad de cada método para pronósticos de población es relativa, independientemente del que se emplee, porque hay muchos factores de carácter político, económico y social, que en la mayoría de las veces, son imprevisibles.

Cuando no se posee información: cuando no se cuenta con datos estadísticos, no es posible emplear las ecuaciones anteriores. Es necesario entonces recurrir al número de viviendas y al número promedio de habitantes por vivienda. De acuerdo a condiciones propias de cada localidad, el número de habitantes por vivienda puede tomarse de 6 ó 7. El crecimiento poblacional en el medio rural guatemalteco, es del orden del 2% al 3%.

Para determinar la población por servir para el final del período de diseño bastaría multiplicar el número de casas estimado para entonces por el número adoptado de habitantes por vivienda. Tomándose igual el porcentaje de crecimiento para vivienda que el tomado para habitantes.

Utilizar la ecuación de crecimiento:

$$N = n * (1 + n)^{(S+n)}$$

Donde:

n = Número de viviendas al año cero

N = Número de viviendas al final del período de diseño

S = Período de diseño en años

n = Período adicional (1 año)

Por simplicidad de cálculo se puede adoptar un factor de 1.5 por el que se debe multiplicar el número de ellas al finalizar los veinte años del período de diseño. Para el cálculo del número de viviendas futuras se deben considerar varias posibilidades:

a) Que únicamente se cuente con el número actual de viviendas.

b) Que cuenta con el número actual de viviendas y la indicación de viviendas futuras a las que se les puede llamar lotes.

c) Que no se tenga viviendas actuales pero sí una indicación del número de viviendas futuras (lotes).

Para cada uno de los casos anteriores se ha adoptado el siguiente procedimiento.

a) El número de viviendas para el final del período de diseño se obtiene multiplicando el número actual de ellas por 1.5.

b) En este caso se hacen dos estimaciones
- Sumar las casas y los lotes
- Multiplicar las casas actuales por 1.5

De los dos valores obtenidos se toma el mayor.

c) El número de viviendas se toma igual al número de lotes.

2.3.3 Distribución y densidad de población

Para realizar un estudio de diseño de agua es necesaria la estimación de la población total de una comunidad para distribuir el agua dentro de un área requerida; para ello es necesario calcular la densidad de la población, la naturaleza de los ocupantes y el uso de las áreas componentes. La densidad de población normalmente se expresa por el número de habitantes por kilómetro cuadrado [hab./ km²]

2.3.4 Dotación de agua

Se define la dotación como la cantidad de agua que se le proporciona a cada habitante de una población en un día. La dotación para una comunidad rural depende de las costumbres de la población, del clima, del tipo y magnitud de la fuente, de la calidad del agua, de la actividad productiva y de la medición del consumo.

Se pueden tomar como base los siguientes parámetros:

Llena cántaros	30 - 60 L/hab/día

Servicio mixto llena cántaros y conexiones prediales 60 - 90 L/hab/día
Servicio conexiones prediales 60 -120 L/hab/día
Servicio de conexión domiciliar 90 -170 L/hab/día
Pozo excavado, con bomba de mano, como mínimo 15 L/hab/día

2.3.5 Factores de consumo

Estos son factores de seguridad y se utilizan para garantizar el buen funcionamiento del sistema en cualquier época del año, bajo cualquier condición. Estos factores varían de una comunidad a otra en función a las costumbres, condiciones climáticas y económicas propias de cada una.

2.3.5.1 Factor día máximo (FDM)

Este incremento porcentual se utiliza cuando no se cuenta con datos de consumo máximo diario. En acueductos rurales el FDM puede variar de 1.2 a 1.5, y se recomienda utilizarlo de la siguiente forma:

Poblaciones menores de 1000 habitantes un FDM de 1.4 a 1.5
Poblaciones mayores de 1000 habitantes un FDM de 1.2 a 1.3

2.3.5.2 Factor hora máximo (FHM)

Este, como el anterior, depende de la población que se esté estudiando y de sus respectivas costumbres. El FHM puede variar de variar de a 2 a 5. Para sistemas rurales se pueden considerar de la manera siguiente:

Poblaciones menores de 1000 habitantes un FHM de 2.4 a 2.5
Poblaciones mayores de 1000 habitantes un FHM de 2.2 a 2.3

Un motivo por el cual se toman ambos factores altos para poblaciones menores, es porque en comunidades pequeñas las actividades son realizadas por lo regular los mismos días y a la misma hora, provocando que la demanda suba, lo que requiere un factor máximo. Sin embargo, para el área urbana se puede considerar un FDM de 1.5 hasta 2.25 y un FHM de 2 a 3, para el área metropolitana un FDM de 2 a 3 y un FHM de 3 a 4.

2.3.5.3 Factor de gasto

Este es el consumo de agua que se estipula por vivienda, que permite distribuir el caudal de hora máxima en los tramos de tubería que componen los ramales de distribución de acuerdo al número de viviendas existentes en dichos tramos. El factor de gasto se obtiene de la división del caudal hora máximo, entre el número de conexiones.

2.3.6 Caudales de diseño

2.3.6.1 Caudal medio diario (Qm)

Este es conocido también como caudal medio y es la cantidad de agua que consume una población en un día. Este caudal se puede obtener del promedio de consumos diarios durante un año, pero cuando no se cuenta con registros de consumo diario se puede calcular en función a la dotación asignada en un día. El consumo medio se calcula de la siguiente manera:

$$Qm = \frac{Poblaciónfutura * Dotación}{86{,}400\, Seg/día}$$

Donde: Qm = Consumo medio diario o caudal medio

2.3.6.2 Caudal máximo diario (Qc)

El consumo máximo diario es conocido como caudal de conducción, es el que se utiliza para diseñar la línea de conducción y es el consumo máximo de agua que puede haber en veinte y cuatro horas, observado durante un año, el cual no incluye gastos causados por incendios. Cuando no se cuenta con información de consumo diario, éste se puede calcular incrementándole un porcentaje denominado factor día máximo.

$$Qc = Qm * FDM$$

Donde:

Qc = Consumo máximo diario o caudal de conducción

Qm = Consumo medio diario o caudal medio

FDM = Factor día máximo

2.3.6.3 Caudal de bombeo (Qb)

Cuando el sistema exige ser diseñado por bombeo, se requiere considerar un caudal de bombeo suficiente para abastecer el consumo máximo diario en un determinado período de bombeo. Para determinar el caudal de bombeo es importante definir el período de bombeo, el cual se determina en función del caudal que proporciona la fuente. Dicho período afecta directamente al diámetro de la tubería de descarga, la potencia de la bomba y a las dimensiones del tanque de alimentación, si el caudal de la fuente es menor que el caudal de bombeo. Se recomienda que el período de bombeo sea de ocho a doce horas.

Es importante aclarar que el equipo de bombeo debe diseñarse para un período de diez años, mas no el resto de componentes del sistema; por lo que la tubería de descarga debe diseñarse de tal manera que sea suficiente par abastecer a una población futura de veinte años, como en este caso.

$$Qb = \frac{Qc * 24horas}{H}$$

Donde:

Qb = Caudal de bombeo

Qc = Caudal de conducción

H = Número de horas de bombeo al día

2.3.6.4 Caudal máximo horario (Qh)

Conocido también como caudal de distribución, debido a que es el utilizado para diseñar la línea y red de distribución; y es el consumo máximo en una hora del día, del cual se obtiene de la observación del consumo durante un período equivalente a un año. Si no se tienen registros, se puede obtener multiplicando el caudal medio diario por el factor de hora de máxima.

$$Qd = Qm * FHM$$

Donde:

Qd = Consumo máximo horario o caudal de distribución

Qm = Consumo medio diario o caudal medio

FHM = Factor hora máxima

2.3.7 Diseño de tubería

Para garantizar que el sistema preste un servicio eficiente y continuo durante el período de vida útil, se debe determinar la clase de tubería y los diámetros adecuados, a través del cálculo hidráulico, con fórmulas como la de Darcy-Weisbach o Hazen & Williams. Para este estudio se ha empleado la segunda mencionada:

$$Hf = \frac{1743.811141 * L * Q^{1.85}}{C^{1.85} * D^{4.87}}$$

$$D = \left[\frac{1743.81141 * L * Q^{1.85}}{Hf * C^{1.85}} \right]^{1/4.87}$$

Donde:

Hf = Pérdida de carga (m)

Q = Caudal en la tubería (L/s)

L = Longitud de tubería (m)

D = Diámetro (pulgadas)

C = Coeficiente de rugosidad de la tubería

2.3.7.1 Tipo de tubería

En sistemas de acueductos se utiliza generalmente tubería de cloruro de polivinilo rígido (PVC) y de hierro galvanizado. La tubería PVC es plástica, económica, fácil de transportar y de trabajar, pero es necesario protegerla de la intemperie. La tubería de HG es de acero, recubierta tanto en su interior como en su exterior de zinc, es usada en lugares donde la tubería no se puede enterrar, donde requiera una presión mayor de 175 m.c.a., en pasos de zanjón o aéreos.

Para altas presiones se recomienda utilizar en cuanto sea posible tubería PVC de alta presión y HG solo donde el PVC no soportará la presión o donde las características del terreno no permitan su empleo, ya que su costo es considerablemente alto.

2.3.7.2 Diámetro de tubería

Para el diseño hidráulico el diámetro de la tubería se calcula de acuerdo al tipo de sistema que se trate, lo cual se estudiará oportunamente; sin embargo, para todo diseño se debe utilizar el diámetro interno de la tubería, no así el diámetro comercial. Puede utilizarse la tabla núm. VII que se presenta en el anexo A.

2.3.7.3 Coeficiente de fricción (C)

Cuando se emplea la fórmula de Hazen & Williams para el diseño hidráulico con tubería PVC, puede utilizarse un coeficiente de fricción de 140 a 160, recomendándose un C = 140 cuando se duda de la topografía y un C = 150 para levantamientos topográficos de primero y segundo orden. Para tubería de HG se puede utilizar un C = 100. En el caso de utilizar otras fórmulas se deben utilizar coeficientes de fricción equivalentes a las mismas.

2.3.8 Diseño de la línea de conducción

La línea de conducción es la tubería que inicia de la o las obras de captación hasta el tanque de distribución, mismas que están diseñadas para trabajar a presión, a través de fórmulas como la de Hazen & Williams.

Para la línea de conducción se debe seleccionar la clase y diámetro de tubería que se ajusta a la máxima economía, siempre y cuando la capacidad de la tubería sea suficiente para transportar el caudal día máximo, si se trata de un sistema por gravedad, o transportar su equivalente en un determinado período de bombeo, si trata del diseño de tubería de descarga para un sistema de bombeo. Tanto para el diseño de conducción como cualquier otro tipo de tuberías, es conveniente incrementar la longitud horizontal de la misma, en un porcentaje de 2% a 5%, de acuerdo a la pendiente del terreno.

2.3.8.1 Presiones y velocidades

La presión hidrostática en línea de conducción se recomienda mantenerla en lo posible debajo de 80 m.c.a., ya que arriba de ésta es conveniente prestar especial atención a la calidad de válvulas y accesorios para evitar fugas cuando el acueducto esté en servicio, la máxima presión permisible bajo este cuidado es de 90 m.c.a.. La presión hidrodinámica en la línea no debe ser mayor de 60 m.c.a.

La velocidad en la línea de conducción se debe mantener entre 0.60 y 3.00 m/s en un sistema por gravedad y entre 0.55 y 2.40 m/s en un sistema por bombeo.

2.3.9 Diseño de tubería de impulsión

La tubería de impulsión se compone de tubería de succión y tubería de descarga, las cuales se estudiarán a continuación.

2.3.9.1 Tubería de succión

Se llama así a la tubería que va conectada directamente a la entrada de la bomba, uniendo a la misma con el volumen de agua por elevarse.

Para minimizar la resistencia al paso del agua y evitar entrada de aire en esta tubería, se recomienda tomar en cuenta en el diseño e instalación los siguientes aspectos:

a) Se debe tender con una pendiente de elevación continua hacia la bomba, si puntos altos, para evitar la formación de bolsas de aire.

b) Debe ser tan corta y tan directa como sea posible.

c) Su diámetro debe ser igual o mayor que el diámetro de la tubería de descarga, si se requiere una línea de succión larga, el diámetro de la tubería debe aumentarse para reducir la resistencia al paso del agua.

d) Los reductores por utilizarse deben ser excéntricos, con el lado recto hacia arriba para evitar también la formación de bolsas de aire.

e) Los codos instalados en la misma generalmente se prefieren de radio largo, porque ofrecen menos fricción y proveen una distribución más uniforme del flujo que de los codos normales.

f) En la entrada de esta tubería se recomienda utilizar una coladera con válvula de pie, debido a que disminuye el riesgo de entrada de materia indeseable al tubo de succión; y, al mismo tiempo, tiene la particularidad de retener el agua que ha entrado en la tubería evitando la necesidad de cebar la

bomba después de que ha dejado de operar. También se acostumbra colocar en la entrada de esta tubería, una campana de succión, que puede construirse con o sin válvula de pie y es útil para minimizar la resistencia al paso del agua. Algunos autores recomiendan usar una entrada con campana de succión, válvula de pie y coladera; siempre que sea posible.

No es aconsejable el uso de un simple tubo, porque además de permitir la entrada de impurezas, provoca que la resistencia al paso del agua se torne excesiva en la entrada; recomendándose solamente en instalaciones temporales.

2.3.9.2 Tubería de descarga

La tubería de descarga es la que se coloca inmediatamente después de la bomba. Generalmente en abastecimiento de agua potable en el área rural, esta tubería descarga el líquido a un tanque de almacenamiento, aunque se podría conectar directamente a la tubería de distribución. La velocidad del caudal requerido en la tubería de descarga debe conducirse con una velocidad mínima de 0.60 m/s y en caso extremo la velocidad máxima puede ser de 3.00 m/s.

Para minimizar la resistencia al paso del agua y eliminar formaciones de aire, es conveniente considerar en el diseño e instalación de la tubería de descarga las reglas siguientes:

a) Esta tubería debe colocarse en la ruta más directa posible, desde la bomba hasta el punto de descarga, lo que aminora la resistencia al paso del agua.

b) Cuando se usen vueltas o dobleces, su tipo deben ser de radio grande; lo que mantendrá al mínimo la resistencia al paso del agua.

c) El número de cambios de dirección, válvulas y accesorios deben ser los mínimos necesarios en esta tubería, sin embargo, en lugares bajos deben instalarse válvulas de limpieza y si es requerido en los picos de la línea deberá colocarse válvulas de aire.

d) Cuando se contemple la conexión de más de una bomba a una misma tubería de descarga, se recomienda el uso de accesorios que conduzcan el fluído por la ruta más directa; usando, por ejemplo, yee o codos de mínimo ángulo. En este mismo caso, conforme se vaya sumando caudales, el diámetro de la tubería debe ser el inmediato superior. El tipo de tubería de descarga está íntimamente ligado a la máxima presión que se presenta en esta, pudiendo ser clasificada según su presión de trabajo en ligera, mediana o de alta presión.

$$Øec = 1.8675 * Qb^{1/2}$$

Donde:

Øec = Diámetro económico

Qb = Caudal de bombeo

2.3.10 Altura neta de succión

Es la presión necesaria para hacer pasar el agua por la tubería de succión hasta el ojo del impulsor. Esta presión es conocida como NPSH (Net Positiva Suction Head) y es medida en el ojo del impulsor. En la proyección de instalación de una bomba, es necesario considerar dos tipos de altura neta de succión positiva o NPSH; la disponible y la requerida por la bomba que será instalada; de ambas es necesario que la primera sea mayor que la segunda para evitar el fenómeno de cavitación, el cual puede dañar rápidamente la bomba.

Cuando existe presión atmosférica actuando en la superficie del agua que será succionada y la presión disminuye en el ojo del impulsor de una bomba centrífuga hasta ser menor que la atmosférica, entonces inicia la elevación del agua por la tubería de succión; pero si la presión disminuye hasta corresponder con la presión de vapor de agua, entonces se origina el fenómeno de cavitación, lo cual se puede evitar disminuyendo la altura del ojo impulsor sobre el nivel de succión; si de esta manera persiste aún debajo de la presión de vapor de agua, entonces es el nivel de la superficie de succión debe diseñarse a la misma altura del ojo del impulsor y si fuese necesario, arriba de éste.

2.3.10.1 Altura neta de succión positiva disponible en bombeo horizontal

Cuando se emplea una bomba centrífuga de eje horizontal, ésta se divide en tres casos diferentes, como se presentan en el apéndice A, figura núm. 18, esquemas casos 1, 2 y 3.

CASO 1: cuando el nivel del agua en la succión está expuesto a la presión atmosférica y abajo del ojo del impulsor del $NPSH_1$, se puede calcular con la siguiente expresión.

$$NPSH_1 = h_a - \left(h_s + hf_s + h_v + hf_m\right)$$

CASO 2: cuando el nivel del agua en la succión está arriba del ojo del impulsor y expuesto a la presión atmosférica:

$$NPSH_2 = h_a + h_s - \left(hf_s + h_v + hf_m\right)$$

CASO 3: en éste se presentan los dos casos anteriores, con la diferencia que en la succión existe una presión diferente a la atmosférica; por lo que la presión atmosférica h_a se sustituye por h_{das}, por consiguiente las nuevas expresiones para los casos 1 y 2 respectivamente serán:

a) $NPSH_{3a} = h_{das} - \left(h_s + hf_s + h_v + hf_m\right)$

b) $NPSH_{3b} = h_{das} + h_s - \left(hf_s + h_v + hf_m\right)$

Donde:

h_a = Presión atmosférica correspondiente a la altitud de operación de la bomba en m.c.a.

h_s = Diferencia de altura entre el nivel del agua en la succión y el ojo del impulsor (altura estática en la succión)

h_{fs} = Pérdida de carga por fricción en la succión, en m.c.a.

h_v = Presión de vapor del agua, en m.c.a.

hf_m = Pérdidas menores de carga producida por accesorios en m.c.a.

h_{das}= Presión diferente a la atmósferica existente en la succión, en m.c.a.

2.3.10.2 Altura neta de succión positiva disponible en bombeo vertical

Este cálculo es especial para la instalación de la bomba vertical de turbina o una bomba sumergible. En este caso entra en consideración la sumergencia de la bomba, lo cual es necesario para el funcionamiento normal de la misma, evitando la posibilidad de entrada de aire, que en su efecto disminuye la eficiencia del conjunto motor bomba; además, la sumergencia favorece aumentado el $NPSH_d$ en forma semejante a lo que sucede con la altura estática de succión en una bomba de eje horizontal, que tiene localizado el ojo del impulsor abajo del nivel de la superficie de succión.

La expresión dada para determinar la altura neta de succión positiva disponible para este caso es:

$$NPSH_d = h_s + S - h_v + h_m$$

Cálculo de altura neta de succión positiva: para el proyecto en estudio se supondrá que el eje de rotación de la bomba será en posición horizontal y el nivel de agua en la succión está expuesto a la presión atmosférica y abajo del impulsor, por lo que se utilizará la expresión del caso 1:

$$NPSH_1 = h_a - \left(h_s + hf_s + h_v + hf_m\right)$$

Presión atmosférica (h_a): para determinar la presión atmosférica a una altitud de 315.00 metros sobre el nivel del mar, es necesario interpolar presiones en a la tabla núm. IX, anexo A.

2.3.11 Carga dinámica total (CDT)

La carga dinámica total, es la presión real expresada en metros columna de agua contra la cual debe operar una bomba para elevar el caudal de agua hasta el nivel requerido. Su cálculo para bombas centrífugas depende de la dirección del eje de la rotación, por lo que la CDT en bombeo horizontal, será diferente en la CDT en bombeo vertical.

2.3.11.1 Carga dinámica total en bombeo horizontal

Se llama así, ya que el eje de rotación de la bomba es horizontal. Ésta se puede presentar en tres formas, las cuales se muestra en el apéndice A, figura núm. 18 esquemas casos 1, 2 respectivamente, y como se describen a continuación.

CASO 1: en este caso, el nivel del agua en la descarga al igual que en la succión están expuestos a la presión atmosférica, además del nivel de succión está abajo del nivel del ojo del impulsor:

$$CDT_1 = h_s + hf_s + h_d + hf_d + hf_v + h_m$$

CASO 2: el nivel del agua en la succión esta expuesto a la presión atmosférica al igual que en la descarga y arriba del ojo del impulsor:

$$CDT_2 = -h_s + hf_s + h_d + hf_d + hf_v + h_m$$

CASO 3: en éste se presentan los dos casos antes descritos, con la diferencia que en la succión y descarga existen presiones diferentes a la atmosférica, cuyos valores se pueden representar en la descarga como H_{dad} y en la succión h_{das}, de tal manera las expresiones de la carga dinámica total quedan de la siguiente manera:

a) Si el ojo del impulsor está arriba del nivel de succión, entonces:

$$CDT_{3a} = h_s + hf_s + h_{das} + h_d + hf_d + hf_v + H_{dad} + h_m$$

b) Si el ojo del impulsor está debajo del nivel de succión, entonces:

$$CDT_{3b} = -h_s + hf_s - h_{das} + h_d + hf_d + hf_v + H_{dad} + h_m$$

Donde:

h_s = Diferencia de altura entre el nivel desagua en la succión y el ojo del impulsor, en m.

hf_s = Pérdida de carga por fricción en la tubería de succión, en m.c.a.

h_d = Diferencia de altura entre el nivel de agua en la descarga y el ojo del impulsor, en m.

hf_d = Pérdida de carga por fricción en la tubería de descarga, en m.c.a.

hf_v = Pérdida de carga por velocidad en la descarga, en m.c.a.

hf_m = Pérdidas menores de carga producidas por accesorios, en m.c.a.

hf_{das} = Presión diferente a la atmósfera existente en la succión, en m.c.a.

H_{dad} = Presión diferente a la atmósfera existente en la descarga, en m.c.a.

2.3.11.2 Carga dinámica total en bombeo vertical

Esta se presenta en dos formas: cuando se utiliza una bomba vertical de turbina o una bomba sumergible; aplicándose los mismos términos que en los casos anteriores, con la excepción que el símbolo h_d significa, en este caso, la diferencia entre el nivel del agua en la succión y el nivel de la descarga. En bombas verticales de turbina se utiliza el término hf_c. que representa las pérdidas por fricción en la columna de la bomba, cuyo valor puede ser proporcionado por el fabricante a través de tablas, y las cuales se muestran en el apéndice A, figura núm. 18 esquema caso 3, y como se describen a continuación.

a) Para bombas verticales de turbina:

$$CDT_{va} = h_d + hf_d + hf_v + hf_c + h_m$$

b) Para bombas sumergibles:

$$CDT_{vb} = h_d + hf_d + hf_v + hf_m$$

2.3.12 Sobre presión por golpe de ariete

Para determinar la sobre presión producida por el golpe de ariete, se puede adoptar la fórmula de Lorenzo Allievi, ya que considera las condiciones más críticas para una súbita disminución de la velocidad del fluido en la tubería, lo que provoca oscilaciones de velocidad y de presión.

Velocidad de propagación: para calcular la velocidad de propagación de la oscilación se puede utilizar la siguiente expresión:

$$Vp = \frac{9{,}900}{\left[48.3 + \left(10^{-10} * \varnothing / ME * e\right)\right]^{1/2}}$$

Donde:

Vp = Velocidad de propagación de oscilación (m/s)

ME = Módulo de elasticidad (kg/m²)

e = Espesor tubería (m)

Ø = Diámetro (m)

* El módulo de elasticidad de la tubería se pude ver en la tabla núm. VIII en el anexo A.

Sobrepresión: la sobrepresión máxima en el extremo de la tubería (hga), puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$hga = Vp * V / g$$

Donde:

Vp = Velocidad de propagación de oscilación (m/s)

V = Velocidad en la tubería (m/s)

g = Aceleración de la gravedad (m/s²)

La presión máxima (PM): que se someterá la tubería de descarga es de:

$$PM = CDT + NPSH$$

2.3.13 Potencia de la bomba

La potencia para hacer trabajar una bomba eficientemente depende del caudal de bombeo, de la altura dinámica total y de la eficiencia de la bomba por

emplear. La potencia de la bomba se puede determinar a través de la siguiente expresión:

$$POT = \frac{\delta * Q_B * CDT}{76 * ef}$$

Donde:

δ = Peso específico del agua, en kg/m³

Q_B = Caudal de bombeo

CDT = Carga dinámica total, en m.

Ef = Eficiencia bomba + eficiencia motor

76 = Constante para transformar l-m/s a HP

2.3.14 Equipo de bombeo

El equipo de bombeo lo constituyen el conjunto de motor-bomba, instalado para elevar el caudal a una altura requerida, así como los accesorios de control y protección, como también los dispositivos de arranque y parada, mismos que se detallan a continuación:

2.3.14.1 Tableros de control

Cuando se cuenta con motor eléctrico para el abastecimiento de agua en el área rural, la mayoría de veces, el tablero de control consta de dos botones de contacto, uno de ellos conecta el motor con la corriente eléctrica necesaria para su arranque y operación, y el otro rompe el contacto, lo que detiene la marcha del mismo.

Cuando el motor es de combustión interna, generalmente el tablero se sustituye por un control de sistema de arranque y parada.

Otro dispositivo existente, aunque menos usado, es el de arranque e interrupción por flotadores, el cual suele aplicarse para mantener ciertos niveles máximos y mínimos predeterminados, en tanques en los que descarga el agua, o de los que se extrae la misma.

2.3.14.2 Manómetros

Para medir y controlar las presiones en las que opera la bomba, suelen emplearse manómetros, los cuales pueden ser simples o de Bourdon. Este tipo de manómetros cuentan con un tubo curvado de sección elíptica cuya curvatura varía con la presión interior. El extremo movible del tubo acciona una aguja indicadora por medio de un acoplamiento mecánico, estos manómetros son calibrados para medir presiones mayores de 9 metros columna de agua, por la virtud son utilizados en la medición de presiones que se presentan tanto en la tubería de descarga como en la tubería de succión.

2.3.14.3 Válvulas usadas en el sistema de bombeo

2.3.14.3.1 Válvula eliminadora de aire

Esta válvula, es utilizada con el objeto de expulsar aire retenido en la succión o en la misma bomba, cuando ésta no trabaja a un cebado inadecuado. Se instala inmediatamente a la descarga de la bomba, generalmente después de la junta flexible. También se instalan a lo largo de la tubería de descarga, sobre todo en los puntos altos donde existan quiebres verticales bruscos y sea imposible evitarlo. A esta válvula suele adaptársele una válvula de retención con el objeto de amortiguar el golpe de agua para prolongar su vida útil y evitar ruidos agudos.

2.3.14.3.2 Válvula de compuerta

La válvula de compuerta se emplea con el objeto de aislar en un determinado momento algún elemento o sección de la instalación, lo cual permite efectuar una reparación, inspección o mantenimiento. Si la bomba es centrífuga de eje horizontal y la misma está a un nivel más bajo que el nivel de succión, se deberá colocar una válvula de compuerta en el lado de la succión, permitiendo así el desagüe de la unidad en caso necesario o el desmontaje de la bomba sin que se vacíe el tanque de succión. También se evita con esta válvula, el paso del agua por alguna bomba que no esté operando debido a la operación de una segunda, en estos casos la válvula de compuerta va ubicada después de la válvula de retención.

2.3.14.4 Dispositivos de alivio contra el golpe de ariete

Entre los dispositivos para contrarrestar o aliviar el golpe de ariete se tienen:

2.3.14.4.1 Válvula de retención

Se usa con el objeto de retener la masa de agua que se encuentra en la tubería cuando la bomba suspende su operación; por lo que evita esfuerzos excesivos en la misma debidos al golpe de ariete, ya que, aunque no elimina el efecto de ese fenómeno, si lo atenúa. El empleo de esta válvula, en la línea de descarga provoca la súbita variación de velocidad, lo que da lugar al giro inverso de los motores el fenómeno se presentaría con mayor intensidad en el cuerpo de la bomba y en la tubería de succión; aunque el motor tuviese arranque para evitar el giro inverso, el golpe de ariete se produciría en la bomba con mayor intensidad.

2.3.14.4.2 Válvula reguladora accionada por aire

Esta válvula basa su funcionamiento en permitir la entrada rápida y el escape lento del aire; se utiliza únicamente en instalaciones de bombeo, y se coloca aguas debajo de la válvula de retención.

La válvula reguladora accionada por aire elimina el efecto de vacío, debido a la característica particular que permite el ingreso rápido de aire a la tubería cuando la onda se aleja; frena la misma con el aire atrapado en el tubo cuando la onda regresa, y solo permite sacar el mismo en forma lenta.

2.3.14.4.3 Válvula de alivio

La válvula de alivio es el dispositivo más empleado en los equipos de bombeo y es utilizado para eliminar o aliviar el golpe de ariete.

2.3.15 Diseño de red de distribución

La red de distribución es un sistema de tuberías unidas entre sí, que conducen el agua desde del tanque de distribución hasta el consumidor y su función sanitaria es brindar un servicio en forma continua, en cantidad suficiente y desde luego con calidad aceptable por lo que se debe tratar el agua antes de entrar a la misma.

Para el diseño de la red es necesario considerar los siguientes criterios:

1. El buen funcionamiento del acueducto se debe garantizar para el período de diseño, de acuerdo el máximo consumo horario.

2. La distribución de caudales debe hacerse mediante criterios que estén acordes con el consumo real de la localidad.

3. La red de distribución se debe dotar de accesorios y de obras de arte necesarias para garantizar el correcto funcionamiento del sistema de acuerdo con normas establecidas, y facilitar así su funcionamiento.

4. En cuanto sea posible se debe adoptar un sistema de circuito cerrado para asegurar un mejor funcionamiento del mismo.

Por la forma y principio hidráulico de diseño, las redes pueden ser:

Red ramificadora o abierta: es la que se constituye en forma de árbol, se recomienda cuando las casas están dispersas. En este tipo de red los ramales principales se colocan en las rutas de mayor importancia, de tal manera que se alimenten a otros secundarios.

Red en forma de malla o de circuito cerrado: es cuando las tuberías están en forma de circuitos cerrados intercomunicados entre sí. Ésta técnicamente funciona mejor que la red ramificada, ya que elimina los extremos muertos, permitiendo la circulación del agua. En una red en forma de malla, la fórmula de Hazen & Williams define la pérdida de carga, la cual es verificada por el método de Hardy Cross; considerándose balanceado cuando la corrección del caudal es menor del 1% del caudal que entra.

2.3.15.1 Presiones y velocidades en la red de distribución

Entre los límites recomendables para verificar la presión y velocidad del líquido dentro de las tuberías de distribución se tiene que la presión hidrostática

no debe sobrepasar los 60 m.c.a., en algunas situaciones podrá permitirse una presión máxima de 70 m.c.a., ya que después de alcanzarse una presión de 64 m.c.a., se corre el riesgo de que fallen los empaques de los chorros. En cuanto a la presión hidrodinámica en la red de distribución, ésta se debe mantener entre 40 y 10 m.c.a.; aunque en muchas de las regiones donde se ubican las comunidades, la topografía es irregular y se hace difícil mantener este rango, por lo que se podría considerar en casos extremos una presión dinámica mínima de 6 m.c.a., partiendo del criterio que en una población rural es difícil que se construyan edificios de altura considerable.

En cuanto a las velocidades en la red, se recomienda mantener como máxima 3 m/s y 0.60 m/s, como mínimo.

$V = 1.974 * Q/D^2$

Donde: Q = Caudal

D = Diámetro

V = Velocidad

2.3.16 Obras hidráulicas

2.3.16.1 Tanque de alimentación

Captación: es toda estructura realizada confines de colectar el agua de las fuentes. Su finalidad básica es asegurar bajo cualquier condición de flujo y durante todo el año, la captación del caudal previsto. El tipo de obra por emplearse está en función de las características de la fuente. Y se pueden clasificar en:

Manantial de ladera: es la captación de una fuente subterránea con afloramiento horizontal del agua en uno o varios puntos definidos.

Manantial de fondo concentrado: es la captación de una fuente subterránea con afloramiento vertical en un punto definido.

Manantial de fondo difuso: es la captación de una fuente subterránea con afloramientos verticales en una zona extensa.

Galerías de infiltración: son usadas en caso de fuentes sub-superficiales, o en aquellas fuentes superficiales que no reúnen las condiciones de potabilidad requeridas, debido a su contaminación real o potencial, o que tiene turbidez por encima de los límites establecidos. En este caso, constituye un método de captación indirecta, en el cual se aprovecha la filtración natural, para mejorar las condiciones de potabilidad del agua superficial. Su empleo en acueductos rurales es algo limitado, debido a su alto costo de construcción y a lo difícil de su mantenimiento.

Pozos excavados: se emplean en casos de fuentes del subsuelo o para la captación indirecta de aguas superficiales, cuando la contaminación y turbidez, está por encima de los límites aceptados. Se emplean normalmente para la captación de caudales moderados, aunque en caso de acuíferos muy permeables, también podrán obtenerse caudales de cierta consideración.

Pozos perforados: se emplean en aquellos casos en que la fuente de abastecimiento seleccionada para una comunidad, es de tipo subterráneo muy profundo.

Aguas superficiales: es la captación de las aguas que proceden en su mayor parte de la lluvia, es una mezcla del agua que corre por el suelo, la que brota de la tierra (ríos, lagos y embalses) y los pequeños arroyos de montaña que

pueden nacer en manantiales y recoger las corrientes de las cuencas hidrográficas.

Tanque de alimentación: esta estructura se construye para garantizar que la bomba no trabajará en seco o aspire aire, por lo que su capacidad debe ser lo suficientemente grande para evitar que se vacíe durante el período en que operará la bomba.

Cuando el caudal mínimo producido por la fuente es mayor que el caudal de bombeo, no precisa un volumen de almacenamiento para succión; sin embargo, la capacidad de éste, en ningún caso puede ser menor de 5 m³.

En los casos donde la fuente sea menor que el caudal de bombeo, el volumen del tanque debe ser mayor al déficit provocado por la falta de caudal en la fuente mientras la bomba opera. La capacidad del tanque para estas condiciones se puede calcular a través de la siguiente fórmula, siempre y cuando ésta cumpla las dos desigualdades que posterior a ella se presentan:

$$V_{TA} = 3.6 * (Q_B - Q_f) * H_B + F * A$$

$V_{TA} \geq 5$ m.³

$$V_{TA} / (3.6 * Q_f) < (24 - H_B)$$

Donde:

Q_B = Caudal por bombear en L/s

Q_f = Caudal que produce la fuente en L/s

H_B = Tiempo de operación de la bomba en horas

3.6 = Factor de conversión de (L-h/s) a metros

A = Sección de la planta del tanque en m², ésta debe tener la dimensión suficiente para efectuar instalaciones y la limpieza del tanque.

F = Factor que permite que la bomba permanezca cebada.

Cuando se trata de una bomba de eje horizontal, el factor F representa la profundidad de la boca de la tubería de succión; si la tubería cuenta con una válvula de pie, F puede ser de 1.00 m., en caso contrario el mínimo valor de F debe ser de 0.70 m. Cuando se trata de una bomba vertical, F representa la profundidad de la cámara de enfriamiento; dicha profundidad es la que recomiende el fabricante, regularmente ésta es de 1.50 m., con una sección A de 0.50 m X 0.50 m.

Esta fórmula puede emplearse también para determinar la capacidad de tanques, cuando la bomba opere por fases, adoptando para H_B el período de la fase más tardía. Si la bomba se instala bajo del nivel de succión, el tanque debe dimensionarse de tal manera que garantice una altura mínima de agua equivalente a un metro sobre el nivel del eje de la bomba, lo que permitirá que ésta permanezca cebada en todo tiempo.

2.3.16.2 Tanque de distribución

Es un depósito de almacenamiento de agua, cuyas funciones principales son:

a) Suplir las demandas máximas horarias esperadas en la línea de distribución.

b) Almacenar las demandas máximas horarias esperadas en la línea de distribución.

c) Prevenir gastos por incendio.

d) Regular presiones en la red de distribución.

e) Proporcionar una presión suficiente para que funcione el sistema.

El volumen necesario para compensar la variación de consumo puede ser establecida mediante una curva de variaciones horarias de consumo de una población con iguales características a la localidad estudiada, y cuando se carece de esta, pueden adoptarse criterios de la UNEPAR, los cuales establecen que el volumen del tanque debe ser del 25% al 45% del caudal medio diario; aplicándose de acuerdos a las restricciones siguientes:

En poblaciones menores de 1,000 habitantes, del 25% al 35% del consumo medio diario de la población, sin considerar reserva por eventualidades. Si la población esta entre 1,000 y 5,000 habitantes, 35% del consumo medio diario, más un 10% por eventualidades. Para poblaciones mayores de 5,000 habitantes el 40% del consumo medio diario, más un 10% por eventualidades. Para sistemas por bombeo puede contemplarse como mínimo una reserva del 40% del consumo medio diario y un máximo del 60%. En el presente proyecto se utilizará un sistema de bombeo hacia un tanque elevado.

Consideraciones sobre el diseño del cuerpo del tanque

a. Tipos de juntas: el empalme o unión de placas del tanque y partes o conexiones se hará por medio de soldadura. Pueden usarse tornillos para uniones secundarias y para empalmes de columnas que resistan cargas de compresión por apoyo de sus extremos colindantes. Pueden usarse pernos tratados o laminados en frío para conexiones en barras a tracción. Las uniones entre juntas traslapadas de placas del fondo se encuentran soportadas directamente en una plataforma de cimentación.

b. Cargas de diseño: las siguientes cargas serán consideradas en el diseño de estructuras de tanque.

Carga muerta: será el peso de todas las construcciones permanentes y accesorios. El peso unitario del acero es 490 lb/pie³ (7,850 kg/m³) y el del concreto de 144 a 150 lb/pie³ (2,300 kg/m³).

Carga viva: será el peso estimado de todo el líquido cuando el tanque está lleno y todas las demás cargas vivas que correspondan. El peso unitario del agua es de 62.43 lb/pie³ (1,000 kg/m³).

Carga de nieve: en los lugares que haya que considerarse esta carga, se asignarán 25 libras/pie² (120 kg/m²) sobre la proyección horizontal de las superficies del tanque.

Carga de viento: se asumirá que es de 30 lb/pie² (150 kg/m²) en superficies planas verticales y 18 a 20 lb/pie² (90-100 kg/m²), en proyecciones de áreas superficiales cilíndricas.

Carga de sismo: será determinado por la localización del tanque con respecto a las zonas mostradas en el mapa de riesgo sísmico. Apéndice B, figura núm. 21.

c. Esfuerzos unitarios: excepto para soportes de techos, todos los miembros de acero serán diseñados y proporcionados para que durante la aplicación de cualquiera de las cargas previamente mencionadas o cualquier combinación de ellas, el máximo esfuerzo no exceda los valores especificados en las tablas núm. XI, XII, XIII, XIV, XV, XVI del anexo B.

d. Esfuerzos combinados

Esfuerzos axiales y de flexión: todos aquellos miembros diferentes de las columnas, sujetos tanto a esfuerzos axiales y de flexión, serán proporcionados para que la cantidad: (fa + Fa + fb/Fb) no exceda la unidad. Las columnas sujetas a esfuerzos axiales y flexión, serán dadas por (fa + fb), no exceda el valor de P/A.

Fa = Esfuerzo unitario que se permitiría si sólo existe esfuerzo axial

Fb = Esfuerzo unitario que se permitiría si sólo existe esfuerzo flexión

fa = Esfuerzo unitario axial real, igual a la fuerza axial dividida por el área del miembro

fb = Esfuerzo unitario de flexión real, igual a dividir el momento de flexión por el módulo de sección del miembro.

e. Pernos: los pernos sujetos a corte y fuerzas de tensión, serán proporcionados, para que los esfuerzos unitarios combinados no excedan el esfuerzo unitario permisible para pernos en tensión únicamente. Los pernos en tensión tendrán sus cabezas en formas especiales para proveer una adecuada resistencia al corte a través de ella.

f. Viento y otras fuerzas: los miembros sujetos a esfuerzos producidos por la combinación de viento con cargas muerta y viva o únicamente por viento, serán proporcionados para esfuerzos unitario 25% más grandes que aquellos especificados en el inciso c. Siempre previendo que las secciones requeridas no sean menores que las solicitadas por la combinación de cargas muerta y viva.

En el diseño de cimentaciones de concreto, sin embargo, el incremento en los esfuerzos de diseño, cuando se incluye viento y cargas muerta y viva pueden ser 33.33%, tanto para esfuerzos permisibles en el concreto, como en el acero de refuerzo, permitidos por la última revisión del Instituto Americano del Concreto (ACI) norma 318, previendo que las cimentaciones en su diseño, no sean menores que las requeridas por la combinación de cargas muerta viva actuando solas.

g. Asignación para corrosión: esta asignación dependerá sobre la naturaleza corrosiva del agua almacenada, la proximidad del tanque al agua salada u otras causas de corrosión atmosférica, y el cuidado con el cual la pintura u otras protecciones sean mantenidas por lo regular este es de 1/8".

h. Espesores mínimos: el espesor mínimo para cualquier parte de la estructura será de 3/16" para parte no en contacto y ¼" para aquellas partes diferentes de las placas cilíndricas en contacto con el agua, cuando el tanque se encuentre lleno. El espesor mínimo para columnas tubulares y puntales de la misma sección, será de ¼".

Tanques ≤ 120 pies de diámetro…….… ¼"
Tanques ≥ 120 pies y ≤ 200 pies de diámetro…….. 5/16"
Tanques > 200 pies de diámetro…… 3/8"

I. Valores de diseño de soldadura-juntas estructurales: las juntas soldadas serán proporcionadas para que los esfuerzos en una sección a través de la garganta de la soldadura, sin incluir soldadura de refuerzo, no exceda los siguientes porcentajes de los esfuerzos de tensión de trabajo permisible del material. Ver tabla núm. XVII de anexo C.

J. Tolerancia en columnas: el eje de las tolerancias de las columnas no se desviará de una línea recta por mas del 10% de la longitud no soportada. En ninguna sección transversal, la diferencia entre el máximo y mínimo diámetro exterior de la columna tubular, excederá el 2% del diámetro nominal exterior.

K. Esbeltez

La máxima relación de esbeltez L/r, es como sigue:

	L/r
Miembros a compresión transportando peso o presión del contenido del tanque ……..	120
Miembros a compresión transportando cargas laterales de viento o sismo, o ambas…….……..	175
Miembros transportando cargas únicamente del techo……	175

L. Espesores mínimos: el espesor mínimo para columnas y puntales tubulares, será de ¼"; barras redondas o cuadradas de sección sólida puede usarse para arrostramiento diagonal contra cargas laterales y tendrán un diámetro mínimo de ¾".

M. Pernos de anclaje: los pernos de anclaje para cimentaciones pueden ser simples o barras deformadas de varios tipos, estos se diseñarán para el máximo esfuerzo posible o que puedan estar sometidos, usando el área en la raíz de la rosca o la más pequeña que exista. Los pernos pueden extenderse hasta un máximo de 3 pulgadas del fondo de la cimentación.

N. Cimentaciones: las cimentaciones para estructuras de tanques elevados, podrán ser zapatas aisladas de sección constante o variable y losas continuas.

La alternativa se escogerá en base a diversos factores, tomado en cuenta; valor soporte del suelo, magnitud de las cargas que actúan etc.

2.3.16.3 Cajas de válvulas

Sirven par proteger cualquier válvula que sea necesario instalar en el sistema, tales como:

Válvulas de compuerta: funcionan mediante el descenso progresivo de una compuerta que regula el paso del agua.

Válvula de paso: funciona mediante un cono horadado que al girar permite o cierra el paso del agua; se instalan al inicio de cada conexión predial o llena cántaros, o en el lugar necesario.

Válvula de limpieza: son válvulas de compuerta que sirven para extraer los sedimentos que se pudieran depositar en las partes bajas de la tubería.

Válvulas de aire: su función es permitir el escape del aire que se acumula en las tuberías.

Válvulas reguladoras de presión: sirven para reducir Automáticamente la presión. No se usan en acueductos rurales, generalmente edificios.

Cajas rompe presión: se utiliza para controlar la presión interna de la tubería, rompiendo o aliviando la presión en la línea de conducción o distribución; evitando así la falla de tubería y accesorios. Cuando la presión estática de diseño iguala o supera a la presión de trabajo máxima de los mismos. La caja disipa la presión en el instante que el agua tiene contacto con la atmósfera y

disminuye súbitamente su velocidad, al tener un cambio drástico de sección hidráulica.

La caja rompe-presión se coloca antes que la presión estática sobrepase los 80 m.c.a. en la línea de conducción y los 60 m.c.a. en la red de distribución. Sus principales componentes son:

1. **Caja principal:** esta se construye de 1 m³ de capacidad en la línea de conducción y en las líneas principales de la red de distribución; en líneas secundarias o terciarias puede construirse de 0.50 m³.

2. **Caja de válvula:** esta estructura sirve para la protección de la válvula que controla el caudal que entra a la caja principal.

3. **Dispositivo de desagüe y rebalse:** el desagüe es el drenaje para la limpieza de la caja principal, mientras que el rebalse drena los excedentes de agua. Se recomienda que ambos drenen por la misma tubería; constan de un sello de agua, por medio de un sifón, que evita la entrada de roedores e insectos.

2.3.17 Desinfección

Es el proceso que tiene mayor importancia en la potabilización del agua, porque mediante él se destruyen a los agentes patógenos que pueden contaminar el agua para que sea confiable en el consumo humano.

Para el acueducto en particular, se usará como sistema de desinfección del agua la cloración, es el método de desinfección más generalizado que existe por ser efectivo, económico y de fácil control.

2.3.17.1 Hipoclorador

El agua de una fuente no necesariamente debe estar contaminada bacteriológicamente para emplear un sistema de cloración; ya que para que ésta sea realmente potable, debe ser tratada para mejorar su calidad sanitaria, para ello existen varios sistemas de cloración, entre los más usados se pueden mencionar:

El sistema inyectado: requiere un cuidado especial para evitar fugas o mal manejo, debido a que es altamente tóxico y corrosivo. Este sistema es efectivo únicamente para grandes ciudades.

El sistema alimentador automático de tricloro: consiste en disolver tabletas de tricloro con el paso del agua. El alimentador de tricloro es un recipiente en forma de termo que alberga tabletas, cuyo tamaño depende directamente del caudal del agua y del consumo necesario de tabletas para mejorar la calidad sanitaria del agua.

Sistema de cloración tradicional: consiste en verter los sacos de cloro por los ductos de visita. Este procedimiento no permite que exista cloración homogénea, provocando grandes sedimentaciones por falta de mezclado; por lo que no es muy recomendable.

Sistema de hipoclorador hidráulico: su manejo es fácil y efectividad en pequeñas y medianas comunidades.

Este sistema funciona por gravedad, basándose en el principio de carga hidráulica constante.

El hipoclorador hidráulico se compone de un depósito con capacidad de 100 litros, utilizado para preparar la mezcla; requiriendo para su función válvulas plásticas de compuerta, una para drenaje y otra para controlar el paso de la mezcla a un depósito más pequeño. Este segundo depósito con capacidad de 50 litros consta de las siguientes válvulas: una de flote que controla la entrada de la mezcla dosificada a dicho depósito; dos válvulas plásticas de compuerta, una para drenaje y la otra que hace funcionar el hipoclorador abriéndola o cerrándola, permitiendo el paso directo del flujo hacia el tanque de distribución; la cual después de haberse graduado no debe volverse a mover.

Para calcular la dosificación de hipoclorito que se empleará diariamente, se consideró una relación agua cloro (Rac) de un mg/l. y una concentración de cloro (Cc) de 65%, como se muestra en el siguiente cálculo:

$$G = \left(Qc * Rac * 86{,}400\right) \Big/ Cc$$

Donde:
Qc = Caudal día máximo
Relación agua cloro Rac = 1 mg./L
Concentración de cloro Cc = 65%
86,400 = segundos del día

2.4 Levantamiento topográfico

En cada libreta el topógrafo debe indicar el procedimiento que empleó para hacer el levantamiento. Si empleó nivelación taquimétrica debe indicar el ángulo de inclinación y la lectura de los hilos y no únicamente dar el resultado. Si las longitudes las ha medido con cinta indicarlo. Se debe prestar atención al trazo del levantamiento, constatando si no es posible salvar sifones o pasos

aéreos muy largos. El diseñador debe recorrer el levantamiento antes de proceder al diseño hidráulico, constatando la naturaleza del terreno para determinar qué tipo de tubería debe utilizar en cada tramo. En los pasos de quebradas y zanjones el topógrafo debe incluir si existe una corriente de agua, si es de aguas residuales o no, al nivel máximo de las aguas, naturaleza del suelo, además del ancho y profundidad.

2.4.1 Planimetría

Conjunto de trabajos necesarios para obtener la representación gráfica de un terreno proyectado en un plazo horizontal.

2.4.2 Altímetra

Conjunto de trabajos necesarios para obtener la representación gráfica de la tercera dimensión del terreno, toma en cuenta las tres dimensiones generalmente, se les llama trabajos de nivelación.

La unión de trabajos de planimetría y altimetría proyecta en un plano toda la información requerida del terreno para luego tomarlos como base para el diseño del sistema a ejecutar posteriormente.

2.5 Tarifa

Un sistema de agua potable no es únicamente la fase de construcción, se le debe dar una operación y un mantenimiento adecuado para garantizar la sostenibilidad del mismo durante el período para el que ha sido diseñado. Esto implica que es necesario contar con recursos suficientes para operar el sistema, darle mantenimiento preventivo y cuando lo amerite correctivo. Dichos

recursos solo pueden obtenerse a través del pago mensual de una tarifa por el usuario, la cual se calcula con un horizonte no mayor de cinco años, debido a que en el área rural difícilmente los habitantes aceptan incrementos constantes.

Para el proyecto en estudio se calculará la tarifa contemplando un período de cuatro años y analizando los costos siguientes:

Costo de operación (C_O): el costo de operación contempla el pago mensual a fontaneros por efectuar revisiones periódicas al sistema, operar el equipo de bombeo y el sistema de cloración. Este cálculo se efectúa considerando que un fontanero revisa minuciosamente veinte conexiones domiciliares y 3 km. de línea al día; por lo que la remuneración se obtiene de la siguiente manera:

$$Co = (L/3 + Nc/20) * Pj * 1.43$$

Donde:

L = Longitud de tubería km

Nc = Número de conexiones

Pj = Pago a jornalero por día

1.43 = Factor de prestaciones

Costo de mantenimiento (C_M): se estima el cuatro por millar del costo total del proyecto presupuestado para el período de diseño, y servirá básicamente para la compra de materiales cuando haya necesidad de cambiar o mejorar los existentes.

$$C_M = 0.004 * M/P$$

Donde:

M = Costo de materiales no locales

P = Periodo de diseños (años)

0.004 = Corresponde al cuatro por millar

Costo de tratamiento (C_T): este es específicamente para la compra de hipoclorito de calcio y se determina de la siguiente manera:

$$C_T = (30 * C_{HTH} * Qc * Rac * 86{,}400)/(45{,}400 * Cc)$$

Donde:

C_{HTH} = Costo de 100 lb de hipoclorito de calcio

Qc = Caudal día máximo a los 4 años de servicio

Rac = Relación agua cloro en un parte por millar

Cc = Concentración de cloro al 65%

30 = Días del mes

86,400 = Segundos en un día

45,400 = Gramos en 100 libras

Depreciación de equipo (D_E): al dañarse definitivamente el equipo de bombeo, se deberá comprar otro inmediatamente, para ello se debe calcular la depreciación del equipo de bombeo, estimando que su vida útil es de diez años y usando la siguiente fórmula:

$$D_E = C_E/(12 * P)$$

Donde:

C_E = Costo de equipo de bombeo

P = Período de la bomba

12 = Meses del año

Costo de energía (C_E): el costo del consumo de energía mensual depende del tipo de energía que se utilizará, por lo que se presentan las expresiones necesarias:

Costo mensual por consumo de energía eléctrica

$$C_{EE} = C_{Kw/Hr} * (0.746\,Kw/Hr/HP) * Pot * H_B * 30$$

Donde: Pot = Potencia de la bomba en HP

H_B = Horas diarias de operación de la bomba

30 = Días que componen un mes

$C_{Kw/\ Hr}$ = Costo de kilovatios / hora

0.746 = Consumo de KW / Hr por caballo de fuerza

Costo mensual por consumo de gasolina

$$C_G = C_{G/Lt} * (0.230\, Lt/Hr/HP) * Pot * H_B * 30$$

Donde: Pot = Potencia de la bomba en HP

H_B = Horas diarias de operación de la bomba

30 = Días que componen un mes

$C_{G\ /\ Lt}$ = Costo de gasolina por litro

0.230 = Consumo de l/h de gasolina por caballo de fuerza

Costo mensual por consumo de diesel

$$C_D = C_{D/Lt} * (0.152\, Lt/Hr/HP) * Pot * H_B * 30$$

Donde: Pot = Potencia de la bomba en HP

H_B = Horas diarias de operación de la bomba

30 = Días que componen un mes

$C_{D/\ Lt}$ = Costo de diesel por litro

0.152 = Consumo de l/h de gasolina por caballo de fuerza

Gasto administrativo (G_A): estos servirán para mantener un fondo para gastos de papelería, sellos viáticos, pagos del tesorero y otros. Para calcular los gastos administrativos, se puede estimar un porcentaje de la suma de operación mantenimiento, tratamiento, depreciación de equipo y costo de energía; por lo general se aplica un porcentaje entre el 10% al 15%.

$$G_A = (0.10 al 0.15) * (C_O + C_M + C_T + D_E + C_E)$$

Costo de reserva (C_R): este servirá para cubrir eventualidades como sabotajes y desastres naturales; y al igual que el costo de operación, se puede considerar de un porcentaje de la suma de operación, mantenimiento, tratamiento, depreciación de equipo y costo de energía. Para calcular este costo también se toma un rango del 10% al 15%.

$$C_R = (0.10 al 0.15) * (C_O + C_M + C_T + D_E + C_E)$$

Tarifa Mensual por Conexión (Tar): es la suma de los incisos anteriores, distribuida entre el número de viviendas.

$$Tar = (C_O + C_M + C_T + D_E + C_E + G_A + C_R) \Big/ No.deViviendas$$

Administración: el comité de vecinos debe dirigir al encargado del mantenimiento preventivo y correctivo del sistema, también debe efectuar el cobro de la tarifa en la fecha estipulada; dicha tarifa incluye ingresos para cubrir gastos administrativos, reparaciones, cambios y mejoras del sistema. Además debe llevar el registro de cuántos usuarios están conectados al sistema y de otorgar nuevos derechos de conexión sin sobrepasar la capacidad del sistema.

Operación y Mantenimiento: el encargado deberá realizar inspecciones periódicas a todos los componentes físicos del sistema para garantizar su funcionamiento. Entre las actividades del encargado preferiblemente que sea un fontanero están: detectar posibles fugas, efectuar reparaciones, mantener limpias las unidades, controlar el período de operación de la bomba y velar por el buen funcionamiento de todas las obras. Si no se cuenta con un encargado entonces, es el comité de vecinos el encargado de realizar dichas actividades.

3. DISEÑO DEL PROYECTO
–AGUA POTABLE-

3.1 Descripción general del proyecto

El proyecto de introducción de agua para la aldea Las Victorias por la Paz se realizará por medio de un sistema de bombeo en lo que corresponde a la línea de conducción esto se hará debido a que el terreno es semiplano y por que la diferencia de alturas entre el nacimiento y el punto donde se colocará el tanque de distribución es de 1.50 metros y de esta manera no cumple con el criterio que la diferencia de alturas mínima debe de ser de 5.00 metros, en lo que será la línea de distribución se hará por medio de un sistema de gravedad.

El proyecto cuenta en su punto de salida con una represa la cual hace la función de caja de captación para el agua proveniente de la fuente que es un nacimiento ubicado aproximadamente a 10 metros de la misma, a partir de aquí se procederá a enviar seguidamente el agua a un tanque de alimentación el cual se colocará a dos metros de la represa con su debida caja de válvula de paso, de este tanque se proveerá de agua a la bomba lo cual se hará por medio de una línea de succión de aproximadamente 30 metros de longitud y de la bomba se enviará a un tanque de distribución por medio de una línea de descarga de una longitud aproximada de 1,000.00 metros.

El tipo de tanque utilizado para la distribución será elevado con una altura de doce metros la cual se tomó en base a la topografía del terreno, las necesidades y características del proyecto.

A partir del tanque elevado se inicia con la tubería de distribución con una longitud aproximada de 25.00 metros y al final de ésta se encuentra una

bifurcación de la que nacen dos ramales principales con longitud aproximadas de 1,100.00 metros cada una las cuales abastecerán a un aproximado de sesenta familias, cada una de estas contará con su respectiva conexión domiciliar a partir de la línea principal de distribución, también contará con su respectiva válvula de paso y grifo.

El esquema general se encuentra en el apéndice A, figura núm. 19.

3.2 Fuentes de agua

El tipo de fuente de captación que se utilizará en el proyecto será un nacimiento denominado “El Tarral”, el cuál tiene una pequeña represa para la captación del mismo.

3.2.1 Aforo de la fuente

Cabe mencionar que aunque no se tiene un historial de aforos en diferentes épocas del año de la fuente, sí se sabe que no tiene variaciones significantes de caudal en verano. En este caso se utilizó un método de descarga directa como es el volumétrico ya que es el más apto para medir manantiales con corrientes menores o iguales a 5 litros/segundo.

Medición 1		
Tiempo 1 =	7	segundos
Tiempo 2 =	7	segundos
Tiempo 3 =	7	segundos
Tiempo 4 =	7	segundos
Tiempo 5 =	6	segundos
Σ =	34	segundos

Medición 2		
Tiempo 1 =	6	segundos
Tiempo 2 =	7	segundos
Tiempo 3 =	7	segundos
Tiempo 4 =	7	segundos
Tiempo 5 =	6	segundos
Σ =	33	segundos

$$\text{Tiempo Promedio} = \frac{34 + 33}{10} = 6.70 \text{ segundos}$$

3.3 Calidad del agua

Se tomaron dos muestras para los exámenes bacteriológico y físico-químico. Los resultados de las muestras se encuentran en el anexo D de este trabajo; aquí se indica que bacteriológicamente el agua no es potable, según la norma COGUANOR NGO 29001. Estos análisis fueron realizados por el Laboratorio de Química y Microbiología Sanitaria del Centro de Investigaciones de Ingeniería.

Los resultados del examen químico-sanitario dice que el agua es blanca y las demás determinaciones se encuentran dentro de los límites máximos aceptables de normalidad según la norma de COGUANOR NGO 29001.

3.4 Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico para todo el proyecto se hizo por poligonales abiertas, por ser el estudio para un acueducto rural, tomando en cuenta la topografía del terreno y la dispersión de las viviendas. Para ello se utilizaron los siguientes métodos:

1. Medición de distancias horizontales: con estadía y cinta métrica de 50 m
2. Ángulos y direcciones: por conservación de azimut.
3. Nivelación: se usó el método taquímetrico.

3.5 Cálculo y dibujo topográfico

Después de obtener toda la información necesaria del trabajo de campo, se procedió a ordenarla, para luego realizar el cálculo topográfico, de acuerdo con los métodos que se usaron para el levantamiento. Posteriormente se hizo

el dibujo topográfico para todo el proyecto, el cual consistirá en planos de planta-perfil, los cuales nos mostrarán la ruta seguida tanto por la línea de conducción como de distribución y sus alturas en cada una de las estaciones del proyecto.

Instrumentos utilizados:

- 1 teodolito
- 1 estadal de 4 metros
- 2 jalones
- 1 cinta métrica de 20 metros
- 1 trípode
- 1 plomada

Las libretas de campo y el resumen de los cálculos topográficos del levantamiento se encuentran en el apéndice C, tablas núm. XXXI y XXXII de este trabajo.

3.6 Diseño hidráulico

A continuación se procederá a calcular todos los parámetros y criterios por utilizarse en el proyecto:

3.6.1 Períodos de diseño

Por la durabilidad de las instalaciones y la capacidad para prestar un buen servicio según las condiciones previstas, se consideró factible un período de duración de veinte años exceptuando el equipo de bombeo que se hace para un período de diez años, estos períodos son los que recomiendan algunas instituciones de servicio como UNEPAR y Saneamiento del Medio, que son dependencias del Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social.

3.6.2 Crecimiento de población

Datos:

Núm. de casas = 60 unidades

Población actual = 60 unidad * 6 hab. / unidad = 360 habitantes

Período de diseño (n) = 20 años

Tasa crecimiento (i) = 1.5 %

Tiempo adicional = 1 año

Población futura (Pf) = $360 * (1+0.015)^{20+1} = 492.14 \approx 493$ habitantes

3.6.3 Dotación de agua

De acuerdo con la cantidad de agua que da el nacimiento, se determinó que el tipo de conexión adecuada es la domiciliar. Para ello se tomó una dotación de 150 litros/habitante/dia, dadas las condiciones ambientales del área.

3.6.4 Factores de consumo

3.6.4.1 Factor día máximo

Población actual 360 habitantes < 1,000 habitantes → 1.50

3.6.4.2 Factor hora máximo

Población actual 360 habitantes < 1,000 habitantes → 2.50

3.6.4.3 Factor de gasto

Este es el caudal que será utilizado por casa.

$$Fg = Qd / núm.decasas$$

3.6.5 Caudales de diseño

3.6.5.1 Caudal medio

$$Qm = \frac{493 Hab. * 150\, L/hab/día}{86{,}400 s/día} = 0.860 L/s$$

3.6.5.2 Caudal máximo diario (caudal de conducción)

$$Qc = 0.860\, L/Hab * 1.50 = 1.290\, L/s$$

3.6.5.3 Caudal de bombeo

Para 11 años

Pf = 424 Hab. Qm = 0.736 L/s. Qc = 1.104 L/s

$$Qb = \frac{1.104\, L/s * 24 horas}{8 horas} = 3.312\, L/Hab$$

Para 20 años

Pf = 493 Hab. Qm = 0.855 L/s Qc = 1.283. L/s

$$Qb = \frac{1.283\, L/s * 24 horas}{9 horas} = 3.421 L/Hab$$

3.6.5.4 Caudal máximo horario (caudal de distribución)

$$Qd = 0.860 L/Hab * 1.50 = 2.150 L/s$$

3.6.5.5 Factor de gasto

$$Fg = 2.15 L/Hab/60 casas = 0.03583 \approx 0.036 L/Casa$$

3.6.6 Diseño de la línea de conducción

Diseño tubería de succión y descarga:

$$Øec = 1.8675 * 3.312^{1/2} = 3.093 pulgadas$$

Procedemos a verificar la velocidad con Ø = 3" y Ø = 4"

$$V = 1.974 * 3.312/3^2 = 0.726 metros/segundo$$

$$V = 1.974 * 3.312/4^2 = 0.408 metros/segundo$$

Donde 0.55 ≤ V ≤ 2.40 m.

Se utilizará Ø = 3" porque cumple con condición de velocidad.

Se verificará la perdida de carga por ecuación de Hazzen & Williams

Longitud = 924 + (924.58 * 2.5%) = 947.695 metros **

Qb = 3.312 litros/segundo

$$Hf = \frac{1743.811141 * 947.695 * 3.312^{1.85}}{150^{1.85} * 3^{4.87}} = 6.78 m.c.a.$$

La pérdida a veinte años con su respectivo caudal tendrá una Hf = 7.19, con lo que puede observarse que no es mucha la variación, entonces el sistema podrá seguir trabajando, normalmente.

** Se le incrementó un 2.5% a la longitud horizontal, que es la incertidumbre al considerar la pendiente del terreno.

Cálculo de altura neta de succión positiva: para el proyecto en estudio se supondrá que el eje de rotación de la bomba será en posición horizontal y el nivel de agua en la succión está expuesto a la presión atmosférica y abajo del impulsor, por lo que se utilizará la expresión del caso 1, que se expuso en el capítulo 2.

$$NPSH_1 = h_a - \left(h_s + hf_s + h_v + hf_m\right)$$

Presión atmosférica: para determinar la presión atmosférica a una altitud de 315.00 metros sobre el nivel del mar, es necesario interpolar presiones en la tabla núm. IX, anexo A.

300 _____ 9.966
315 _____ ha ➔ $\frac{300 - 600}{9.966 - 9.608} = \frac{300 - 315}{9.966 - ha}$
600 _____ 9.608

➔ ha = 9.948 m.c.a.

Altura estática en succión: (hs)

hs = 1.5 +1.35 m.c.a.

Pérdida de carga en la succión: (hfs)

Long. tub. suc. = 1.35 + 0.15 + 0.75 + 19.50 + 0.50 = 22.25 metros

L = 22.25 + (22.25 * 2.5%) = 22.80 metros

Qb = 3.312 Litros/s

Ø = 3 pulgadas

C = 100

$$hfs = \frac{1743.811141 * 22.80 * 3.312^{1.85}}{100^{1.85} * 3^{4.87}} = 0.3451 \text{ m.c.a.}$$

Presión por vapor: (hv)

Como no se tiene datos sobre la temperatura del agua cuando se tomo la muestra se tomo como valor 40° que es el máximo, que se tiene en la tabla núm. X del anexo A.

hv = 0.7520 m.c.a.

Pérdidas menores: (hfm)

$$hfm = K * V^2 / 2g$$

Donde:

K = Se obtiene de figura núm. 23 anexo E

V = Velocidad

g = Gravedad (9.81 m/s)

En Succión

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD K	VALOR DE K	TOTAL
Entrada	1	1.00	1.00
Codos 90°	5	0.78	3.90
Uniones	3	0.045	0.14
Válvula de pie	1	0.80	0.80
Coladera	1	13.00	13.00
		Σk =	18.835

V = 1.974 * 3.312 / 3²

hfm = 18.35 * 0.726² / 2 * 9.81 = 0.493 m.c.a.

$NPSH_1$ = 9.948 – (1.50 + 0.3451 + 0.7520 + 0.493) = 6.8579 m.c.a.

Por el fenómeno de cavitación la bomba debe disponer de una NPSHd mayor de 6.86 m.c.a. (Net Positiva Suction Head o altura neta de succión).

3.6.7 Cálculo de carga dinámica total

CDT 1 = hs + hfs + hd + hfd +hfv + hfm

Altura estática en succión: (hs)

hs = 1.5 +1.35 m.c.a.

Pérdida de carga en la succión: (hfs)

Long. tub succión = 1.35 + 0.15 + 0.75 + 19.50 + 0.50 = 22.25 m.

L = 22.25 + (22.25 * 2.5%) = 22.80 metros

Qb = 3.312 Litros/s.

Ø = 3 pulgadas

C = 100 (Hg)

$$hfs = \frac{1743.811141 * 22.80 * 3.312^{1.85}}{150^{1.85} * 3^{4.87}} = 0.3451 \text{ m.c.a.}$$

Altura estática de la descarga: (hd)

Cota sobre el tanque de distribución (elevado) = CT + 12

Cota sobre T.D. = 998.655 + 12 = 1010.655 metros

Cota sobre T.D. = 1010.655
Cota de la fuente = 1000.000
hd = 10.655 m.c.a.

Pérdida de carga en la descarga: (hfd)

Long. = 947.695 metros

Qb = 3.312 Litros/s.

Ø = 3 pulgadas

C = 150

$$hfd = \frac{1743.811141 * 947.685 * 3.312^{1.85}}{150^{1.85} * 3^{4.87}} = 6.783 \text{ m.c.a.}$$

Pérdidas por velocidad: (hfv)

hfv = $V^2/2g$

V = 1.974 * 3.312 / 3^2

hfv = 0.726^2 / 2 * 9.81 = 0.726 m.c.a.

Pérdidas menores: (hfm)

hfm = K * $V^2/2g$

Donde:

K = Se obtiene de la tabla para coeficientes del anexo E

V = Velocidad

g = Gravedad (9.81 m/s)

En succión

DESCRIPCIÓN	VALOR DE K	CANTIDAD	TOTAL
Entrada	1.00	1	1.000
Codos 90°	0.78	5	3.900
Uniones	0.045	3	0.140
Válvula de pie	0.80	1	0.800
Coladera	13.00	1	13.000
		Σk =	18.835

En descarga

DESCRIPCIÓN	VALOR DE K	CANTIDAD	TOTAL
Codos 90°	0.78	7	5.46
Válvula de retención	0.28	1	0.28
Válvula de compuerta	1.20	1	1.20
Salida tub. descarga	1.00	1	1.00
Codo de 45°	0.28	3	0.84
		Σk =	8.78

Σk = 18.835 + 8.78 = 27.56

hfm = 27.56 * 0.0269 = 0.741 m.c.a.

CDT 1 = 1.50 + 0.3451 + 10.655 + 6.783 + 0.0269 + 0.741

CDT 1 = 20.051 m.c.a.

Esta es la altura dinámica que la bomba debe impulsar el caudal por lo que se debe considerar una altura adicional por seguridad esta altura como mínimo será de 5 m.c.a.

CDT 1 = 20.051 + 5 = 25.051 m.c.a. ≈ 25.00 m.c.a.

3.6.8 Cálculo golpe de ariete

Velocidad de propagación: (Vp)

El módulo de elasticidad se puede ver en la tabla núm. 8 del anexo A.

ME = 0.30 x 10^9 kg/m²

e = 0.00439 m

Ø = 0.0762 m

$$Vp = \frac{9{,}900}{\left[48.3 + \left(10^{-10} * 0.0762 \Big/ 0.30 * 10^{9} * 0.00439\right)\right]^{1/2}} = 395.40 metros / segundo$$

Sobrepresión: (hga)

La sobrepresión la calculamos de la siguiente manera:

hga = 395.40 * 0.726 / 9.81 = 29.26 m.c.a.

Presión máxima: (PM)

PM = 25.00 + 29.26 = 54.26 m.c.a. = 0.5426 kg/cm²

Se instalará tubería de PVC de 160 PSI de presión de trabajo

3.6.9 Cálculo potencia de la bomba

$$POT = \frac{1000 * 0.00312 * 25}{76 * 0.75} = 1.37 \approx 1.50\,HP$$

Se le agrega un 25% a la capacidad de la bomba para compensar el desgaste normal del equipo.

$$POT = 1.50 * 1.25 = 1.875 HP \approx 2.00 HP$$

3.6.10 Diseño de red de distribución

Por la topografía del terreno y la dispersión de las casas se utilizará una red abierta.

3.6.10.1 Presiones y velocidades en la red de distribución

Del proyecto se calculan dos tramos, como ejemplo.

Presión máxima = 70 m.c.a.

Velocidad 0.60 m. ≤ V ≤ 3.00 m

Ramal principal

Est. T.D. a Est. 31

CTo = 1010.655 m.

CTf = 998.381 m.

Longitud = 20 + (20 * 2.5%) = 20.50 m.

FG = 0.03853

Casas Tramo = 60 unidades

C = 150

Calculando:

Caudal tramo = FG * # Casas = 0.03853 * 60 = 2.15 L/s.

Diferencia de alturas = CTo – CTf

Hf = 1010.655 – 998.381 = 12.274

Aplicando Hazen & Williams

$$D = \left[\frac{1743.81141 * 20.50 * 2.15^{1.85}}{12.274 * 150^{1.85}} \right]^{1/4.87} = 1.03 \, pu\lg ada$$

Como este diámetro no existe en el mercado, entonces

Ø inmediato mayor → Ø = 1.50 pulgadas

Nueva Hf

$$Hf = \frac{1743.811141 * L * Q^{1.85}}{C^{1.85} * D^{4.87}} = 1.927 m.c.a.$$

Verificando velocidad

V = 1.974 * 2.15 / 1.50² = 1.886 m/s.

0.60 ≤ 1.886 ≤ 3.00 Cumple condición.

Cota piezométrica inicial CPo = CS

Cota piezométrica final CPf = CPo–Hf

CPf = 1010.655 – 1.927 = 1008.728 mts

Presión hidrodinámica = CPf - CTf

Presión hidrodinámica = 1008.728 – 998.381 = 10.347 m.c.a.

Presión hidrostática = CPS – CTf

Presión hidrostática = 1010.655 – 998.381 = 12.274 m.c.a.

Ramal 2

Est. 31 a Est. 51

CTo = 998.381 m

CTf = 986.470 m

Longitud = 83.30 + (83.30 * 2.5%) = 85.28 m

FG = 0.03853

Casas tramo = 34 unidades

C = 150

Calculando:

Caudal tramo = FG * # Casas = 0.03853 * 36 = 1.2183 L/s

Diferencia de alturas = CTo – CTf

Hf = 998.381 – 986.470 = 12.361

Aplicando Hazen & Williams

$$D = \left[\frac{1743.81141 * 85.28 * 1.2183^{1.85}}{12.361 * 150^{1.85}} \right]^{1/4.87} = 1.10 \, pulgada$$

Como este diámetro no existe en el mercado, entonces

Ø inmediato mayor → Ø = 1.50 pulgadas

Nueva Hf

$$Hf = \frac{1743.811141 * 85.28 * 1.2183^{1.85}}{150^{1.85} * 1.50^{4.87}} = 2.807 m.c.a.$$

Verificando velocidad

V = 1.974 * 1.2183 / 1.50² = 1.069 m/s

0.60 ≤ 1.069 ≤ 3.00 Cumple condición.

Cota piezométrica Inicial CPo = 1008.728

Cota piezométrica Final CPf = CPo – Hf

Cota piezométrica Final CPf = 1008.728 – 2.807 = 1005.921

Presión hidrodinámica = CPf - CTf

Presión hidrodinámica = 1005.921 – 986.470 = 19.451 m.c.a.

Presión hidrostática = CPS – CTf

Presión hidrostática = 1010.655 – 986.470 = 24.185 m.c.a.

3.6.11 Obras hidráulicas

3.6.11.1 Tanque de alimentación (Captación)

Como el caudal de aforo de la fuente es menor que el caudal de bombeo se procede a calcular un tanque de alimentación:

V_{TA} = 3.6 * (3.312 – 2.76) * 8 + 1 * 1.50 * 1.50

V_{TA} = 3.6 * 0.552 * 8 + 1 * 2.25

V_{TA} = 18.1476

18.1476 ≥ 5 metros³ cumple condición

18.476 / (3.6 * 2.76) ≤ (24 – 8)

1.826 ≤ 16 cumple condición

3.6.11.2 Tanque de distribución

A. **Capacidad del tanque:**

1- $Volumen = \frac{(150 * 493) * 55\%}{1000} = 40.67 m^3 \approx 40 metros^3$

Volumen≈40,000 litros≈10,568.03 galones ≈ 1,412.94 pie³

2- Encontrando altura (h) comercial con volumen dado

Volumen cilindro = π/4 * D² * h → h = 1.0839 * $(Vol)^{1/3}$

h = 1.0839 * $(1{,}412.94l)^{1/3}$ = 12.16 pies ≈ 12 pies ≈ 3.66 m

3- Encontrando diámetro propuesto

D1 = $[(Vol / (\pi/4 * h)]^{1/2}$ → D1 = $[(1412.94 / (\pi/4 * 12)]^{1/2}$

D1 = 12.24 pies ≈ 3.73 m

4- Encontrando perímetro comercial P1, para calcular Ø final

$P1 = D1 * \pi \rightarrow P1 = 12.24 * \pi = 38.45$ pies ≈ 38 pies

5- Encontrando el Ø final

$D = P1 / \pi \rightarrow D = 38 / \pi = 12.10$ pies ≈ 3.69 m.

6- Encontrando el volumen aproximado agua

$V = \pi/4 * D^2 * h \rightarrow V = \pi/4 * 12.10^2 * 12 = 1{,}379.88$ pies³

7- Peso aproximado del agua.

Peso especifico agua = 62.4 libras/pie³

Peso agua = V * peso esp. agua

Peso agua = 1,379.88 * 62.43 = 86,145.91 libras

B. Diseño tapadera

Si el radio excede 4 pies se le debe dividir en octágonos o hexágonos (n), para que sea más rígida.

Carga viva mínima = 20 libras/pie²

Espesor mínimo = 1/8”

Altura

ho = Altura tapa

$ho = r/4 \rightarrow ho = 6.05/4 = 1.5125 \approx 1.51$ pies ≈ 0.46 metros

Paredes

l’ = Longitud l” = Franja por diseñar

Fs = Esfuerzo de acero en sección laminada

t = espesor

$l' = (ho^2 + r^2)^{1/2} \rightarrow l' = (1.51^2 + 6.05^2)^{1/2} = 6.236$ pies

$l'' = \frac{[\, l' - (2*1.5)\,] * \pi}{n} = \frac{[\, 6.236 - 3\,] * \pi}{8} = 1.271$ pies

n = Lados del circulo

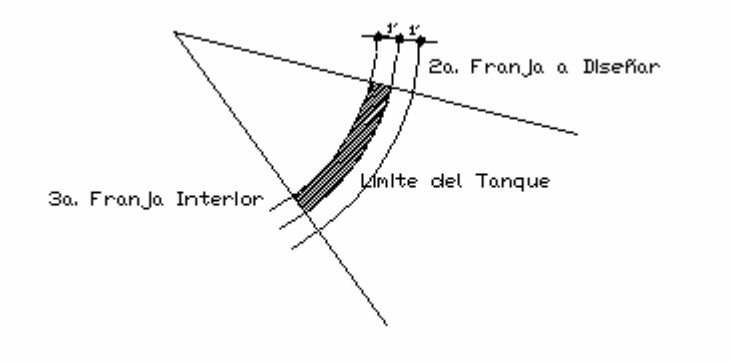


Figura 1 Franja de lámina por diseñar

W lámina = 490 lb/p³ * 1 p'/12" = 7.6563 libras/pie²

W total = 7.6563 + 20 = 27.6563 libras/pie²

Para la franja l"

W = 27.65 lb/pie² * 1 pie = 27.65 libra/pie²

Momento

M = W * L² / 8 ➔M = 27.65 * 1.211/8

M = 5.609 libra/pie * 12 pulg/1pie = 60.824 libra/pie

Módulo de sección requerida

$$Sreq = \frac{M}{Fs} = \frac{60.824}{15{,}000} = 4.055 * 10^{-3} \text{ pulg}$$

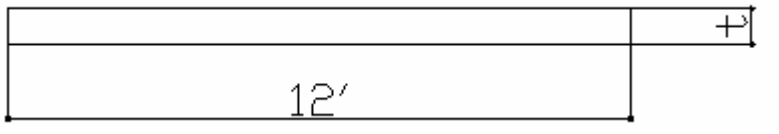


Figura 2 Módulo de sección

$s = b * t^2 \rightarrow t = ((S * 6)/12)^{1/2}$

$t = ((4.055 * 10^{-3} * 6)/12)^{1/2} = 0.0450" = 1/8$ pulgada

Se establece un grosor de 1/8"

C- Diseño del cuerpo

Sabemos que el esfuerzo para el cuerpo del tanque viene dado por la siguiente fórmula:

$S = 2.6*h*d \div t \quad \rightarrow \quad t = 2.6*h*d/Øs$

h = Altura cuerpo

d = Diámetro

t = Espesor

Ø = Factor de eficiencia de soldadura (0.85)

s = Esfuerzo unitario acero (15,000 libra/pie²)

$t = (2.6 * 12 * 12.10) \div (0.85 * 15000) = 0.0296$ " ≈ 1/32

Según tabla núm. XXXIV del apéndice D.

t = 1/32 + 1/8 (por corrosión) = 0.15625" ≈ 6/32" = 3/16"

Se establece un grosor de 3/16"

D- Diseño del fondo

Altura

ho = dc / 4 ➔ ho = 12.10 / 4 = 3.025"

ho = altura fondo

dc = diámetro cilindro

Paredes

Según la fórmula siguiente:

$s = [2.6 * h * d * (\sec \theta)] \div Øt \quad \rightarrow \quad t = [2.6 * h * d (\sec \theta)] \div Øt$

h = Altura (altura cilindro + altura fondo)

d = Diámetro

θ = Ángulo que forma el fondo del tanque con la vertical en cualquier punto

t = Espesor

Ø = Factor de eficiencia de soldadura (0.85)

s = Esfuerzo unitario acero (15,000 libra/pie²)

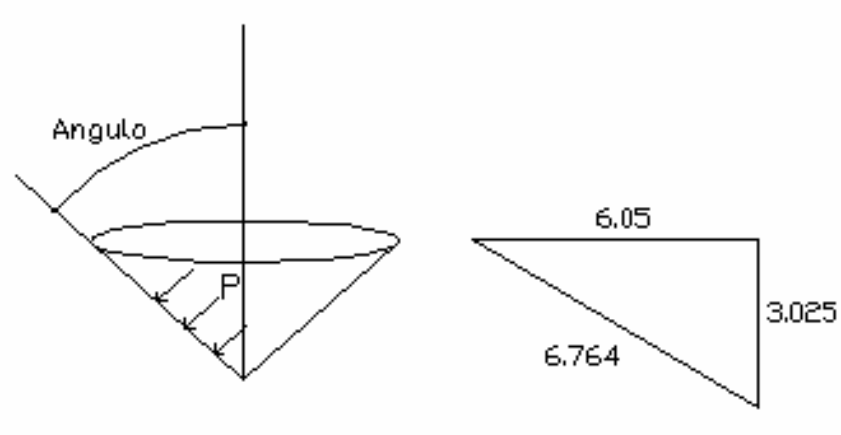


Figura 3 Ángulo que forma el fondo del tanque con vertical

$$seno\theta = \frac{Opuesto}{Hipotenusa} \rightarrow seno^{-1}\theta = \frac{Opuesto}{Adyacente}$$

$$\sec ante\theta = \frac{\tan gente\theta}{seno\theta}$$

$$seno^{-1}\theta = \frac{3.025}{6.764} = 26°33'54'' \rightarrow \sec ante\theta = \frac{\tan gente 26°33'54''}{seno 26°33'54''} = 1.118$$

t =(2.6*(12+3.025)*12.1*1.118)÷(0.85*15000) = 0.0414 " ≈ 1/16"
según tabla núm XXXIV, apéndice D.

t = 1/16 + 1/8 (por corrosión) = 0.1875" ≈ 3/16"

Se establece un grosor de 3/16", pero por seguridad se utilizará lámina de ¼, aunque 3/16" satisface el esfuerzo, pero se encuentra en el límite.

Diseño y cálculo del cuerpo del tanque metálico

Datos	
Capacidad	40.00 m³ = 1,412.94 pies³
Altura torre	12.00 m = 39.372 pies
Acero estructural	Fy = 36 ksi
Acero de refuerzo	Fy = 2810 kg/cm²
Concreto	Fc = 281 kg/cm²
Valor soporte suelo	12.00 Ton/metro (asumido)
CARGAS	
Acero	490 libras/pie³
Concreto	150 libras/pie³
Suelo	100 libras/pie³
Agua	62.43 libras/pie³
TECHO	
Forma	Cónica
Altura	0.46 metros = 1.513 pies
Diámetro	3.68 metros = 12.10 pies
Espesor lámina	1/8”
CUERPO	
Forma	Cilíndrica
Altura	3.66 metros = 12.00 pies
Diámetro	3.68 metros = 12.10 pies
Espesor lámina	3/16”
FONDO	
Forma	Cónica

Altura	0.92 metros = 3.025 pies
Diámetro	3.68 metros = 12.10 pies
Espesor lámina	1/4”

TORRE

Columnas inclinadas	4.00 unidades
Separación columnas adyacentes	4.50 metros = 14.76 pies
Separación columnas dirección diagonal	6.37 metros = 1.94 pies
Separación riostras horizontales	2.40 metros = 7.87 pies
Longitud de riostras horizontales	Variable
Longitud de arriostres diagonales	Variable

CIMENTACIÓN

Losa continua con agujero en el centro

Profundidad de 1.40 metros = 4.59 pies

Ver esquema en apéndice A, figura 20.

SISMO

V = ZIKCSW

V = Corte basal

Z = Factor zona sísmica = 1.00

I = Factor importancia sismo = 1.00

K = 2.50 (tanque lleno)

$C = 1 \div (15 * t^{1/2})$ ➔ $t = 0.0906 * hn \div D^{1/2}$

S = 1.50

$CS \leq 0.14$

$0.12 \leq KC \leq 0.25$

$t = 0.0906 * 13.83 / 4.50^{1/2}$ ➔ $t = 0.591$

$C = 1 / (15 * 0.591^{1/2})$ ➔ $C = 0.0867$

CS = 0.0867 * 1.5 = 0.13 ➔ 0.13 ≤ 0.14 cumple condición

KC = 2.50 * 0.0867 = 0.217 ➔ 0.12 ≤ 0.217 ≤ 0.25 cumple condición

V = 1 * 1 * 2.50 * 0.13 = 0.325W

Tablas núm. XVIII, XIX, XX de anexo F, y figura 2 de apéndice B.

VOLUMEN

Vol = (π * 3.68²/4) (3.66 – 0.15) + (π * 3.68²/4) (0.92/3) = 40.644 m³

PESO (Se asume un 1/4", para todo el depósito)

Wagua = 40.00 * 3.281³ * 62.43 = _____ 8,200.697 libras

Wtapa = (π * 3.68²/4) * 3.281² * 490 / (4 * 12) __ 1,168.834 libras

Wcuerpo = (π * 3.68) * 4 * 3.281² * 490 / (4 * 12) __ 5,081.887 libras

Wfondo = (π * 3.68²/4) * 3.281² * 490 / (4 * 12) ___ 1,168.834 libras

Wacceso = asumido _____ 1,000.000 libras

96,620.252 libras

Wcolumnas = 4 * 12 * 3.281 * 28.55 _____ 4,494.120 libras

Wbreizas = 40 * 3.20 * 3.281 * 3.65 / .0625_ 2,451.866 libras

Wmiembros ho= 12 * 3.66 * 3.28 * 3.65 _____ 525.810 libras

7,471.796 libras

seno θ = 0.625 ; cos θ = 0.781; tan θ = 3.20/(3.66 + 4.50)/2) = 0.784

ANÁLISIS

El viento no es crítico, se analiza únicamente por sismo:

Wtotal = 96,620.252 + 7,471.796 = 104,095.048 Libras

W/columna = 104,095.048 / 4 = 26,023.762 Lbs= 26.024 kips

V' = 0.325 * 96,620.252 / 1000 = 31.402 * 1.25 = 39.252 kips

V" = 0.325 * 7,471.796 / 1000 = 2.428 * 1.25 = 3.305 kips

33.830 * 1.25 = 42.557 kips

M' = 39.252 * 13.83 * 3.281 = 1,781.108 kips-pie

M" = 3.305 * 6 * 3.281 = 65.062 kips-pie

1,846.170 kips-pie

Separación a ejes columnas adyacentes = 4.50 * 3.281 = 14.765 pies

Separación col. en dirección diagonal = 14.765 / 0.707 = 20.883 pies

ANALIZANDO EN DIRECCIÓN XX y YY

Vmarco = 42.557 / 2 = 21.279 kips

Mmarco = 1,846.170 / 2 = 923.085 kips-pie

Reacción en la base (R) = 923.085 / 14.76 = 62.540 kips

T ± C = 62.540 kips (en columnas)

T = 23.552 kips (en diagonales)

C = 21.279 kips (en horizontales)

Vpernos = 21.279 kips

ANALIZANDO EN DIRECCIÓN XY (diagonal)

Vmarco = 42.557 / 2 = 21.279 kips

Vmarco = 42.557 * 0.707 = 30.088 kips

Mmarco = (1,846.170 / 2) * 0.707 = 652.621 kips-pie

Reacción en la base (R) = 652.621 / 14.76 = 44.216 kips

T ± C = 44.216 * 2 = 88.432 (en columnas)

T = 33.301 kips (en diagonales)

C = 30.088 kips (en horizontales)

Vpernos = 21.279 kips

DISEÑO DE COLUMNAS

Es crítica en la compresión

$fa \leq Fa$

C = 88.432 + 26.024 = 114.456 kips

L = 2.40 metros = 7.874 pies = 94.49 pulgadas

Ensayando con tubo de Ø = 6" estándar

A = 5.58 pulg² → R = 2.25 pulgadas

$K \leq 1.00$ ➔ $K * L / R = (1.00 * 94.49) / 2.25 = 41.99 \approx 42.00$

Fa = 17.81 * 1.33 = 23.69 ksi

fa = 114.456 / 5.58 → fa = 20.512

➔ $20.512 \leq 23.69$ cumple condición, se usará tubo de 6"

DISEÑO DE MIEMBROS DIAGONALES

$240 \leq L/R \leq 300$

T = 23.552 kips

L = 5.10 metros = 16.73 pies = 200.80 pulgadas

$L / R \leq 240$ ➔ $R \geq 200.80 / 240 = 0.84$ pulgadas

Ft = 0.60 * 36 = 21.60 * 1.33 = 28.73 ksi

At = 23.552 / 28.73 = 0.82 pulgadas²

$20.512 \leq 23.69$ cumple condición, se usará tubo de 6" en columnas

Ensayando con tubo de Ø = 2" estándar

A = 1.07 pulg² → R = 0.787 pulgadas

ft = = 23.552 / 1.07 = 22.01 ≤ Ft = 28.73

L/R = 200.80 / 0.787= 255.16

➔ $240 \leq 255.16 \leq 300$ cumple condición, se usará tubo de 2"

DISEÑO DE MIEMBROS HORIZONTALES

$fa \leq Fa$

C = 21.279 kips

L = 4.30 metros = 14.104 pies = 169.25 pulgadas

KL / R ≤ 200

K = 1 ➔ R ≥ 1 * 169.25 / 200 = 0.85

Ensayando con tubo de Ø = 3" estandard

A = 2.23 pulgadas² → R = 1.16 pulgadas

K * L / R = (1.00 * 169.25) / 1.16 = 145.91 ≈ 146.00

Fa = 7.01 * 1.33 = 9.32 ksi

fa = 21.279 / 2.23 → fa = 8.35

➔ 8.35 ≤ 9.32 cumple condición, se usará tubo de 3"

DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE

T = 88.432 - 26.024 = 62.408 kips

Tpernos = 62.408 / 8 = 7.801 kips

V = 21.279 kips

Vpernos = 21.279 kips / 8 = 2.66 kips

Usando 8 pernos de Ø = 1.5" (A 307)

At = 0.606 y Av = 0.785

fv = 2.66 / 0.785 = 3.388 ≤ Fv = 10

ft = 7.801 / 0.606 = 12.87 ≤ Ft = 20

Ftv = 28 – (1.60 * 3.388) = 22.58 ≤ Ft = 20

Usamos 8 de Ø = 1" A 307 en la base,

tw = 5/16", Placa de 12" x 12" x 1"

Tw = ((0.707 * 5/16)*13.83*π* 6.625) = 63.60 > 62.408 ➔ tw = 5/16"

Mpl = ((40% * 62.408) * 3) * 70% = 52.42 kip-pulgada

$t = ((6 * 52.42) / 27 * 12)^{1/2} = 0.985 \approx 1.00$

fp = 114.456 / 12² = 0.80 ≤ Fp = 0.25 * 4000 = 1.00 ksi

CIMENTACIÓN

P = 104,095.048 Libras = 47.22 Toneladas

M = 1,846.170 / 1.25 = 1476.94 kips-pie = 204.20 T-m

M1 = 33.830 * 1.40 / 2.2 = 21.52 T-m

Mtotal = 204.20 + 21.52 = 225.72 T-m

A = 36.00 m²

I = 145.50 m^4

S = 44.77 m³

Pstc = (1.60 x 0.80 + 2.40 x 0.60) * 36 = 97.92 T

Me = (97.92 + 47.22) (6.50 / 2) = 469.43 T-m

FSv = 472.68 / 225.72 = 2.09 > 1.50

FSd = (0.40 * (97.92 + 47.22)) / 13.54 = 4.28 > 1.50

PRESIÓN

a ± (469.43 – 225.72) / (97.92 + 47.22) = 1.67 m

P1 ≥ 2 * (97.92 + 47.22) / 3 * 1.67 * 6.50 = 8.91 ≤ 12

CIMENTACIÓN DE 6.50 * 6.50 * 0.60 (AGUJERO DE 2.50 * 2.50) EN LOSA:

P2 = 1.70 * (8.91 – (2.40 * 0.60) – (1.60 * 0.80)) = 10.52 T / m²

Mvol = 10.52 * 1² / 2 = 5.26 T-m/m

Mlc = 10.52 * 4.50² / 8 - 5.26 = 21.37 T-m/m

Sí en 2.00 metros, b = 2.00 y d = 50 cms

As = 19.38

As (min) = 24.00, se coloca núm. 6 @ 0.16 m en dos sentidos

PEDESTALES

Mu = 1.70 * (33.83 / 2.2) * 0.80 = 20.91 T-m

As = 14.26 cm² * 4 = 57.06, se colocan 12 No. 8

b = 60, d = 60 – (5 + 1.27 + (2.54 / 2)) = 52.46

Vu = 1.70*(33.83/2.2)*1000/(0.85*60*52.46) =9.77, núm. 3 @ 0.15 m

Sección de 0.60 * 0.60, 12 núm. 8 y estribos núm. 3 @ 0.15 m.

3.6.11.3 Desinfección

Se utilizará un hipoclorador que se compone de un depósito con capacidad de 100 litros, utilizado para preparar la mezcla.

3.6.11.3.1 Dosificación hipoclorador

Para calcular la dosificación de hipoclorito que se empleará diariamente, se consideró una relación agua cloro (Rac) de un mg/L y una concentración de cloro (Cc) de 65%, como se muestra en el siguiente cálculo:

G = (Qc * Rac * 86,400) / Cc
Donde:
Qc = Caudal día máximo
Relación agua cloro Rac = 1 mg/L
Concentración de cloro Cc = 65%
86,400 = Segundos del día

G = (1.29 * 0.001 * 86,400) / 0.65 = 171.50 gramos

3.7 Cálculo de tarifa

Para el proyecto en estudio se calculará la tarifa contemplando un período de cuatro años y analizando los costos siguientes:

Costo de operación (C_O):

$$Co = (L/3 + Nc/20) * Pj * 1.43$$

Donde:

L = Longitud de tubería en km

Nc = Número de conexiones

Pj = Pago a jornalero por día (Q.37.50)

1.43 = Factor de prestaciones

C_O = (3.00633/3 + 60/20) * 37.50 * 1.43 = 214.61 / mes

Costo de mantenimiento (C_M):

$$C_M = 0.004 * M / P$$

Donde:

M = Costo de materiales no locales

P = Periodo de diseños (años)

0.004 = Corresponde al cuatro por millar

C_M = 0.004 * 299,869.53 / 20 = 59.97

Costo de tratamiento (C_T):

$$C_T = (30 * C_{HTH} * Qc * Rac * 86{,}400) / (45{,}400 * Cc)$$

Donde:

C_{HTH} = Costo de 100 lbs. de hipoclorito de calcio

Qc = Caudal día máximo a los cuatro años de servicio

Rac = Relación agua cloro en un parte por millar

Cc = Concentración de cloro al 65%

30 = Días del mes

86,400 = Segundos en un día

45,400 = Gramos en 100 libras

C_T = (30 * 1000 * 1 * 0.001 * 86,400) / (45,400 * 0.65) = 87.83 / mes

Depreciación de equipo (D_E):

$$D_E = C_E / (12 * P)$$

Donde:

C_E = Costo de equipo de bombeo

P = Período de la bomba

12 = Meses del año

D_E = 20,000.00 / (12 * 10) = 166.67 / mes

Costo de energía (C_E):

Costo mensual por consumo de gasolina

$$C_G = C_{G/Lt} * (0.230 Lt/Hr/HP) * Pot * H_B * 30$$

Donde:

Pot = Potencia de la bomba en HP

H_B = Horas diarias de operación de la bomba

30 = Días que componen un mes

$C_{G\,/\,Lt}$ = Costo de gasolina por litro

0.230 = Consumo de Lt / Hr de gasolina por caballo de fuerza

C_G = 18.75 * 0.230 * 2 * 8 * 30 = 2,070.00 / mes

Gasto administrativo (G_A):

$$G_A = (0.10 al 0.15) * (C_O + C_M + C_T + D_E + C_E)$$

G_A = (214.61 + 59.97 + 87.83 + 166.67 + 2,070.00)=2599.08

G_A = 0.10 * 2599.08

G_A = 259.91 / mes

Costo de reserva (C_R):

$$C_R = (0.10 al 0.15) * (C_O + C_M + C_T + D_E + C_E)$$

G_R = (214.61 + 59.97 + 87.83 + 166.67 + 2,070.00)=2599.08

G_R = 0.10 * 2599.08

G_R = 259.91 / mes

Tarifa mensual por conexión (Tar):

$$Tar = \left(C_O + C_M + C_T + D_E + C_E + G_A + C_R\right) \Big/ No.deViviendas$$

Tar = (214.67 + 59.97 + 87.83 + 166.67 + 2,070.00 + 259.91 + 259.91

Tar = Q. 3,118.96

Tarifa mensual por familia = 3,127.62 / 60 = Q. 51.98 por familia

Para que el sistema de suministro de agua por bombeo de la comunidad Las Victorias por La Paz, sea realmente sostenible, se requiere de una tarifa mensual de Q. 51.98 por familia durante los primeros cuatro años.

3.8 Elaboración de planos

Los planos del sistema de agua potable se encuentran en apéndice F.

3.9 Elaboración de presupuesto

Tabla II Presupuesto proyecto agua potable

RENGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	UNITARIO MATERIAL	UNITARIO MANO O.	VALOR MATERIAL	VALOR MANO O.	SUB-TOTALES
1	|							
1.1	Limpieza	3,006.33	ml	-	5.00	-	15,031.65	15,031.65
1.2	Excavación	992.00	m³	-	13.00	-	12,896.00	12,896.00
2	**Captación**							
2.1	Muro de retención	1.00	unidad	700.00	300.00	700.00	300.00	1,000.00
2.2	Tanque de almacenamiento (succión)							
	y válvula de paso	1.00	unidad	25,618.00	4,500.00	25,618.00	4,500.00	30,118.00
3	**Sistema de bombeo**							
3.1	Casera para bombeo y desinfección	1.00	unidad	10,432.00	3,487.92	10,432.00	3,487.92	13,919.92
3.2	Equipo de bombeo	1.00	unidad	8,380.00	700.00	8,380.00	700.00	9,080.00
4	**Línea de conducción**							
4.1	Línea de succión	24.00	ml	107.67	12.00	2,584.08	288.00	2,872.08
4.2	Línea de descarga	924.28	ml	20.00	6.00	18,485.60	5,545.68	24,031.28
5	**Desinfección**							
5.1	Instalación de equipo	1.00	unidad	24,000.00	-	24,000.00	-	24,000.00
6	**Tanque de distribución**							
6.1	Tanque elevado 40 m³	1.00	unidad	140,000.00	-	140,000.00	-	140,000.00
7	**Línea de distribución**							
7.1	Red de distribución	2,057.75	ml	25.40	-	52,266.85	-	52,266.85
8	**Conexiones**							
8.1	Conexiones domiciliares	60.00	unidad	290.05	215.48	17,403.00	12,928.80	30,331.80

Costo directo de la obra	355,547.58
Costo indirecto	142,219.03
Total	497,766.61

4. NORMAS DE DISEÑO
–EDIFICIO ESCOLAR-

4.1 Criterios de diseño

Las normas criterios que se presentan a continuación son requisitos mínimos que establece el Ministerio de Educación, varían de acuerdo con la actividad y la edad de los alumnos, en relación con los niveles educativos que existen:

1) Pre-primario 2) Primario

4.1.1 Terreno

Los estudios de ordenamiento escolar y de planeamiento urbano de la ciudad o de la zona, son elementos fundamentales para la correcta ubicación de los establecimientos educativos, los que a su vez, requieren para su emplazamiento, de un terreno que al elegirse deberá considerar:

a. Ubicación: la ubicación del planeamiento urbano o regional en donde se planteará la localización adecuada, la cual se habrá detectado a través de un diagnóstico, en el que se considerarán aspectos como: población a servir, radios de acción de los edificios escolares existentes planificados y normas de equipamiento.

El establecimiento educativo deberá situarse dentro de la zona de residencia a la cual sirve, entendiéndose por esta a la del 70% de su alumnado como mínimo, considerando además, las proyecciones futuras del desarrollo habitacional y poblacional.

La distancia y el tiempo recomendable de recorrido varían según el nivel educativo y las condiciones de movilidad de los alumnos. Ver anexo G, tabla núm. XXI.

b. Tamaño: el tamaño adecuado del terreno para la construcción de un edificio escolar, es aquel que permite desarrollar la totalidad del programa de necesidades del edificio, así como espacios abiertos para recreación, educación física y estacionamientos, sin forzar el desarrollo en altura por encima de los niveles correspondientes a la edad de los alumnos. El tamaño del terreno dependerá principalmente del número de alumnos que asistan a la escuela , aplicándose el de la jornada crítica. Par tener una forma de determinar el área se puede observar la tabla núm. XXII del anexo G.

Para el nivel primario en el área rural, se considera un área óptima de terreno de 40 m² por alumno en el cual se incluyen áreas para prácticas agropecuarias y forestales.

c. Forma: el terreno debe ser de forma regular, plano o de pendiente suave, no mayor del 10%. Se deberá procurar que el terreno tenga una superficie ligeramente más elevada respecto al área circundante, para asegurar un drenaje natural y evitar los gastos por nivelación y relleno para obtener pendiente. Los terrenos deberán ser preferentemente rectangulares con una relación largo-ancho máximo de 5/3.

4.1.2 Economía

La preocupación por obtener el mejor rendimiento de los recursos disponibles, debe estar presente en todos y cada uno de los aspectos de las programación y el diseño, con la finalidad de poder alcanzar la solución

económica, no sólo en cuanto al costo absoluto del edificio, sino también en el ajuste y utilización de superficies, en el aprovechamiento de materiales y sistemas constructivos apropiados, en la reducción del tiempo de ejecución, gastos de conservación y costo operativo del establecimiento.

4.1.3 Espacios educativos

Es el conjunto de espacios destinados al ejercicio de la acción educativa, dependiendo de la actividad a desarrollar así serán las características de estos. Los espacios educativos o ambientes, desempeñan uno de los principales aspectos que se deben tener en cuenta e incluirse en la planificación, se pueden ver en la tabla XXIII, anexo G.

4.1.4 Emplazamientos

El emplazamiento del conjunto en el terreno debe incluir la relación entre la superficie ocupada por las construcciones y las superficies libres (áreas de recreación, educación física, áreas verdes, etc.).

La tendencia de este aspecto debe ser la de lograr el máximo de espacios abiertos, compatibles con el tamaño del terreno y del edificio por construir. Las superficies construidas a nivel del terreno o planta baja ocuparán como máximo un 40% de la superficie del mismo y deberán estar ordenados de modo que los espacios abiertos para los diferentes fines, puedan integrarse en espacios de formas regulares.

Entorno: la tarea escolar debe desarrollarse en un ambiente tranquilo y agradable. Por lo que las mejores condiciones de entorno las proporcionan las

zonas residenciales con espacios abiertos y arbolados, calles tranquilas y de poco tránsito, alejadas no menos de:

120 metros centros generadores de ruidos, olores o emanaciones

300 metros de hospitales

500 metros de cementerios

Y lo más alejado posible de áreas cuyas actividades sean discordes con las características y exigencias psicopedagógicas propias de la edad de los educandos, tanto en el aspecto físico como moral (cantinas, salones de baile etc.), para la buena ubicación de un establecimiento educativo, es importante que esté cerca del equipamiento deportivo y/o recreación de la comunidad, con cuidado de no ubicarlo cerca de cables de alta tensión y donde exista posibilidades de inundación, deslaves o hundimientos.

Accesibilidad: para una buena elección de un terreno, debe tomarse en cuenta sus facilidades de acceso, de acuerdo con las características de las calles circundantes y la afluencia natural de personas, deberá estar alejado de las vías de tráfico intenso, rápido o pesado y el número de entradas y salidas será reducido al mínimo para el control de ingresos y egresos.

Infraestructura física: para el mejor funcionamiento de un plantel escolar, es indispensable la existencia de servicios públicos, tales como líneas de electricidad, agua, drenajes, transportes, pavimento, teléfono, etc. El lugar debe contar con el máximo de servicios para obtener las mejores condiciones de acceso y comunicación.

4.1.5 Orientación del edificio

Tanto el emplazamiento como la forma del edificio están condicionados por la necesidad de obtener una buena orientación para la iluminación, ventilación y asoleamiento de todos los sectores del edificio, de acuerdo con el destino de los espacios escolares que lo integran y las condiciones geográficas del lugar. El diseño del conjunto deberá contemplar el control de la penetración solar, tratamiento de superficies extremas, movimiento del aire, disposición de espacios exteriores, posición y protección de las aberturas exteriores y materiales de construcción. La orientación ideal será la norte-sur, sin embargo, la orientación será definida en el terreno, teniendo en cuenta principalmente el sentido del viento dominante.

Superficie del edificio: en cuanto al área requerida varía en función de las necesidades que se necesiten satisfacer según sea la capacidad asignada y el nivel o modalidad de la enseñanza a que se destina el establecimiento. La superficie mínima es la que se indica a continuación en la tabla núm. III.

Tabla III Área de construcción

ÁREA CONSTRUIDA	NIVEL
4 m² / alumno	Pre-primario
5 m² / alumno	Primario

Altura del edificio: el edificio escolar debe alcanzar un máximo desarrollo en la planta baja, dentro de los límites que imponen la dimensión del terreno disponible, la necesidad de espacios abiertos y la conveniencia de reducir recorridos de circulación e instalaciones. Para el nivel pre-primario sólo deben construirse edificaciones de un nivel, y para el primario hasta un máximo de tres (3) niveles, tomando en cuenta la edad de los alumnos.

4.1.6 Ventilación

Aspecto de suma importancia, debido a que cada aula, mantiene durante los períodos de clase un número considerable de alumnos que llenan el aire contenido en ella de anhídrido carbónico lo cual roba el oxígeno, por lo que se hace necesario proveer el aula de una ventilación, preferentemente natural, evitando así, que el aire se contamine y afecte la salud de los alumnos, lo que perjudica a su vez el rendimiento. Esto se logra con una buena orientación del edificio escolar, la forma, ubicación y tamaño de puertas y ventanas.

Criterios de ventilación: la dirección de los vientos en Guatemala, es norte-sur, por lo que el área de ventilación debe estar orientada en ese sentido. El área recomendable de ventilación debe ser de 50% del área de ventanas.

Área de abertura: en la ventilación natural el área de entrada y de salida del aire, deben estar uniformemente distribuidas para garantizar una ventilación en todo el ambiente. Si a todo lo expuesto anteriormente se le agregan factores como velocidad, sentido del viento y la diferencia de temperatura en el exterior, en las distintas épocas del año y hora del día, se llegará a la conclusión que el área de abertura para la ventilación natural debe ser gradual para garantizar una ventilación adecuada, en cualquier circunstancia.

4.1.7 Comodidad

Existen factores tanto internos como externos que deben tomarse en cuenta para el buen desarrollo de la actividad escolar, éstos son:

a) Comodidad visual
b) Comodidad térmica
c) Comodidad acústica

a) Comodidad visual: para una buena comodidad visual, deben seguirse los siguientes criterios:

Criterio de iluminación: una eficiente actividad escolar, requiere de un determinado nivel de iluminación, el que debe de analizarse en función de intensidad, brillo y distribución de luz, factores que sirven de guía para el diseño de ventanas, cuya área se determina según el nivel de iluminación deseado, evita la incidencia directa de los rayos solares en lo locales y equilibra el tratamiento de colores.

La iluminación, ya sea artificial o natural, debe ser abundante y uniformemente distribuida, evita así la proyección de sombras y contrastes muy marcados; ésta obliga a estudiar cuidadosamente la relación entre la fuente de iluminación las posiciones de los alumnos, aunque éstas pueden variar por el carácter flexible de las actividades.

Nivel de iluminación: para el establecimiento de niveles de iluminación óptima de los diferentes locales de un establecimiento educativo se debe considerar:

- **Iluminación sobre las áreas de trabajo:** esta se da en luxes y varía de acuerdo a la naturaleza de la actividad y edad de los alumnos, como se puede observar en la siguiente tabla, la cual da los niveles de iluminación recomendados por tipo de local. Para lograr una buena iluminación interior en las aulas es aconsejable que las ventanas se localicen en la parte alta de los muros y dependerá directamente del tamaño del local, pues se logra una mejor iluminación en ambientes regulares que en uno grande y largo. Ver anexo G, tabla núm. XXIV.

- **Brillantez:** esta se refiere a la calidad de la iluminación y depende de la intensidad de la fuente de iluminación (natural o artificial), del color y del coeficiente de reflexión de los acabados en los muros y cielo del aula. Ver tablas núm. XXV y XXVI del anexo G.

Tipo de iluminación: se recomienda la iluminación natural en una forma pareja y uniforme, sin que haya incidencia de rayos solares, sombras o deslumbramientos molestos. La iluminación en un aula, puede ser de forma unilateral o bilateral, en ambos casos se recomienda que el área de ventana sea del 25% al 30% del área de piso. En el caso de iluminación unilateral se recomienda que el techo y el muro del fondo sean de un color muy claro donde el muro del fondo no debe estar a una profundidad mayor de 2.5 veces la altura del muro que tenga ventanas.

El diseño de ventanas o aberturas para la iluminación debe proporcionar luz natural, pareja y uniforme sobre el plano de trabajo en todos los puntos del aula. La iluminación natural puede ser unilateral, bilateral, cenital y artificial.

Iluminación unilateral

El área de ventanas debe ser de 25% al 30% del área de piso y el muro del fondo (opuesto a la ventana) debe ser de color muy claro.

Iluminación bilateral

Las ventanas en el muro del fondo ayudan a mejorar condiciones de iluminación, también el área total debe ser del 25% al 30% del área de piso.

Iluminación cenital

Requiere de un 15% a un 20% del área total del piso del local.

Iluminación artificial

La iluminación artificial responderá al cálculo lumitécnico que permita alcanzar índices lumínicos adecuados al tipo de tarea por desarrollar. La iluminación artificial puede utilizarse como apoyo a la iluminación natural, en este caso es suficiente asegurar un nivel mínimo general de 150 luces.

En el caso de requerir una iluminación nocturna, esta debe cumplir con los siguientes requisitos:

a) La iluminación debe ser difusa para no molestar la vista.

b) Debe iluminar los puestos de trabajo en forma idéntica a la iluminación natural.

- **Color:** es uno de los elementos que ayudan a optimizar la iluminación natural y evitar la reverberación. Para el área de Escuintla donde la luz solar es muy intensa, se recomienda el uso de colores fríos (verde, azul, gris, etc.), complementados con aquellos que tengan un efecto tranquilizante y el uso de contraste para aislar o reforzar las áreas de interés, recomendándose la ayuda de colores complementarios como:

  Naranja → azul, azul oscuro, pardo, verde oscuro
  Rojo → verde o azul oscuro
  Amarillo → azul y violeta
  Verde → rojo violáceo

b) Comodidad térmica: depende directamente de la ventilación del ambiente, la cual debe ser constante, alta, cruzada y sin corriente del aire, utilizando un mínimo de 6 m³ de volumen de aire por alumno. En las regiones de clima cálido, se recomienda que mientras más alta sea la temperatura

exterior más baja deberá ser la temperatura interior, por esta razón las zonas contiguas a las aberturas de ventilación de las ventanas deben estar a la sombra para que el aire caliente se eleve y el frío descienda.

c) Comodidad acústica: es muy importante pues influirá en el estado anímico de los alumnos, un edificio debe ser libre de ruidos o interferencias sonoras que puedan molestar el oído o servir de distractores. Cuando el ruido es generado en la propia aula se recomienda el uso de los muros de materiales porosos que son las que mejor absorben el sonido.

4.1.8 Aspectos climáticos

Es el conjunto de fenómenos meteorológicos que caracterizan el estado medio de la atmósfera, en un punto determinado de la superficie terrestre.

Es muy importante tener en cuenta los factores climáticos en las actividades escolares, a tal punto que cualquier falta de previsión en este sentido pueda llevar a niveles inaceptables el rendimiento de los espacios educativos. Por lo que las características climáticas que corresponden a las temperaturas, precipitación pluvial, vientos dominantes, humedad, asoleamiento y luminosidad con determinantes en las condiciones adecuadas de habitabilidad de los espacios educativos. En el país existen cinco regiones climáticas registradas, las cuales se pueden ver en la figura 22, del apéndice A.

4.2 Planificación

Es uno de los aspectos más importantes, pues vendrá a ser la base para que el conjunto de edificaciones queden enmarcadas dentro de los lineamientos que conllevan el buen desempeño del proceso de enseñanza-aprendizaje y

cumplan la función para lo cual fueron diseñados, por lo que es necesario conocer cada parte del conjunto arquitectónico que formará la edificación.

4.2.1 Espacios educativos (ambientes)

Es el conjunto de espacios destinados al ejercicio de la acción educativa, el que se desarrolla en forma gradual e integrada por medio de actividades tendientes al desarrollo psicomotor, socio-emocional, de actividad creadora y de la sensibilidad estética, exigiendo estética, exigiendo la aplicación de diversas técnicas y recursos pedagógicos según la naturaleza de las mencionadas actividades, los que influyen en que las características de los espacios educativos, varíen de acuerdo con los requerimientos pedagógicos.

4.2.1.1 Aula teórica

Es el espacio educativo que se conoce comúnmente como aula y que tiene entre sus características las siguientes:

a. Función: la naturaleza teórica total o parcial del contenido de los programas de estudios, que exigen espacios educativos flexibles y versátiles que permitan el desarrollo no sólo del método tradicional expositivo sino el de otras técnicas didácticas que generan otro tipo de actividades.

b. Capacidad: las aulas deben construirse para acomodar como máximo cuarenta alumnos para el nivel pre-primario y primario. Las dimensiones ideales son de 6 x 9 x 4 metros para un grupo de cuarenta alumnos. La superficie depende del nivel educativo como se puede ver en la siguiente tabla núm. XXVII, del anexo G.

c. Superficie: se debe considerar únicamente el caso crítico, es decir, cuando se toma la capacidad máxima del aula dependiendo del nivel educativo. Ver tabla núm. XXVIII, anexo G.

Se recomienda que la forma del aula sea cuadrada o rectangular o que la proporción largo ancho no exceda una relación 1/1.5

d. Altura: la altura mínima para los muros deberá ser de 2.50 metros y 3.00 como máximo, en las escuelas pre-primarias deberá dársele una altura que asemeje la del hogar.

e. Comodidad: este aspecto es muy importante de cubrir, porque es donde el alumno se sentirá a gusto en el aula y por ende captará mejor las enseñanzas que se le impartan. Entre los principales componentes de comodidad que deben cubrirse están:

e.1 Comodidad visual: la distancia máxima del alumno sentado en la última fila del pizarrón no deberá exceder a 8.00 metros y el ángulo horizontal de visión respecto del pizarrón de un alumno sentado en cualquier lugar no será menos de 30 grados.

e.2 Iluminación: la iluminación natural deberá ser bilateral y diferenciada, considerando como fuente principal la proveniente del lado izquierdo del estudiante, viendo hacia el pizarrón. Para asegurar que la iluminación natural sea suficiente y uniforme, la superficie de las ventanas deberá ser por lo menos el equivalente a un tercio (1/3) del área de piso del aula.

e.3 Acústicos: se consideran las aulas teóricas locales tipo tres de generación de ruidos y como tipo tres de tolerancia. El aislamiento acústico recomendable considera un nivel de atención de ruido de 20 a 30 decibeles como mínimo para los elementos de cierre lateral.

e.4 Térmico: por ser una zona con temperaturas altas se debe tratar de proporcionar una ventilación constante, alta cruzada y controlable por medios mecánicos. El área de abertura de ventanas deberá permitir un mínimo de 6 cambios por hora de volumen total de aire contenido en el local. Cuando la orientación resultante sea desfavorable, durante las horas de clase deberá considerarse el uso de aleros o parteluces para proteger el ambiente interior de la penetración de los rayos solares directos del reflejo de la radiación solar. El volumen interior no deberá ser menor de 3.00 m³ por alumno y en lugares de clima caluroso deberá aumentarse a 4.00 m³ por alumno.

4.2.1.2 Cocina-bodega

Tomando en cuenta las deficiencias que presenta la nutrición en la mayoría de la población guatemalteca, el Ministerio de Educación, ha dispuesto que en los establecimientos educativos de los niveles pre-primario y primario, se proporcione a los alumnos, el “almuerzo o desayuno escolar”, por lo que se necesita de un local adecuado para la preparación de los alimentos y/o almacenamiento de los mismos.

a. Capacidad: la capacidad del local en cuanto al número de personas será de una, quién es la encargada de preparar la refacción.

b. Superficie: el tamaño estará vinculado a la capacidad de la escuela, y no al nivel correspondiente, e incluye áreas de: almacenamiento, preparación y limpieza, se recomiendan las siguientes superficies:

Para escuelas de hasta 500 alumnos 15.00 m²
Para escuelas de 500 hasta 1000 alumnos 25.00 m²

c. Forma: estos locales deben contar con cuatro áreas atendiendo la función a la que están destinados.

Área de almacenamiento de materia prima (bodega).
Área de preparación de la refacción escolar.
Área de lavado de equipo de cocina.
Área de almacenaje de equipo de cocina.

d. Comodidad visual: la iluminación del local deberá ser uniforme y el nivel mínimo aceptable sobre la superficie de trabajo será de 150 a 200 luxes.

e. Comodidad térmica: el local deberá tener facilidad de buena ventilación la cual será alta, cruzada, constante y uniforme, previéndose como mínimo seis cambios por hora del volumen de aire del local.

4.2.1.3 Dirección

Es el local que servirá para que trabaje de director, quien es el responsable del funcionamiento del establecimiento y le corresponde coordinar al personal docente.

a. Capacidad: la dirección tendrá una capacidad para seis como máximo y se considera un promedio de 1.70 m² por persona como mínimo y 2.00 como óptimo.

b. Superficie: la dirección tendrá un área aproximada de 10.00 m² como mínimo y 12.00 m² como superficie óptima.

c. Comodidad visual: la iluminación deberá ser suficiente y uniforme, alcanzando un nivel de 300 luxes sobre la superficie de trabajo.

d. Comodidad térmica: deberá proporcionarse a estos locales una ventilación alta y la abertura de las ventanas deberá permitir un mínimo de seis cambios por hora del volumen total de aire contenido en el local.

e. Comodidad acústica: se deberá dotar a estos locales de un debido aislamiento acústico, de manera que se garantizase un ambiente tranquilo de privacidad.

4.2.2 Materiales de construcción

Para lograr un bajo costo en la construcción de escuelas, deben usarse de preferencia, los materiales que predominan en la región, o bien que sean fáciles de obtener. Y el uso de ellos deberá estar regulado para lograr beneficios de una buena iluminación, ventilación natural, comodidad, seguridad y economía.

Las escuelas deben estar cuidadosamente situadas y orientadas con relación al sol, a factores climáticos y topográficos, debiendo excluirse la incidencia de los rayos solares directos, en los distintos ambientes,

por lo que los materiales que se usen deben cumplir con ciertos requisitos tanto de seguridad como de comodidad y presentación.

En un material la transmisión de calor y humedad, depende de su naturaleza y grosos, en donde la capacidad de retener calor de un material depende de su calor específico y densidad. La temperatura de la superficie de un área, no es afectada sólo por la temperatura del aire y el coeficiente de transmisión de calor, sino que también por el aumento de la temperatura debido a la radiación emitida por el sol o por cualquier otro cuerpo puede ser absorbida, es decir convertida en calor, al pegar sobre un muro, techo o ser reflejada, es decir que no se absorbe del todo, esto es válido también para muros dobles porque la transmisión de calor por radiación es independiente del medio y se da aún en el vacío. La emisión de calor de un cuerpo es directamente proporcional a su absorción y la cantidad de calor que absorbe un cuerpo de la radiación solar depende mucho del calor de la superficie, en la tabla siguiente se puede apreciar el % de reflexión y absorción de radiación solar para algunos materiales de construcción. Tabla núm. XXIX de anexo G.

4.2.2.1 Acabados

Dentro del proceso enseñanza-aprendizaje un factor muy importante es el aspecto visual, que haga agradable a primera vista el lugar de permanencia de alumno, los acabados vienen a constituir la forma de presentación del local por lo que juegan un papel muy importante dentro de la edificación, recomendándose los siguientes:

4.2.2.1.1 Muros

Estos en su mayoría serán de block expuesto o ladrillo visto, debe observarse que queden en su mayoría libres de desechos de material aglomerante (savieta) conservando una alineación o colocación adecuada.

Cuando se presentan casos de block sucio, por defectos de manejo de la savieta una forma fácil y efectiva de lograr que queden limpios, es el de frotar las superficies manchadas con un pedazo de block del que queda sobrante de la obra.

No se recomienda el uso de repello, cernido o blanqueado en donde se use arena blanca o amarilla, por no existir bancos de material próximos, lo que aumentaría el costo de la mano de obra calificada así como su transporte. Si se le quiere dar otra apariencia al block y a la vez impermeabilizarlo, una forma fácil de lograrlo, es aplicándole una lechada de agua de cemento cuya proporción aconsejable sería 1/10 (agua-cemento).

4.2.2.1.2 Pisos

En la actualidad en muchas escuelas el piso es el terreno del lugar, por lo que se recomienda una torta de concreto de un espesor de 0.08 m., aunque también por estética se podrían usar ladrillos de cemento líquido.

4.2.2.1.3 Techos

Presenta una modalidad de madera para la estructura y lámina de zinc para la cubierta, la madera más usada es la de pino, debido a su facilidad de obtención y su precio.

También se observa que en algunos lugares para la cubierta, se utiliza la teja de barro cocido por existir bancos de arcilla próximos. Después de la comparación de costos y durabilidad de los materiales se recomienda el uso de una estructura metálica portante, la cual será de fácil instalación así como una cubierta de fibras naturales.

4.2.2.1.4 Puertas

La puerta deberá abrir hacia fuera con un ancho mínimo de 0.90 m y óptimo de 1.20 m para una hoja. Deberán ser livianas para que puedan accionarse fácilmente sin dificultad y de un material resistente al impacto y a las inclemencias del tiempo.

4.2.2.1.5 Ventanas

Lo que generalmente se usa es un tipo de de balcón formado por tubos de metal, en algunos casos tiene un acabado de pintura anticorrosiva.

4.3 Capacidad de alumnos

El número de alumnos recomendado para desarrollar actividades en este tipo de locales educativos, está comprendido dentro de los valores indicados en la tabla núm. IV, que se muestra a continuación.

Tabla IV Capacidad de alumnos

NIVELES	CAPACIDAD ÓPTIMA	CAPACIDAD MÁXIMA
Pre-primaria	25	30
Primaria	30	40

En las normas de edificios escolares del Ministerio de Educación se establecen áreas de 1.20 m²/alumno a 1.5 m²/alumno pero por las características del terreno y la disponibilidad de recursos, se tomó el criterio de 1.20 m²/alumno. Para dimensionar las aulas se adoptó una capacidad de 33 alumnos por aula.

El espacio determinado por el alumno dentro del aula incluye el escritorio, circulación y el espacio del maestro.

4.4 Distribución arquitectónica

Por tratarse de un edificio de un nivel, lo más recomendable es utilizar una estructura de mampostería reforzada de block, con una cubierta de lámina de zinc calibre 28, con artesón de madera, cimiento corrido y zapatas aisladas.

4.4.1 Prediseño del edificio

El edificio por diseñar contará con cinco ambientes en total, tres aulas de 8.00 metros X 5.00 metros, una cocina de 2.00 metros X 5.00 metros y una dirección de 2.80 metros X 3.60 metros, considerando 40 m² por aula.

El espesor de los muros será de 0.15 metros, las columnas principales de 0.20 X 0.20 metros, las columnas secundarias de 0.15 metros X 0.20 metros, las mochetas de .10 metros X 0.15 metros, las soleras de 0.20 metros de alto, el cimiento corrido de 0.40 metros de ancho y 0.20 metros de espesor, las zapatas de 0.50 X 0.50 metros y 0.20 metros de espesor. El techo será de dos aguas y una pendiente de 25%.

4.5 Distribución de cargas gravitacionales

El diseño debe de tomar en cuenta las cargas que se describen a continuación.

4.5.1 Carga viva

Es la sumatoria del peso de las personas, que pueden intervenir en el proyecto. La carga viva por aplicar será de 80 kg/m².

4.5.2 Carga muerta

Las cargas muertas son las que están integradas por el peso propio de los elementos que conforman la estructura, tales como la lámina, costaneras, tendales, muros, etc.

4.5.3 Carga de sismos

Para calcular la fuerza de sismo se utilizó el criterio del código de STANDFORD, el cual está basado en una descripción probabilística de datos de sismos ocurridos en la región.

4.6 Características del suelo

De la inspección física que se realizó del suelo, se estableció que éste es homogéneo, conformado por estratos arcillosos por lo que se adoptó un valor soporte del suelo de 12,000 kg/m².

Los distintos tipos de suelo difieren en capacidad de carga, pero también ocurre que en un suelo específico dicha capacidad varía con el tipo, forma, tamaño y profundidad del elemento de cimentación que aplica la presión.

En la siguiente tabla se sugieren algunos valores portantes, dependiendo del tipo de suelo:

Tabla V Valores portantes de suelo

Material del suelo	Ton/m²	Observaciones
Roca sana no intemperizada	645	No hay estructura de grietas
Roca regular	430	
Roca intermedia	215	
Roca agrietada o porosa	22-86	
Suelos gravillosos	107	Compactados, buena
Suelos gravillosos	86	Compactados con más del 10%
Suelos gravillosos	64	Flojos, mal granulometría
Suelos gravillosos	43	Flojos, con mucha arena
Suelos arenosos	32-64	Densos
Arena fina	22-43	Densa
Suelos arcillosos	53	Duros
Suelos arcillosos	22	Solidez mediana
Suelos limosos	32	Densos
Suelos limosos	12-16	Densidad mediana

5. DISEÑO DEL PROYECTO
–EDIFICIO ESCOLAR-

5.1 Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un edificio escolar de nivel primario de tres aulas, cocina y dirección. Para las dimensiones de las aulas se tomó en cuenta un área mínima de 1.20 m²/alumno y una cantidad de treinta y tres alumnos por aula. La estructura será de mampostería reforzada de block, cubierta de lámina de zinc y artesón de madera. En la cimentación se consideró utilizar cimiento corrido y zapatas aisladas. Por tratarse de un edificio de un nivel, lo más recomendable es utilizar una estructura de mampostería reforzada de block, con una cubierta de lámina de zinc calibre 28, con artesón de madera, cimiento corrido y zapatas aisladas.

Área = 33 alumnos * 1.20 metros²/alumno = 39.60 metros²

5.2 Diseño de techo

El techo de los ambientes está conformado por una cubierta de lámina de zinc, calibre 28, con artesón de madera, de dos aguas, con una pendiente de 25%. Utilizando costaneras de sección 2” X 3” y tendales de 3” X 8”, con madera de pino blanco, grado “A”. Las costaneras tendrán una separación de 1.25 m, mientras que los tendales estarán separados a 1.25 m.

Para pendientes menores del 33% no se consideran efectos de cargas laterales por viento, por lo tanto no se efectuaran análisis de este tipo.

Datos de diseño

Tipo de madera	Pino blanco grado “A”
Peso propio de la madera	500 kg/m³
Esfuerzo de flexión	102 kg/cm²
Esfuerzo de compresión perpendicular	30 kg/cm²
Módulo de elasticidad (E)	$0.8 * 10^5$
Pendiente del techo	25%
Esfuerzo de corte permisible (Fv)	8.5 kg/cm²
Separación entre costaneras	1.25 m.
Traslape de cubierta en sentido longitudinal	0.20 m.
Traslape de cubierta en sentido transversal	0.10 m.

5.2.1 Diseño de costaneras

Sección asumida de costaneras: 2” X 3”

Carga:

Carga viva	= 80.00 kg/m²
Peso de lámina + traslapes (6 + 2.5)	= 8.50 kg/m²
Peso costanera	= 1.93 kg/m²
Carga total:	= 90.43kg/m²

a) Carga total sobre costanera (P)

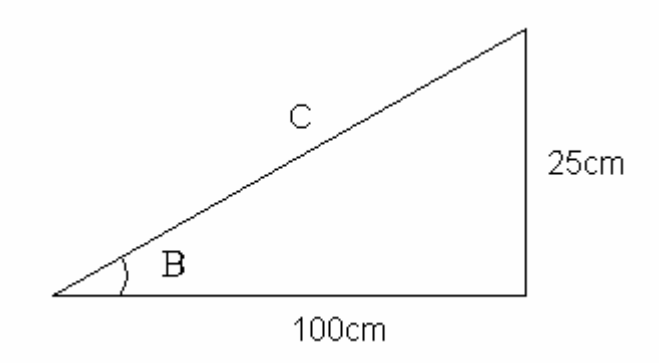
Carga en costaneras intermedias

P = Carga total * ancho tributario

P = 90.50 kg/m² * 1.25 m = 113.125 ≈114 kg/m carga total en costanera

Nota: el diseño de la costanera se hará con la más crítica, la que se encuentra en el punto 2.15 m (figura 7)

Figura 4 Diagrama para encontrar el ángulo de la pendiente



Sección asumida de costanera 2"X3"

Pendiente = 25%

$C = \sqrt{(a^2 + b^2)}$ ➔ $C = \sqrt{(25^2 + 100^2)} = 103.08$

Donde:

c = hipotenusa

a = lado adyacente al ángulo (100)

b = lado opuesto al ángulo (25)

Tang ß = 25cm/100cm (ß = Tang-1(25cm/100cm) = 14°28'39''

5.2.1.1 Proyección horizontal (Cp)

$Cp = 114 \text{ kg} * 103.08/100 = 117.51 \text{ Kg/m}$

a) Carga vertical (Cy) o carga perpendicular (Wp):

$Wp = Cp * Sen\beta$

Wp = 117.51 sen 14°38'29" = 29.38 kg/m

b) Carga horizontal (Cx) o carga normal (Wn):

$Wn = Cp * Cos\beta$

Wn =117.51 cos 14°38'29" = 113.75 kg/m

c) Cortes

Corte perpendicular (vertical)

$$Vp = \frac{Cv * L}{2} \rightarrow Vp = \frac{29.38 * 1.25}{2} = 18.36kg$$

Corte normal (horizontal)

$$Vn = \frac{Cx * L}{2} \rightarrow Vp = \frac{113.75 * 1.25}{2} = 71.11kg$$

d) Momentos

Momento vertical o perpendicular

$$Mp = \left(Cy * L^2\right)/8$$

Mp = (29.38 kg/m)(1.25 m)²/8 = 5.72 kg-m

Momento horizontal o normal

$$Mn = \left(Cx * L^2\right)/8$$

Mn = (113.478 kg/m)(1.25 m)²/8 = 22.22 kg-m

Diseño de sección costanera, (se asume 2" * 3" = 38.71 cm²)

$$Esf.Permisible, V\max = Corfte\max.actuanate = \frac{3}{2} * \frac{V\max}{A} \leq 8.5kg/cm^2$$

A = $\frac{1.5\ Vmax}{8.5\ kg/cm^2} = \frac{1.5 * 71.11}{8.5}$ = 12.55 cm² ≤ 38.71

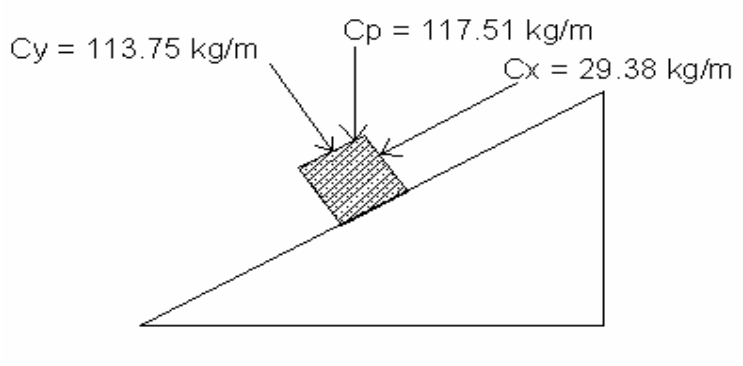
Comprobando sección costanera

$\frac{3}{2} * \frac{Vmax}{A} \leq 8.5\ kg/cm^2$

A = $\frac{3 * 71.11}{2.5 * 5.08 * 7.62} = \frac{213.33}{77.4192}$ = 2.75 cm²

Sección asumida es la correcta.

Figura 5 Diagrama de las componentes de la carga



5.2.1.2 Chequeo a corte

Se evalúa si las dimensiones adoptadas de la costanera soportan el corte, con la carga aplicada.

a) Esfuerzo de corte último

$$Vyu = 3/2 * (Vy/área)$$

Donde:

Vyu = Esfuerzo cortante vertical (18.36 kg)

Área = área de la sección de la costanera 7.62 cm. * 5.08 cm

Vnu = 3/2 * 18.36 Kg./(5.08 cm * 7.62 cm) = 0.71 kg/cm²

$$Vxu = 3/2 * (Vp/área)$$

Donde:

Vxu = Esfuerzo cortante horizontal (71.11 kg)

Área = área de sección asumida de costanera 7.62 cm.*5.08 cm.

Vxu = 3/2 * 71.11 kg/ (7.62 cm * 5.08 cm) = 2.65 kg/cm²

Vyu + Vxu < 8.5 kg/cm²

b) Chequeo

Vu = 0.71 kg/cm² + 2.76 kg / cm² = 3.47 kg/cm² < 8.5 kg/cm²

3.47 kg/cm² < 8.5 kg/cm²

La sumatoria del corte normal y perpendicular es menor que el esfuerzo permisible (Fv) de la madera.

5.2.1.3 Chequeo a flexión

Se verifica si la costanera soporta el esfuerzo a flexión en el centro del tramo, con la carga distribuida.

Fb = Esfuerzo a flexión

Fbp = Esfuerzo a flexión permisible (102 kg/cm²)

Sn = Módulo de sección horizontal $1/6 * h^2 * b$

Sp = Módulo de sección vertical $1/6 * h * b^2$

h = Altura de la costanera = 3”

b = Base de la costanera = 2”

Cumpliendo con:

Fb < Fbp

$$Fb = Mn/Sn + Mp/Sp$$

a) Módulo de sección vertical o perpendicular

Sp = 1/6 * (5.08² cm. * 7.62 cm.) = 32.77 cm.³

b) Módulo de sección horizontal o normal

Sn = 1/6 * (7.62² cm. * 5.08 cm.) = 49.16 cm.³

c) Esfuerzo a flexión

Fb=(573kg-cm/32.77cm³)+(2,222kg-cm /49.16cm³)=62.69 kg/cm²

d) Chequeo

62.69 kg/cm² < 102 kg/cm²

Se comprueba que la costanera soporta el esfuerzo a flexión.

5.2.1.4 Chequeo por deflexión (D)

Se verifica si la sección de la costanera soporta la deflexión en el centro del tramo, con una carga distribuida.

a) Inercia

$I = 1/2 * b * h^3$

Iy = 1/12(7.62 cm)(5.08 cm)³ = 83.25 $cm)^4$

Ix = 1/12(5.08 cm)(7.62 cm)³ = 187.30 $cm)^4$

b) Deflexión vertical

$$Dy = \frac{5}{384} * \left(Cy * L^4\right) \Big/ \left(E * ly\right)$$

Dy = 5/384((29.38 kg)(125 $cm)^4$)/(0.8E5 kg/cm²)(83.25^4cm^4)(100)

Dy = 0.14 cm

c) Deflexión horizontal

$$Dy = \frac{5}{384} * \left(Cx * L^4\right) \Big/ \left(E * lx\right)$$ Dx = 5/384((Cx)(L^4))/(E)(Ix)

Dx = 5/384((113.28 kg)(125 cm)^4)/(0.8E5 kg/cm²)(187.30 cm) (100)

Dx = 0.24 cm

d) Deflexión

$$D = \sqrt{Dy^2 + Dx^2}$$

D = √((0.14 cm)² + (0.24 cm²) = 0.28 cm

e) Deflexión máxima

$$D\max = L/200$$

Dmáx = (125 cm)/(200) = 0.625 cm

f) Chequeo

D < Dmáx ➔ 0.28 cm. < 0.625 cm

La sección asumida de la costanera es la correcta, porque soporta corte, flexión y deflexión.

5.2.2 Diseño de tendal

Es el elemento encargado de soportar el peso de la cubierta, costaneras y el peso propio, trasmitiéndolos hacia los muros. Se asume una sección de 3”X8” (7.62 cm X 20.32 cm).

5.2.2.1 Integración de cargas

Carga de costaneras sobre tendales (Pc):

Pc = PL

Donde:

Pc = Peso de costanera

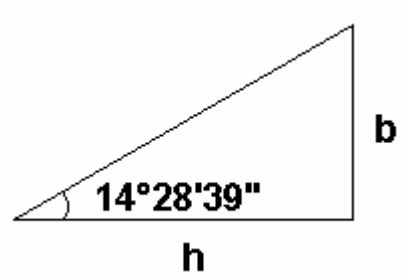
P = Carga sobre costanera

L = ancho tributario entre tendales

Costaneras intermedias

Pc = 114 kg/m * 1.25 m = 142.5 kg ≈ 143 kg

Figura 6 Diagrama para calcular la proyección horizontal

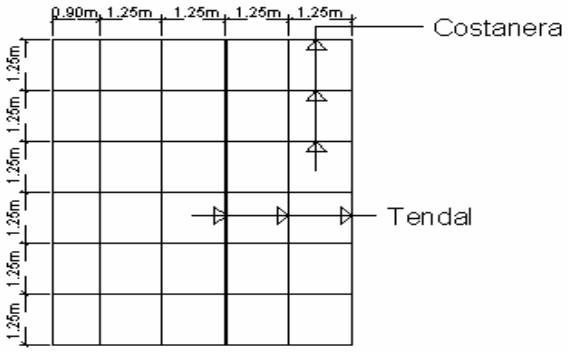


Proyección horizontal

Ph = W/cosß

Ph = 7.74 kg/cos 14°28’39” = 7.99 kg/m ≈ 8.00 kg/m

Figura 7 Separación entre costaneras y tendales



Peso propio del tendal (W):

W = b * h * Pmadera

W = 0.0762 m * 0.2032 m * 500 kg/m³ = 7.74 kg/m

Carga en costanera punto 0 m

P = 90.50kg/m² * (0.90m/2 + .30cm de pestaña) = 67.85 kg/m

Carga en costanera punto 0.90 m

P = 90.50kg/m² * (0.90m/2 + 1.25m/2) = 97.29 kg/m

Carga en costanera punto 5.90m

P = 90.50 kg/m² * (1.25/2) = 56.56 kg/m

Pesos costaneras

Costaneras en el punto 0 m

Pc = 67.85kg/m * 1.25m = 85 kg

Costanera en el punto 0.90m

Pc = 97.29 kg/m * 1.25m = 122 kg

Costanera en el punto 5.90m

Pc = 56.56kg/m * 1.25m = 71 kg

Costaneras intermedias

P = 114 kg/m * 1.25m = 143 kg

Cálculo de reacciones cortes y momentos

a) Reacciones

$\sum \mathbf{M}_{5.90m} = \mathbf{0}, \uparrow +$

-143kg(1.25m) – 143kg(2.50m) – 143kg(3.75m) -122kg(5.00m) – 85kg(5.90m) – ((8.00kg/m x 5.90²m)/2) + 5.00m$R_{0.90m}$ = 0

$R_{0.90m}$ = 464.65kg

$\sum \mathbf{Fv} = \mathbf{0}, \uparrow +$

-85-122-143-143kg-143kg-71+464.65kg+$R_{5.90}$–(8.00kg/mx5.90m)=0

$R_{5.90m}$ = 288.55 kg

b) Cortes

V 0m = -85kg

V 0m-0.90m = -85kg – (8.00kg/m x 0.90m) = -92.20kg

V 0.90m = -92.20kg -122kg – 464.65kg = 250.45kg

V 0.90m-2.15m = 250.45kg – (8.00kg/m x 1.25m) = 240.45kg

V 2.15m = 240.45kg – 143kg = 97.45kg

V 2.15m-3.40m = 97.45kg – (8.00kg/m x 1.25m) = -87.45kg

V 3.40m = 87.45kg – 143kg = -55.55kg

V 3.40m-4.56m = -55.55kg – (8.00kg/m x 1.25m) = -65.55kg

V 4.56m = -65.55kg - 143kg = -208.55kg

V 4.56m-5.90m = -208.55kg – (1.25m x 8.00kg/m) = -218.55kg

V 5.90m = -218.55kg +289.55kg – 71kg = 0

c) Momentos

M 0m = 0

M 0m-0.90m = -(85kg x 0.90m) – (7.20kg x 0.90m x ½) = -79.74kg-m

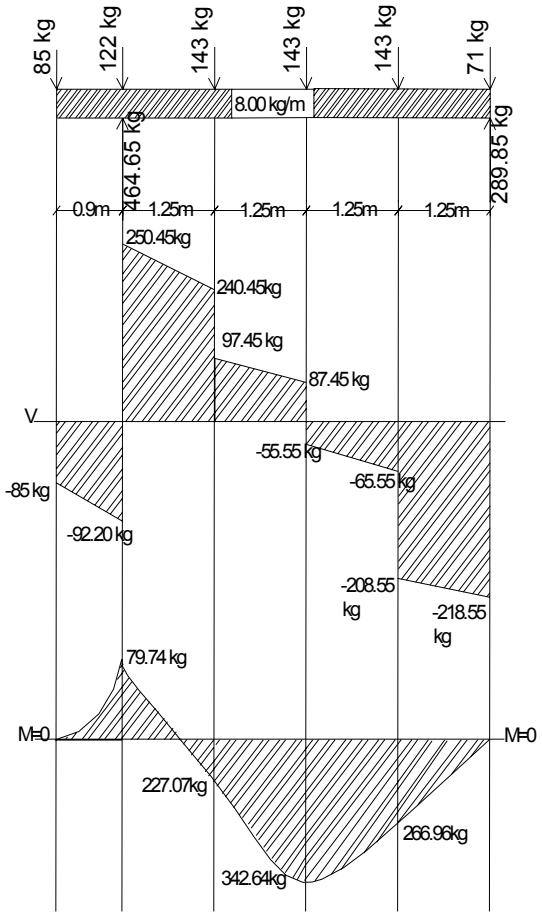
M0.90m-2.15m=-79.74+(10x 1.25 x ½)+(240.45x1.25) = 227.07kg-m

M2.15m-3.40m=227.07+(10x1.25x½)+(87.45x1.25) = 342.64kg-m

M3.40m-4.65m = 342.64–(55.55x1.25)–(10 x 1.25x½)= 266.96kg-m

M4.65m-5.90m =266.96kg–(208.55x1.25)–(10x1.25x ½)= 0

Figura 8 Diagrama de corte y momento de los tendales



Diseño de la sección del tendal

$$Fv = \frac{3}{2} * \frac{V\max}{área}$$

Fv = esfuerzo permisible 8.5 kg/cm²

A = 3 * Vmax / 2 * Fv ➔ A = 3 * 250.55 / 2 * 8.5

A = 44.21 cm² < (20.32 * 7.62) = 150.84 cm²

5.2.2.2 Chequeo a corte (Fv)

Se verifica si las dimensiones asumidas del tendal soportan el esfuerzo a corte.

$$Fv = \frac{3}{2} * \frac{V\max}{área}$$

Fv = 3/2(250.55 kg)/(7.62 cm.)(20.32 cm.) = 1.63 kg/cm²

Fv < Fp (2.37 kg/cm² < 8.5 kg/cm²

El esfuerzo a corte actuante es menor que el esfuerzo permisible (Fp) de la madera, lo que indica que la sección del tendal soporta el esfuerzo a corte actuante.

5.2.2.3 Chequeo a flexión (Fb)

$$S = \frac{1}{6}bh^2$$

S = 1/6(7.62 cm)(20.32 cm)²=524.39 cm³

$$Fb = M/S$$

Fb = (342.64 kg-m)(100 cm)/524.39 cm³=65.34 kg/cm²

Fb < Fbpermisible (66.39 kg/cm² < 102 kg/cm²

Se concluye que la sección asumida soporta los esfuerzos a flexión.

5.2.2.4 Chequeo por deflexión (D)

$$Dpermisible = L/200$$

Dpermisible = (5.9m)(100 cm.)/200=2.95 cm

$$W = 8M/L^2$$

W = 8(342.64 kg-m)/(5.90)² = 78.75 kg/m

$$I = \frac{1}{12}bh^3$$

I = 1/12(7.62 cm)(20.32 cm)³ = 5327.76 cm^4

$$D = \frac{5}{384} * \frac{WL^4}{EI}$$

D=5/384((78.75kg/m)(590cm)^4)/(100 cm)(0.8E5 kg/cm²)(5327.76 cm^4)

D = 2.95 cm ➔ D < Dpermisible ($2.92\ \text{cm.} < 2.95\ \text{cm}$

La deflexión se encuentra dentro de los límites permisibles, por lo que la sección asumida soporta el esfuerzo a deflexión.

5.2.3 Diseño de pernos

El corte máximo en el tendal es de 250.45 kg, perpendicular a la fibra.

Diámetro del perno = 3/8”

Resistencia del perno (Rp):

$$Rp = Longitud * Diámetro * Esfuerzo$$

Diámetro = 3/8” = 0.9525 cm

Longitud = 4 ½” = 11.43 cm

KB = Esfuerzo admisible que resisten los pernos

B = Esfuerzo básico (17.50 kg/cm²)

K = Corrección por esfuerzo perpendicular (1.95)

F = (1.95)(17.50 kg/cm²) = 34.13 kg/cm²

Rp = (11.43 cm)(0.9525 cm)(34.13 kg/cm²) = 371.58 kg

Número de pernos (N):

$N = Corte\max / Rp$ N = 250.45 kg / 371.98 kg = 0.67 ($N \approx 1$)

Por criterio se utilizarán ocho pernos para darle una mayor seguridad al empalme.

5.2.4 Diseño de tendales, viga de corredor

Usamos misma sección de tendal que la de las aulas, (3” *8”) ≈ 7.62 cm* 20.32 cm

5.2.4.1 Diseño tendal

Integración de cargas:

Peso propio tendal = 0.0762m*0.2032m*500kg/m = 7.74 kg/m

Proyección horizontal = 7.74 kg/m / cos 14°28’39” = 8 kg/m

Carga en costanera punto 0 m

P = 90.50kg/m² * (1.25m/2) = 56.56 kg/m

Carga en costanera punto 8.40 m

P = 90.50kg/m² * (1.25/2 + 0.305m/2) = 70.14 kg/m

Carga en costanera punto 8.70m

P = 90.50 kg/m² * (0.30/2) = 13.56 kg/m

Pesos costaneras

Costaneras en el punto 5.90 m

Pc = 56.56kg/m * 1.25m = 70.70 kg

Costanera en el punto 8.40 m

Pc = 70.14 kg/m * 1.25m = 87.68 kg

Costanera en el punto 8.70 m

Pc = 13.56 kg/m * 0.15m = 2.034 kg

Costaneras intermedias punto 7.15 m

P = 114 kg/m * 1.25m = 142.5 kg ≈ 143.00 kg

Cálculo de reacciones cortes y momentos

a) Reacciones

$\sum \mathbf{M}_{5.90m} = \mathbf{0}, \uparrow +$

(143*1.25)+(143*87.68)+(2.8*2.034)+(wl²/2)-(R2*2.50)=0

178.75 + 219.20 + 5.68 + (8*2.80²/2) – 2.50*R2 = 0

$R2_{8.40m}$ = 173.99 kg

$\sum \mathbf{Fv} = \mathbf{0}, \uparrow +$

$R1_{5.90}$ -70.70 – 143 – 87.68 – 2.034 + 173.9922 – (8*2.80)= 0

$R1_{5.90}$ = 151.824 kg

b) Cortes

V 5.90m = -70.70 kg + 151.824 kg = 81.124 kg

V 5.90m-7.15m = 81.124 kg –(1.25m * 8 kg/m) = 71.124 kg

V 7.15m = 71.124 kg – 143 kg = -71.876 kg

V 7.15m-8.40m = -71.876 kg + (1.25m * 8 kg/m) = -87.876 kg

V 8.40m = -87.876kg + 173.99 kg – 87.68 kg = 4.434 kg

V 8.40m-8.70m = 4.434 – (0.30 m * 8 kg/m) = 2.034 kg

V 8.70m = 2.034 kg – 2.034 kg = 0.00 kg

c) Momentos

M 5.90m = 0

M5.9m-7.15m=(71.124kgx1.25m)+(10kg*1.25m*½)=95.155kg-m

M7.15m-8.4m=95.155+(71.876*1.25)-(10*1.25*½) = -0.97 kg-m

M8.40m-8.70=-0.97+(2.034*0.30)+(2.40*0.30*½)= 0.00 kg-m

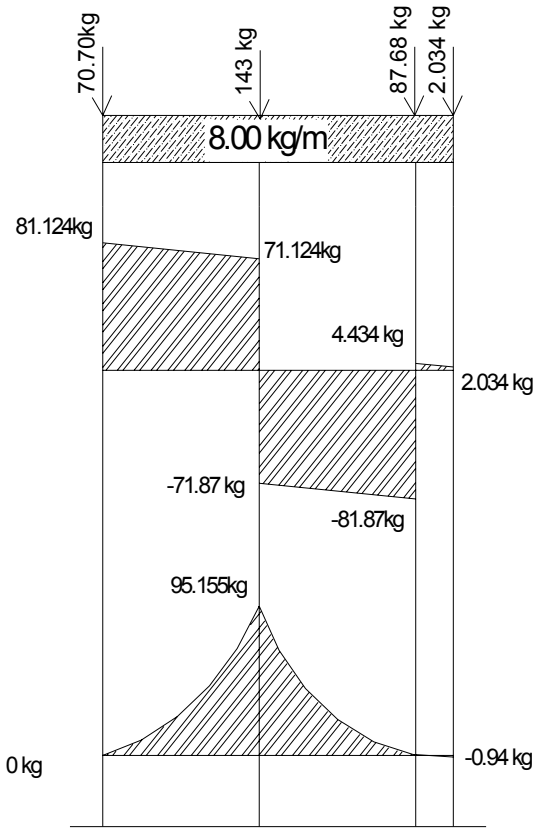


Figura 9 Diagrama de corte y momento tendal corredor

Sección del tendal

Fv = Esfuerzo Permisible = 8.5 kg/cm²

Corte = 3/2 * Vmax / A (A = 3/2 * Vmax / Fv

Área = 3/2 * (81.873 / 8.5) (A = 14.45 cm²

5.2.4.1.1 Chequeo a corte (Fv)

Se verifica si las dimensiones asumidas del tendal soportan el esfuerzo a corte.

Fv = 3/2 *Vmáx /(área)

Fv = 3/2(81.76kg)/(7.62 cm.)(20.32 cm.) = 0.80 kg/cm²

Fv < Fp (0.80 kg/cm² < 8.5 kg/cm²

El esfuerzo a corte actuante es menor que el esfuerzo permisible (Fp) de la madera, lo que indica que la sección del tendal soporta el esfuerzo a corte actuante.

5.2.4.1.2 Chequeo a flexión (Fb)

$S = 1/6bh^2$

$S = 1/6(7.62\ cm.)(20.32\ cm.)^2 = 524.39\ cm^3$

$Fb = M/S$

$Fb = (95.155\ kg\text{-}m)(100\ cm.)/524.39\ cm^3 = 18.15\ kg/cm^2$

$Fb < Fbpermisible \rightarrow 18.15\ kg/cm^2 < 102\ kg/cm^2$

Se concluye que la sección asumida soporta los esfuerzos a flexión.

5.2.4.1.3 Chequeo por deflexión (D)

$Dpermisible = L/200$

$Dpermisible = (2.80m)(100\ cm.)/200 = 1.40\ cm.$, deflexión máxima

$M = WL^2/8 \quad (\ W = 8M/L^2$

$W = 8(95.155\ kg\text{-}m)/(2.80)^2 = 97.1078.75\ kg/m$

$I = 1/12bh^3$

$I = 1/12(7.62\ cm)(20.32\ cm)^3 = 5327.76\ cm\text{^}4$

$D = 5/384*(WL^4)/EI$

$D=5/384((97.10)(280cm)^4)/(100cm)(0.8E5kg/cm^2)(5327.76\ cm^4)$

$D = 0.18\ cm \rightarrow D < Dpermisible \rightarrow 0.18\ cm. < 1.40\ cm$

La deflexión se encuentra dentro de los límites permisibles, por lo que la sección asumida soporta el esfuerzo a deflexión.

5.2.4.2 Diseño de viga del corredor

Cálculo de reacciones cortes y momentos

a) Integración de cargas

Carga de tendales sobre viga de corredor (Pc):

Pd = PL

Donde:

Pd1 = Peso de costanera

Pd2 = Peso de tendal

P = Carga sobre tendal

L = ancho tributario entre viga de carga

Peso tendal intermedio

Pd1 = (143 kg/m)(1.40 m) + (143kg/m*0.15) = 221.65 kg

Pd2 = (8.00kg/m)(1.40m) + (8.00kg/m*0.15) = 12.40kg

Peso total sobre la viga = 234.05kg

Peso propio de la viga

Wviga = (0.1016 m)(0.2032 m)(500 kg/m³) = 10.32 kg/m

a) Reacciones

R1 = R2

∑**M = 0,** positivo hacia la derecha

(234.05*1.045)+(234.05*2.295) –(3.34*R2)+(10.32x3.34²/2)

R = 251.28 kg

b) Cortes

V0m = 251.28 kg

V0m-1.045m = 251.28kg – (1.045m x 10.32kg/m) = 240.50kg

V1.045m = 240.50kg – 234.05kg = 6.45kg

V1.045m-2.295m = 6.45kg – (1.25m x 10.32kg/m) = -6.45kg

V2.295m = -6.45kg – 234.05kg = -240.50kg

V2.295m-3.34m = -240.50kg – (10.32kg/m x 1.045m) = -251.28kg

V3.54m = -251.28kg + 251.28kg = 0

c) Momentos

M0m = 0

M0m-1.045m = (240.50x1.045)+(10.78x1.045x½) =256.96 kg-m

M1.045m-1.67m = 256.96+ (6.45 x 0.625 x ½) = 258.98 kg-m

M1.67m-2.295m = 258.98 - (6.45 x 0.625 x ½) = 256.96 kg-m

M2.36m-3.54m=256.96-(240.50x1.045)–(10.78x1.045x½) = 0 kg-m

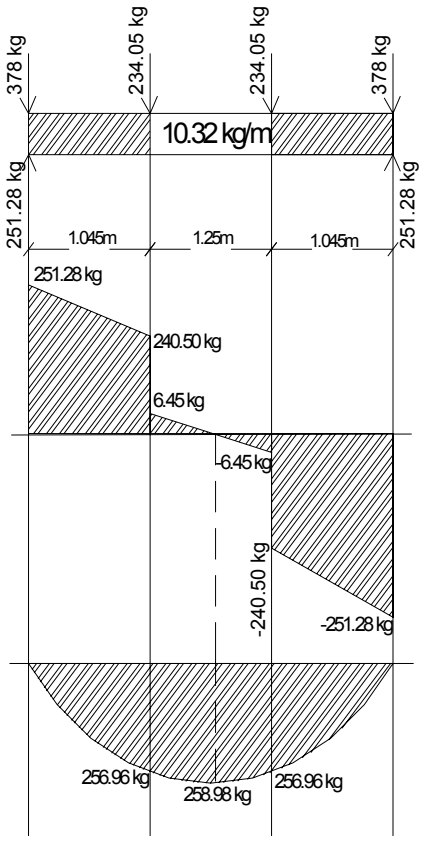


Figura 10 Diagrama de corte y momento de viga corredor

5.2.4.1.1 Chequeo a corte (Fv)

Fv =3/2(Vmáx)/área

Fv = 3/2(251.28 kg)/(10.16 cm)(20.32 cm) = 1.83 kg/cm²

Fv < Fpermisible

1.83 kg/cm² < 8.5 kg/cm²

La sección de la viga soporta el esfuerzo a corte producida por la carga aplicada.

5.2.4.2.2 Chequeo a flexión (Fb)

$S = 1/6bh^2$

$S = 1/6(10.61\ cm)(20.32\ cm)^2 = 699.18\ cm^3$

$Fb = M/S$

$Fb = (258.98\ kg\text{-}m)(100\ cm)/699.18\ cm^2 = 37.04\ kg/cm^2$

$Fb < Fbpermisible$

$37.04\ kg/cm^2 < 102\ gk/cm^2$

La viga soporta el esfuerzo a flexión.

5.2.4.2.3 Chequeo por deflexión (D)

$Dpermisible = L/200$

$Dpermisible = (3.34\ m)(100\ cm)/200 = 1.67\ cm$

$W = 8M/L^2$

$W = 8(258.98\ kg\text{-}m)/(3.34m)^2 = 185.72\ kg/m$

$I = 1/12bh^3$

$I = 1/12(10.16\ cm)(20.32\ cm)^3 = 7103.68\ cm^4$

$D = 5/384(WL^4)/EI$

$D = 5/384((185.72\ kg/m)(334cm)^4)/(0.8E5)(7103.68cm^4)(100\ cm)$

$D = 0.53\ cm$

$D < Dpermisible$

$0.52\ cm < 1.67\ cm$

La viga chequea por deflexión.

5.2.4.2.4 Aplastamiento

Fc = Esfuerzo de compresión perpendicular 30 kg/cm²

b = Ancho tendal

a = Ancho de la viga donde se apoya el tendal. Como el esfuerzo no se distribuye uniformemente, por efecto del pandeo se tomará un promedio para evitar el aplastamiento.

Fc = P / ab

a = 251.28 kg / 30 kg/cm² * (10.16/2 cm) = 1.65 cm

1.65 cm < 10.16 (ancho del tendal)

La viga soporta adecuadamente el aplastamiento.

5.2.4.3 Diseño de columnas de pasillo

Longitud libre:	2.80 m. (apoyo – base concreto)
Sección asumida:	0.20 m. X 0.20 m
D:	0.175 m. (por recubrimiento)

a) Tipo de columna

Datos:

K = Factor de pandeo de la columna

Lu = Longitud libre entre apoyos

r = Radio de giro

r = 0.3b Para secciones rectangulares

r = 0.3(0.20 m) = 0.06 m

K= 0.702√(E/carga)

Carga sobre columna

La columna soporta el peso de tres tendales + el de la viga

Ct = 234.05 kg(3) + (10.32kg/m*3.34m) = 736.62 kg

K= 0.702√ ((0.8E5)/(736.62 kg)) = 7.32

K < Lu/d

7.36 < (2.80 m.)/(0.175 m.) ➔7.32 < 16.00

Se concluye que es una columna corta.

b) Diseño de columna

$P/A = (0.329EA)/(L/d)^2$

$L/d = 2.80m/0.175m = 16.00$ $L/d < 20$

$P = (0.329)(0.8E5)(17.5)^2/(16)^2 = 31,486.32$ kg

La sección asumida es la correcta, ya que soporta 31,486.32 kg, y está trabajando con 736.62 kg.

5.3 Diseño de muros

Se seleccionará un módulo tipo de dos aulas por ser los ambientes más críticos, para dimensionar las bases y alturas de los muros.

a) Integración de cargas

Peso estimado de la estructura

Para calcular el peso de la estructura deben de utilizarse los planos respectivos que se encuentran en el Apéndice G.

Techo = carga de costaneras + carga de tendales + cubierta.

Wcostanera = (área X peso esp. de madera X largo X cantidad de unidades)

Wtendales = (área X peso esp. de madera X largo X cantidad de unidades)

Wcubierta = (Peso de lámina X área de cada lámina X cantidad de unidades)

Wcostaneras =(0.0508X0.0762m X500kg/m³ X 16mX8unidades) = 247.74 kg

WTendales = (0.0762mX0.2032mX500kg/m²X7.50mX13unidades) = 754.84 kg

Wcubierta = (8.5kg/m²X3mx0.70mX69 unidades) = 1,231.68kg

Wtecho = 247.74 kg + 754.84 kg + 1,231.68kg = 2,234.26 kg

Muros

Peso de dos muros longitudinales y tres transversales, sin tomar en cuenta las ventanas, columnas y soleras.

Muros longitudinales

Área de muros = 37.76 m²

Muros transversales

Área de muros = 34.56 m².

Un metro cuadrado, contiene 13 blocks y cada blocks pesa 10 kg

Wmuros = (72.32 m²)(13 block/m²)(10 kg/block) = 9,401.60kg

Columnas

Columna tipo “A”:

(0.2 m)(0.2 m)(3.60 m)(2400 kg/m³)(3) = 1,036.80 kg

(0.2 m)(0.2 m)(2.60 m)(2400 kg/m³)(3) = 748.80 kg

(0.20m)(0.20m)(3.10m)(2400kg/m³)(3) = 892.80 kg

Columna tipo “B”:

(0.20 m)(0.15 m)(3.6 m)(2400 kg/m³)(6) = 1,555.20 kg

(0.20 m)(0.10 m)(2.6 m)(2400 kg/m³)(6) = 1,123.20 kg

Columna tipo “C”

(0.15m)(0.10m)(3.60m)(1400kg/m³)(2) = 252.20 kg

Wtotal de columnas = 5,609 kg

Soleras

Wsoleras = (78ml)(0.15m)(0.20m)(2400 kg/m³) = 5,616 kg

Peso total = 2,480.70kg + 9,401.60 kg + 5,609 kg + 5,616 kg = 22,860.86 kg

Corte basal

Se considera un 10% del peso total de la estructura.

Corte basal = (22,860.86 kg)(0.10)

Corte basal = 2,286.09 kg

5.3.1 Rigidez de muros

Los muros se consideran en voladizo, debido a que el techo con estructura de madera, constituye un diafragma flexible simplemente soportado y articulado en sus extremos.

Para calcular la rigidez de cada muro se utilizará el método simplificado. Éste considera que solamente los muros que están en la dirección de la fuerza del sismo contribuyen en la resistencia, despreciando la contribución de los muros perpendiculares a la dirección de la fuerza aplicada. Ver figura 23 en anexo E.

t = Espesor del muro

Δ = Deflexión por momento + deflexión por corte = Dm + Dv

P = Fuerza lateral = 22,860.86 kg

h = Altura c/muro, 3.40 el crítico

A = Área base muro = t x d

d = Longitud del muro

I = Momento de inercia = 1/12 x t x d^3

En = Módulo elasticidad en compresión = 0.10 x 10^6 kg/cm^2

Ev = Módulo de elasticidad en corte = 0.40 x 10^4 kg/cm^2

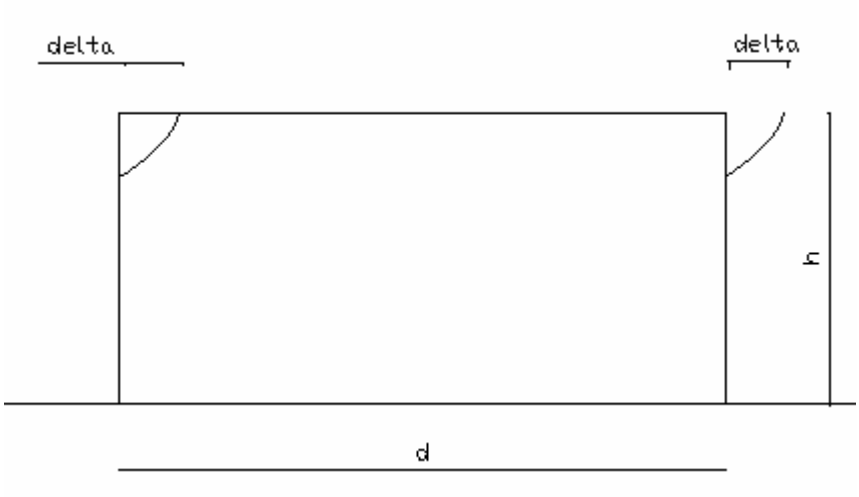
R = Rigidez del muro $1/\Delta$

Fy o Fx = Fuerza de corte en los muros

fv = Esfuerzo de corte sobre los muros

fb = Esfuerzo de flexión sobre los muros

Figura 11 Desplazamiento muro



$$\Delta = Dm + Dv$$

$$\Delta = \frac{Ph}{3EmI} + \frac{1.2Ph^3}{AEv}$$

Δ = (2286.09 * 260³) / (3 * 0.10 x 106 * 1/12 * 20 * 220³) +

(1.2 * 2286.09 * 260) / (20 * 220 * 0.40 x 104) = 0.0481

R = 1 / 0.0481 ➔ R = 20.80

Distribución del corte en los muros

SEAOC recomienda que el corte sea el doble del corte basal

Pc = 2286.09 x 2 = 4572.18 kg

$$Fx = \left(Rcadamuroen X \middle/ \sum \mathrm{Re} nX\right) * Pc$$

$$Fy = \left(Rcadamuroen Y \middle/ \sum \mathrm{Re} nY\right) * Pc$$

Fx = (20.80 / 284.60) x 4572.18 = 334.18 kg

Fy = (50.20 / 150.62) x 4572.18 = 1524.06 kg

Distribución del momento de los muros

$MV = Ph$ en kg-m → h = 3.40 por ser h crítica

Mv = 2286.09 kg x 3.40 m = 7772.71 kg-m

El momento de volteo se distribuye así:

$$Mx = \left(Rcadamuro enX \Big/ \sum \mathrm{Re} nX \right) * Mv$$

$$My = \left(Rcadamuro enY \Big/ \sum \mathrm{Re} nY \right) * Mv$$

Mx = (20.80 / 284.60) x 7772.71 = 568.11 kg

My = (50.20 / 150.62) x 7772.71 = 2590.90 kg

Cálculo de esfuerzo de corte sobre los muros, se calcularán así:

$fv = F \Big/ t * d$ en kg/m² fv = distribución del corte

fv = 334.18 / (20 * 220) = 0.0760 kg/m²

Cálculo de esfuerzo de flexión sobre los muros, se calcularán así:

$fb = Mc/I$ en kg/cm²

fb = 568.11 / (1/12) * 20 * 220³ = 0.0032 kg/cm²

Cálculo de los esfuerzos de compresión

$fa = Pc \Big/ t * d$ Pc = carga estructura/2, por que es compartida

fa = 11430.45 / (20 * 220) = 2.60 kg/cm²

5.3.2 Esfuerzos permisibles

Fb = Esfuerzo permisible a flexión

Fa = Esfuerzo permisible a compresión

Fv = Esfuerzo permisible a corte

Ftj = Esfuerzo permisible tangencial en juntas

f'm = Esfuerzo de ruptura = 25 kg/cm²

M = 0.40 kg/cm²

Ff = Esfuerzo de fricción mortero – block = 0.35 kg/cm²

f'y = 2810 kg/cm²

fs = 0.5 f'y = 1400 kg/cm²

f'c = 210 kg/cm²

Factor de seguridad = 2, para cubrir cualquier mal proceso constructivo

5.3.2.1 Esfuerzo permisible a flexión (Fb)

Fb = ½ * 0.33 * f'm ➔ Fb = ½ * 0.33 * 25 = 4.13 kg

5.3.2.2 Esfuerzo permisible a compresión (Fa)

Fa = ½ * 0.20 * f'm * [1 - (H^3/Am)] H = altura muro en cm

A = area muro (base) = d * t

Fa = ½ * 0.20 * 25 * [1 –(3.40³ / 520 * 20)] ➔ Fa = 2.50 kg/cm²

5.3.2.3 Esfuerzo permisible a corte (Fv)

Fv = 0.50 * f'm

Fv = 0.50 * 25 (Fv = 12.50 kg/cm²

5.3.2.4 Esfuerzo permisible a corte tangencial (Fvtj)

μ = esfuerzo de adherencia mortero block = 0.40

para 0.50 < H < 1.10

Fvtj = 0.70 * μ / [1-(0.90 * Ff * (H/d)]

Fvtj = 0.70 * 0.40 / [1 – (0.90 * 0.35 * (340/500)] = 0.36 kg/cm²

5.3.2.5 Esfuerzo por tensión diagonal (Fd)

$Fd = 0.70 * \sqrt{f'm}$ ($Fd = 0.70 * \sqrt{25} = 3.5$ kg/cm²

Nota: algunos esfuerzos sobrepasan en un mínimo el límite pero como se utilizó el factor de seguridad, se puede decir que están dentro de los límites. El resumen se encuentra en el apéndice E.

5.3.3 Diseño de refuerzo

Los muros de mampostería reforzada se diseñaran con refuerzo mínimo de acuerdo con las normas del Instituto de Fomento de Hipotecas Aseguradas (FHA), las que recomiendan ubicar columnas principales con 4 varillas núm. 3, estribos núm. 2 @ 0.20 m, al centro de la luz. Para marcos de puertas y ventanas se recomiendan columnas intermedias.

Asv = Asmín vertical = 0.0007* d * t
Asv = Asmín horizontal = 0.0013 * d * t
Asv = Asmín total = 0.002 * d * t

Donde:
d = Longitud del muro
t = Espesor del muro

Para el diseño, se tomarán los muros más críticos en altura y longitud, porque son lo afectados por la flexión y corte.

5.3.3.1 Diseño de muros

Diseño de muros (7,8,9)

a) Diseño a flexión

As vertical = 0.0007 * 500 cm * 15 cm = 5.25 cm²

Usando varillas núm. 3 (0.71 cm²)

Número de varillas = 5.25 cm²/0.71 cm² =7.39 varillas ≈ 8 varillas a lo largo del muro

Por ser un muro de 5.00 m, de longitud, se usarán tres columnas con 4 varillas núm. 3 y estribos núm. 2 @ 0.20 m, proporcionando un área de acero de 8.52 cm² a lo largo del muro, cubriendo de esta manera el área de acero requerida (5.25 cm²).

b) Diseño a corte

As horizontal = 0.0013 * d * t

As horizontal = 0.0013 * 500 cm * 15 cm = 8.45 cm²

Usando varillas núm. 3 (0.71 cm²) tenemos

Número de varillas = 8.45 cm²/0.71 cm² = 11.90 varillas ≈ 12 varillas

La estructura consta de cuatro soleras, con cuatro varillas núm. 3 cada una. Se utilizarán eslabones núm. 2 @ 0.20m. Con ellas se completa el refuerzo horizontal.

Diseño de muros longitudinales, eje núm. 1 (Para el diseño se utilizó un muro ya que todos tienen las mismas dimensiones)

a) Diseño a flexión

As vertical = 0.0007dt

As vertical = 0.0007(200 cm)(15 cm) = 2.10 cm²
Número de varillas = 2.10cm²/0.71 cm² = 2.95 varillas ≈ 3 varillas

Por ser un muro de 2.00 m, de longitud, se usarán dos columnas con cuatro varillas núm. 3 y estribos núm. 2 @ 0.20 m, proporciona un área de acero de 5.68 cm² a lo largo del muro, de esta manera cubre el área de acero requerida (2.10 cm²).

b) Diseño a corte

As horizontal = 0.0013dt
As horizontal = 0.0013(200 cm)(15 cm) = 3.90 cm²
Número de varillas = 3.90 cm²/0.71 cm² = 5.49 varillas ≈ 6 varillas

Se utilizarán tres soleras, cada una tendrá cuatro varillas núm. 3 con estribos núm.. 2 @ 0.20m, con un área de acero de 8.52 cm², cubriendo de esta manera el área de acero requerida (3.90 cm²).

Diseño de muros longitudinales, eje núm. 2 (Para el diseño se utilizó el muro más crítico)

a) Diseño a flexión

As vertical = 0.0007 * d * t
As vertical = 0.0007 * 180 cm * 15 cm = 1.89 cm²
Número de varillas = 1.89cm²/0.71 cm² = 2.66 varillas ≈ 3 varillas

Por ser un muro de 1.80 m, de longitud, se usarán dos columnas con cuatro varillas núm. 3 y estribos núm. 2 @ 0.20 m, proporcionan un área de acero de 5.68 cm² a lo largo del muro, de esta manera cubre el área de acero requerida (1.89 cm²).

b) Diseño a corte

As horizontal = 0.0013 * d * t

As horizontal = 0.0013(180 cm)(15 cm) = 3.51 cm²

Número de varillas = 3.51 cm²/0.71 cm² = 4.94 varillas ≈ 5 varillas

Se utilizarán tres soleras, cada una tendrá cuatro varillas núm. 3 y estribos núm. 2 @ 0.20m, con un área de acero de 8.52 cm². De esta manera cubre el área de acero requerida (3.51 cm²).

Diseño general

Refuerzo a flexión

Los muros contarán de columnas con cuatro varillas núm. 3 y con estribos núm. 2 @ 0.20 m.

Refuerzo a corte

En el refuerzo a corte se utilizará cuatro y tres soleras según la altura del muro (ver planos en el apéndice G), con cuatro varillas núm. 3, y estribos núm. 2 @ 0.20 m. Las puertas llevarán sillar de dos varillas núm. 3 y con eslabones núm. 2 @ 0.20 m.

5.3.4 Diseño de cimiento

El cimiento será de tipo corrido rectangular, el cual regularmente se utiliza en muros de carga.

a) Integración de cargas

Se utilizará el muro intermedio entre las aulas y el corredor, por ser el más crítico de todos. Se determinó que el peso de la estructura es de 22,860.86 kg, contribuyendo la mitad al muro del eje 2. (11,430.43 kg.).

Wmuerta = 11,430.43 kg/16 m. = 714.40 kg/m
Wviva = 80 kg/m
Wtotal = 1.4 * Wmuerta + 1.7 * Wviva
Wtotal = 1.4(714.40 kg/m) + 1.7(80 kg/m) = 1,136.16 kg/m

b) Determinación del ancho

b = Ancho del cimiento
f´c = 210 kg/cm²
Fy = 2810 kg/cm²
Fs = 12,000 kg/m²
Fs = P/A ; A = P/Fs, A = bl

Donde:
b = P/Fs
b = (1,136.16 kg/m)/(12,000 kg/m²) = 0.095 m.

Para efectos de diseño se asumirá un ancho de cimiento de 0.40 m, un peralte de 0.11 m y recubrimiento de 0.09 m.

5.3.4.1 Chequeo a corte simple

Con los datos asumidos en el párrafo anterior, se verifica si el corte actuante es menor que el corte resistente, los datos están correctos.

Vr = (0.85)(0.53)(√(f´c))

Vr = (0.85)(0.53)(√(210 kg/cm²)) = 6.53 kg/cm²

Va = P/A (Corte actuante)

Va = (1,136.16 kg)/(40 cm)(11 cm) = 2.58 kg/cm²

Va < Vr

2.58 kg/cm² < 6.53 kg/cm²

Como el corte actuante es menor que el corte resistente, los datos asumidos son los correctos.

5.3.4.2 Chequeo a flexión

Se asumirá la sección del cimiento corrido de 0.40 m de base y 0.11 m de peralte con 0.09 m de recubrimiento.

W = P/b

Donde:

P = Peso del muro intermedio

b = Base del cimiento

W = (1,136.16 kg)/(0.4 m) = 2,840.40 kg/m

M = WL²/2

M = (2,840.4 kg/m)(0.175 m)²/2 = 43.49 kg-m

a) Refuerzo

Mu = 43.49 kg-m

b = 40 cm

d = 11 cm

As = (bd-√(bd)²-(Mu)b/(0.003825)(f´c))0.85f´c/fy

As=((40*11)-√((40*11))²-(43.49*40)/(0.003825*210))*0.85(210)/2810)

As=[(40*11)-√((40*11))²-(43.49)(40)/(0.003825)(210)[0.85*210/2810]

As = 0.15 cm²

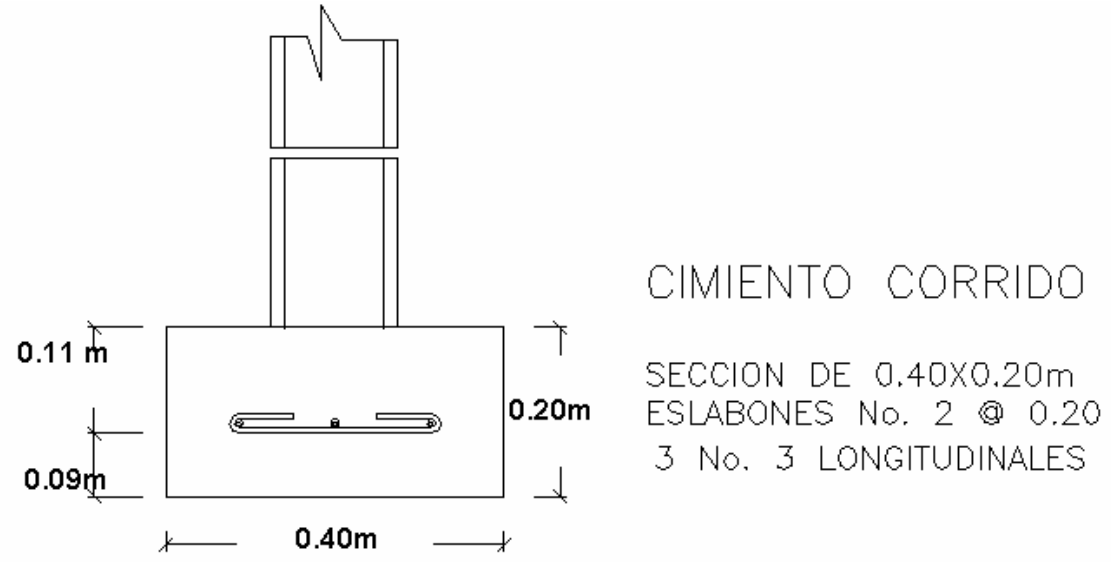
Asmín = 0.40(14.1/2810)*40*11 = 0.88cm²

As < Asmín

Como el área de acero mínima es mayor que el área de acero requerida, se utilizará el acero mínimo.

Número de varillas = (0.88 cm²)/(0.71 cm²) =1.24 cm² ≈2 varillas núm. 3
Por seguridad se usarán tres varillas núm. 3, con eslabones núm. 2 @ 0.20 m.

Figura 12 Detalle de cimiento corrido



5.3.5 Diseño de zapatas

Se diseñarán las zapatas, tomando como columna crítica las que se localizan en el corredor, con una sección de 0.20m*0.20m*3.44m
Fy = 2810 kg/cm²
f´c = 210 kg/cm²
μ = Capacidad de carga permisible de terreno (12,000 kg/m²)

a) Integración de la carga de la columna crítica (en el corredor)

Longitud del corredor = 16 m.

Peso de la lámina = (1.45m*16m)*8.5kg/m² = 197.2 kg

Peso de la costanera = 0.0508m*0.0762m*16m*500kg/m³*2uni. = 61.93 kg

Peso de los tendales=0.0762m*0.2032m*1.45m*500kg/m³ *13u= 145.93 kg

Peso de la viga = 0.1016m*0.2032m*500kg/m³*16m = 165.16kg

Total peso de la cubierta = 570.22 kg

Columnas del corredor = 6 unidades

Peso sobre cada columna = 570.22kg/6uni = 95.04kg/uni

Peso de cada columna = 0.20m*0.20m*3.44m*2400kg/m³ = 330.24 kg

Peso total sobre la zapata = 95.04kg + 330.24kg = 425.28 kg

Se asumen zapatas con las siguientes dimensiones:0.5m X 0.5m X 0.20 m

Wzapata = (0.5 m)(0.5 m)(0.20 m)(2400 kg/cm²) = 120 kg

Wtotal = Wzapata + Wsobre zapata

Wtotal = 120kg + 425.28kg = 545.28 kg

5.3.5.1 Área de zapata requerida

A = P/μ

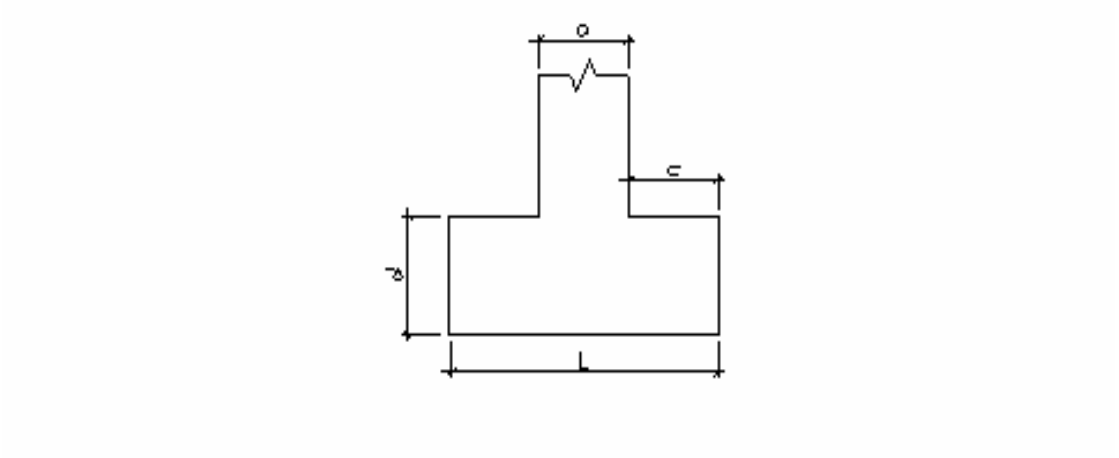
A = (545.28 kg)/(12000 kg/m²) = 0.045 m²

Apropuesta = (0.5 m)(0.5 m) = 0.25 m²

0.045 m² < 0.25 m²

El área propuesta es mayor que la calculada, por lo que las dimensiones asumidas están correctas.

Figura 13 Nomenclatura de la zapata



5.3.5.2 Chequeo de peralte

d = √ M / Rb

c = (l – a) / 2

P = peso col + carga col ➔P = 95.04 + 330.24 = 425.28 Kg

c = (0.50 – 0.20) / 2 = 0.15

M = 50 * W * l * c² ➔ W = P /a=425.28/(0.50 * 0.50) =1701.12kg

M = 50*1701.12*0.50*0.20² =1701.12 kg-m = 170,112.00 kg-cm

Según tabla los coeficientes: R = 15.94, b = 60 cm, j = .0872

d = √170,112 / (15.94 * 60) ➔ d = 13.34 cm ≈ 14 cm

d = 14cm ≤ 20 cm, el peralte que se asumió es correcto.

5.3.5.3 Presión del suelo

Q = P/Az

Donde:

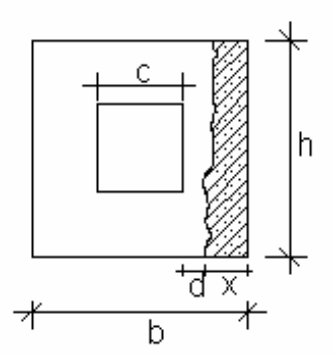
P = Peso de la columna crítica

Az = Área de la zapata

Q = (545.28 kg)/(0.25 m) = 2,181.12 kg/m²

5.3.5.4 Chequeo a corte simple

Figura 14 Área de chequeo de corte simple



Vr = (0.85)(0.53)bd(√(f´c))

Vac = xhQ

Donde:

X = Distancia de chequeo de corte simple

h = base de la zapata

Q = Presión del suelo

d = 11 cm

x = b/2-c/2 – d

x = 50/2 – 20/2 – 11

x = 4 cms

Vr = (0.85)(0.53)(√(210 kg/cm²) (50cm)(11cm) = 3590.60 kg

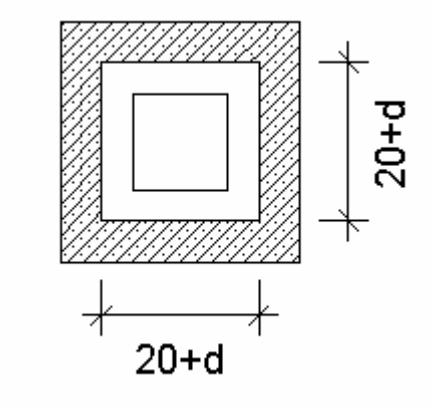
Vac = (0.04 m)(0.5m)(2,181.12 kg/m²) = 23.62 kg

3,590.60 kg > 21.81 kg

Las dimensiones de la zapata cumplen el chequeo por corte simple

5.3.5.5 Chequeo a corte punzonante

Figura 15 Área de chequeo de punzonamiento



Vr = (0.85)(0.53)(√f´c)(bo)(d)

Donde:

bo = Perímetro sección crítica de punzonamiento

bo = 4(20 + d)

bo = 4(20+11) = 124

Vr = (0.85)(0.53)(√(210 kg/cm²))(124)(11) = 8,904.69 kg

Va = ((0.5 m)(0.5 m) – (0.31 m)(0.31 m))(2,181.12 kg) = 209.36 kg

Vr > Va

8,904.69 kg > 307.76 kg

Las dimensiones de la zapata cumplen el cheque punzonante.

5.3.5.6 Chequeo a flexión

b = 50

d = 11

M = WL²/2

M = (2,181.12 kg)(0.15 m)²/2 = 24.54 kg-cm

As = 0.07 cm²

Por criterio la zapata se reforzará con 5 varillas núm. 3 @ 0.10 m en ambos sentidos.

Figura 16 Planta de la zapata

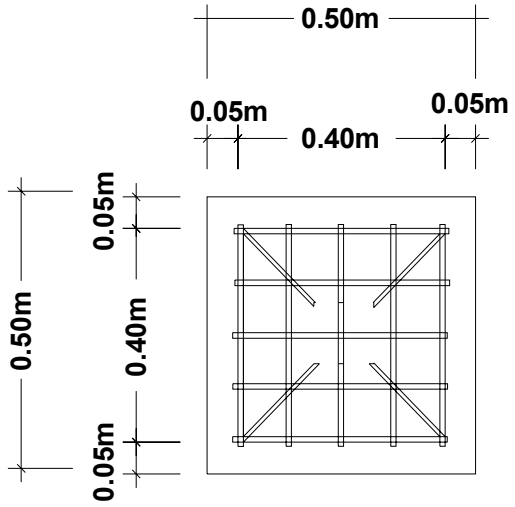
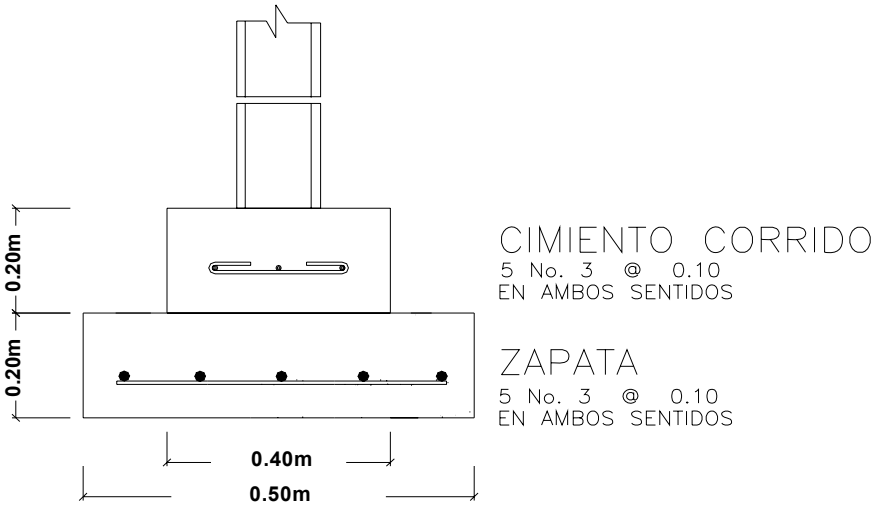


Figura 17 Detalle de la zapata



5.4 Planos

Estos se encuentran en el apéndice G, de este trabajo.

5.5 Elaboración del presupuesto

El presupuesto se elaboró con base en los precios de los materiales que se manejan en la región y la mano de obra. Ver tabla núm. VI.

Tabla VI Presupuesto proyecto edificio escolar

RENGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	UNITARIO MATERIAL	UNITARIO MANO O.	VALOR MATERIAL	VALOR MANO O.	SUB-TOTALES
1	**Trabajos preliminares**							
1.1	Limpieza y nivelación	310.00	m²	-	5.00	-	1,550.00	1,550.00
1.2	Trazo y estaqueado	109.00	ml	2.50	7.00	272.50	763.00	1,035.50
1.3	Excavación	25.60	m³	-	30.00	-	768.00	768.00
2	**Cimentación**							
2.1	Zapatas 50*50*20 cm	24.00	unidad	57.00	20.00	1,368.00	480.00	1,848.00
2.2	Cimiento corrido 40*20 cm	88.00	ml	85.00	35.00	7,480.00	3,080.00	10,560.00
2.3	Solera hidrofuga 15*20	88.00	ml	54.00	38.00	4,752.00	3,344.00	8,096.00
2.4	Levantado de block en cimentacion	35.20	m²	75.00	47.00	2,640.00	1,654.40	4,294.40
3	**Muros y columnas**							
3.1	Muros de block de 15*20*40 cm	148.00	m²	80.00	60.00	11,840.00	8,880.00	20,720.00
3.2	Columna de 20*20 cm	108.00	ml	60.00	35.00	6,480.00	3,780.00	10,260.00
3.3	Columna de 15*20 cm	85.00	ml	58.50	32.00	4,972.50	2,720.00	7,692.50
3.4	Columna de 15*10 cm	19.00	ml	43.00	27.00	817.00	513.00	1,330.00
3.5	Sillar de 10*15 cm	4.00	ml	41.00	35.00	164.00	140.00	304.00
3.6	Solera intermedia 15*20 cm	105.00	Ml	58.00	40.00	6,090.00	4,200.00	10,290.00
3.7	Solera corona de 15*20 cm	88.00	ml	58.00	44.00	5,104.00	3,872.00	8,976.00
3.8	Solera de mojinete	29.00	ml	58.00	48.00	1,682.00	1,392.00	3,074.00
4	**Acabados**							
4.1	Piso de concreto	220.80	m²	105.00	31.00	23,184.00	6,844.80	30,028.80
4.2	Puerta de metal de 1.00*2.10m	5.00	unidad	900.00	150.00	4,500.00	750.00	5,250.00
4.3	Ventanas de metal de 1.60m*1.40m	11.00	unidad	400.00	140.00	4,400.00	1,540.00	5,940.00
4.4	Ventanas de metal de 1.30m*1.40m	3.00	unidad	325.00	130.00	975.00	390.00	1,365.00
4.5	Ventanas de metal de 1.50m*1.40m	1.00	unidad	375.00	135.00	375.00	135.00	510.00
4.6	Ventanas de metal de 1.80m*1.00m	12.00	unidad	325.00	120.00	3,900.00	1,440.00	5,340.00
4.7	Ventanas de metal de 1.00m*1.00m	1.00	unidad	180.00	100.00	180.00	100.00	280.00
5	**Instalaciones**							
5.1	Acometida electrica	1.00	global	700.00	550.00	700.00	550.00	1,250.00
5.2	Electricidad fuerza	19.00	unidad	130.00	50.00	2,470.00	950.00	3,420.00
5.3	Electricidad iluminación	19.00	unidad	245.00	70.00	4,655.00	1,330.00	5,985.00
6	**Cubierta**							
6.1	Estructura de madera	240.00	m²	28.00	18.00	6,720.00	4,320.00	11,040.00
6.2	Lamina de zinc	240.00	m²	23.00	15.00	5,520.00	3,600.00	9,120.00

Costo directo de la obra	170,327.20
Costo indirecto	68,130.88
Total	238,458.08

6. VULNERABILIDAD Y RIESGO

La región de América Latina y el Caribe está expuesta a los desastres naturales, tales como terremotos, huracanes, erupciones volcánicas y sequías, cuyo impacto causa muertos y heridos, enormes pérdidas económicas y la desorganización de los servicios, lo que retarda en muchos casos el desarrollo de los países, por el alto costo de rehabilitación de la infraestructura.

Los desastres no deben ser considerados como fuerzas incontrolables frente a los cuales no es posible tomar ninguna acción. La experiencia demuestra que muchas acciones pueden tomarse de antemano para dar respuesta rápida e implementar alternativas para solucionar los mismos.

Este conjunto de medidas, implementadas simultáneamente, harán que los servicios se recuperen en el menor tiempo posible para brindar a la población la seguridad que requiere en cuanto a higiene y preservación de la salud.

6.1 Definiciones

Vulnerabilidad: medida de la debilidad de un componente para resistir el impacto de las amenazas. Es la susceptibilidad o factor de riesgo interno de un componente o del sistema como un todo, de ser dañado total o parcialmente por el impacto de una amenaza. A la magnitud del daño cuantificado o medido se le denomina vulnerabilidad.

Amenaza: fenómeno natural o provocado por la actividad humana que se torna peligroso para las personas, propiedades, instalaciones y para el medio ambiente.

Es también definida como la probabilidad de ocurrencia de un evento potencialmente desastroso durante cierto período de tiempo en un sitio dado.

Análisis de vulnerabilidad: proceso para determinar los componentes críticos o débiles de los sistemas y medidas de emergencia y mitigación ante las amenazas.

Componente: parte discreta del sistema capaz de operar independientemente, pero diseñado, construido y operado como parte integral del sistema.

Desastre natural: manifestación de un fenómeno natural que se presenta en un espacio y tiempo limitado y que causa trastornos en los patrones normales de vida y pérdidas humanas, materiales y económicas debido a su impacto sobre poblaciones, propiedades, instalaciones y ambiente.

Plan de emergencia: conjunto de medidas por aplicar antes, durante y después que se presenta una amenaza como respuesta al impacto de la misma.

Plan de mitigación: conjunto de medidas y obras por implementar antes del impacto de las amenazas para disminuir la vulnerabilidad de los componentes y de los sistemas.

Prevención: acciones de preparación para disminuir el efecto del impacto de las amenazas.

Riesgo: medida de la probabilidad de impacto de una amenaza. Y se divide en:

Riesgo específico: es el grado de pérdidas esperadas debido a la ocurrencia de un evento en particular y como una función de la amenaza y la vulnerabilidad.

Elementos expuestos: la población, las edificaciones, obras civiles, las actividades económicas, los servicios públicos, las utilidades y la infraestructura expuesta en un área determinada.

Riesgo total: el número de pérdidas humanas, heridos, daños a las propiedades y efectos sobre la actividad económica debidos a la ocurrencia de un evento desastroso, es decir, el producto del riesgo específico y los elementos bajo riesgo.

Fenómeno natural: manifestación de las fuerzas de la naturaleza tales como terremotos, huracanes, erupciones volcánicas, inundaciones y otros.

6.2 Efectos de las amenazas naturales en los componentes de los proyectos

La existencia de la amenaza es una condición de la zona donde se asienta el elemento, por ejemplo: zona afectada por inundaciones, zona sísmica, etc. La debilidad del elemento depende de dos condiciones:

La ubicación de componente respecto a la zona de impacto de la amenaza, por ejemplo: áreas susceptibles de inundación, áreas cercanas a fallas geológicas.

El estado, conservación y mantenimiento del componente. Por ejemplo, una estación de bombeo con equipo en malas condiciones por antigüedad y falta de mantenimiento, ubicada en un sitio muy seguro, será vulnerable por su propio estado.

1- Amenaza sísmica

Los fenómenos que dan origen a los sismos puede deberse a movimientos tectónicos, actividad volcánica, grandes derrumbes y explosiones. Los más frecuentes son los movimientos tectónicos, que consisten en la liberación repentina de energía acumulada en las zonas de choque o contacto entre las placas de la corteza terrestre.

Efectos sobre los componentes:

Agua potable: prácticamente todos los componentes de un sistema de agua potable pueden sufrir el impacto de un sismo. En las cuencas con pendientes pronunciadas y suelos suaves se producen deslizamientos que modifican la calidad de agua y generan avalanchas que destruyen las captaciones superficiales, los acuíferos pueden cambiar significativamente e inclusive pueden perderse totalmente; los ademes de los pozos fallan en cortante; las estructuras de concreto en general sufren en mayor o menor grado agrietamientos y fallas estructurales que inutilizan; las cajas de válvulas, tanques elevados y fallas que se pueden dar en las uniones rígidas del concreto con las tuberías.

Edificio escolar: los elementos estructurales de la edificación se pueden ver afectados por agrietamientos o fallas estructurales que pueden hacerlos colapsar. Debido al fuerte movimiento lateral a que se ve sometida la estructura del mismo.

2- Amenaza de huracán

Estos son grandes depresiones tropicales que se caracterizan por fuertes tormentas atmosféricas, alrededor de los cuales el viento circula con velocidades que exceden las 32 millas por hora (115 km/h) y que pueden alcanzar hasta 300 km/h. Los huracanes ocurren en regiones donde se produce un fuerte calentamiento y vientos encontrados sobre el océano en una masa con gran contenido de humedad.

Efectos sobre los componentes:

Agua potable: los componentes que pueden ser afectados son, captaciones (diferentes tipos como presas de derivación, galerías, manantiales, pozos, etc.) y sus estructuras, aducciones, plantas de tratamiento, estaciones de bombeo, tanques de almacenamiento, redes principales de conducción. Las fuertes correntadas de agua destruyen las captaciones superficiales, contaminación de ríos, quebradas y pozos como consecuencia de las inundaciones y destrucción de caminos de acceso a las estructuras del sistema.

Edificio Escolar: los componentes que se ven afectados son las cubiertas de techo, ventanales, depósitos de agua de agua potable e instalaciones al aire. También se puede dar la contaminación de los lugares de almacenamiento o bodegas que se encuentren en áreas inundables.

3- Amenaza de inundación:

Las inundaciones son fenómenos naturales, que tienen como origen la lluvia el crecimiento del nivel del mar, la fusión de la nieve en gran volumen o una combinación de estos fenómenos. La precipitación de la lluvia que cae en una zona determinada es el resultado de una serie de factores que influyen sobre la lluvia, tales como:

Latitud: de manera general se puede indicar que la precipitación disminuye con la latitud porque la disminución de la temperatura hace decrecer la humedad atmosférica.

Distancia de la fuente de humedad: mientras más cercana se encuentre la zona a la fuente de humedad como mar, lagos, etc., existirá mayor posibilidad de lluvias.

Presencia de montañas: el ascenso orográfico favorece la precipitación. Así, en una cadena montañosa ocurren precipitaciones más pesadas o intensas en las laderas expuestas a los vientos, cayendo solo trazas de lluvia en la ladera no expuesta de las montañas. Debido a que las inundaciones se producen por altas precipitaciones, los efectos son similares a los causados por los huracanes que conllevan también fuertes precipitaciones.

Efectos sobre los componentes:

Agua potable: debido a las fuertes correntadas de agua como consecuencia de las lluvias o deshilo que destruyen las captaciones superficiales, roturas en represas que crean correntadas., contaminación de ríos, quebradas y pozos.

Edificio escolar: también se puede dar la contaminación de los lugares de almacenamiento o bodegas que se encuentren en áreas inundables. Así como también se puede ver afectado el mobiliario que utilizan los estudiantes, también pueden haber como socavamientos en los cimientos si no existe un buen tipo de suelo o si no hubo una correcta compactación.

4- Amenaza vulcanológíca

Los volcanes son estructuras compuestas de materiales que se acumulan sobre la tierra y tienen un conducto llamado chimenea que comunica la superficie de la tierra con el interior de la corteza terrestre. Este conducto sigue una dirección más o menos vertical y en la boca del mismo se presenta un orificio denominado cráter. Los materiales de erupción varían desde fuertes torrentes de lava fluida, bombas de materiales incandescentes, nubes ardientes de gases, gases y cenizas de varios tamaños.

Efectos sobre los componentes:

Agua potable: los torrentes de lava que destruyen las fuentes de agua potable que se encuentran en las laderas o al pie de los volcanes, emanaciones de gases, cenizas, lluvia ácida y torrentes de lava que inutilizan las fuentes de abastecimiento de agua potable. Aludes y avalanchas de lodo causadas por efecto de las lluvias sobre las cenizas acumuladas en las cuencas y los ríos. Afectación total de los servicios de agua cuando las captaciones y estructuras se encuentran en las cuencas impactadas por las erupciones.

Edificio escolar: el techo se puede ver afectado por la lluvia de ceniza que se puede dar y hacer que éste tenga una sobrecarga en el mismo. Los ventanales se pueden ver afectados debido a las vibraciones que producen las explosiones

al momento de la erupción, y también puede ser arrasado completamente si se encuentra en la ruta que tome el torrente de lava.

5- Amenaza de accidentes

Se entenderá por accidentes que afectan, aquellas situaciones de emergencia causadas por interrupciones en el servicio prestado por fallas propias de los sistemas o edificaciones y no por el impacto de fenómenos naturales.

Efectos sobre los componentes:

Agua potable: los efectos de la contaminación son el deterioro de la calidad del agua y los riesgos de salud pública que conllevan y además la contaminación de las estructuras o elementos por donde transitó el agua contaminada. Los efectos de las roturas de grandes tuberías en general son los daños causados al ambiente inmediato y a la propiedad privada, interrupción del servicio, emergencias del tipo operacional, etc.

Edificio escolar: los accidentes que podrían ocurrir aquí serían el uso de materiales de baja calidad, errores de cálculo de la estructura o mala técnica al momento de estar construyendo el establecimiento y falta de supervisión de los trabajadores.

6- Amenaza de deslizamiento

Los deslizamientos de taludes ocurren de muchas maneras y aún persiste cierto grado de incertidumbre en su predicción, rapidez de ocurrencia y área afectada.

Agua potable: los elementos de captación pueden quedar enterrados o ser arrastrados por el impacto de flujos. Los tanques pueden fallar por deslizamiento, destrucción de la red de conducción y distribución, así como válvulas e instalaciones de bombeo ubicados sobre el trayecto del deslizamiento.

Edificio escolar: un deslizamiento puede provocar el colapso total o parcial del establecimiento dejándolo inutilizado.

7- Amenaza de sequía

Esta se produce por la falta o insuficiencia de lluvias o nieve durante meses y a veces durante años.

Efectos sobre los componentes:

Agua potable: los efectos que produce es la disminución del caudal normal de abastecimiento, disminución de la capacidad de autopurificación de ríos o esteros debido a la disminución de su caudal, contaminación por peces muertos al disminuir el oxígeno libre, etc.

6.3 Medidas de prevención o mitigación

1- Amenaza sísmica

- Reforzamiento estructural de los elementos
- Reforzamiento o cambio de los elementos agrietados o construidos con material de mala calidad y de los elementos o accesorios rígidos.
- Sistemas de ingeniería de estructuras para resistir las vibraciones.

- Observación de los códigos de construcción.
- Reglamentos del uso de la tierra y división de zonas sísmicas.

2- Amenaza de huracán

- Estructuras con sistemas de ingeniería para tolerar la fuerza de viento.
- Requisitos para tolerar la descarga del viento en los códigos de construcción.
- Requisitos de seguridad contra viento en los elementos no estructurales.
- Plantación de rompevientos, planificación de bosques, en sentido contrario al viento.

3- Amenaza de inundación

- Control del uso de la tierra y planificación del lugar donde se situarán los elementos o edificaciones.
- Sistemas de ingeniería para las estructuras en las llanuras inundables capaces de tolerar la fuerza de la inundación.
- Infraestructura resistente a filtraciones.
- Construir pasos subfluviales de tuberías y desarenadores apropiados.
- Instalar desconexión automática de bombas horizontales.
- Forestar y mantener la cobertura vegetal de la cuenta, elevar el nivel topográfico con rellenos.

4- Amenaza vulcanológica

- Reubicar si es posible o implementar protección como cobertura permanente de tanques de almacenamiento y tratamiento.
- Construir muros de protección y pasos subfluviales de tuberías.
- Planificación de los sitios que se usarán para actividades importantes, con el objeto de evitar zonas cercanas a las laderas del volcán.
- Evitar canales probables por donde circulará la lava.

- Promoción de estructuras a prueba de fuego.
- Sistemas de ingeniería de estructuras que toleren el peso adicional de los depósitos de ceniza.

5- Amenaza de accidentes

- Reparar los elementos, equipos y accesorios con funcionamiento defectuoso.
- Reemplazar componentes, equipo o accesorio si su estado de conservación es malo, monitorearlo periódicamente (bombas electromecánicas, generadores auxiliares o válvulas).
- Adquirir componentes faltantes.
- Una buena supervisión al momento de la construcción de la obra.
- Materiales de buena calidad.
- Capacitación a las personas que darán mantenimiento a los sistemas o edificaciones.

6- Amenaza de deslizamiento

- Reubicar si es posible o implementar zanjas drenantes en la zona inestable.
- Construir pequeños muros de sostenimiento para las estructuras o pequeños anclajes de las tuberías.
- Enterrar en roca firme la tubería en caso de laderas muy inclinadas con poco suelo de cobertura.
- Planificación de los sitios para evitar el uso de áreas peligrosas como asentamientos o como ubicación de estructuras importantes.
- Considerar reubicación.
- Cimentación monolítica para evitar asentamientos diferenciales.

7- Amenaza de sequía

- Racionamiento de agua.
- Conservar o reemplazar suministros de agua defectuosos mediante ordenación de cuencas colectoras.
- Construcción de represas.
- Conservación del suelo y reducción del índice de erosión mediante la revisión de las represas, nivelaciones, plantaciones, manejo del ganado.
- Reducción de la tala forestal.
- Introducción de patrones agrícolas y de cultivo flexibles.
- Programas de capacitación.
- Control de la población.
- Educación ambiental.

CONCLUSIONES

1. La única opción para satisfacer la demanda de agua en la comunidad es a través de un sistema por bombeo, cuyo costo de operación y mantenimiento es relativamente alto, sin embargo será de mucho beneficio para la comunidad.

2. Ningún sistema de abastecimiento, principalmente por bombeo, puede perdurar sin la intervención directa del elemento humano; por lo que la adecuada operación y mantenimiento del sistema de agua de la aldea es determinante para la sostenibilidad del proyecto.

3. De acuerdo con los resultados obtenidos en el examen bacteriológico, el agua no es potable; por lo que la cloración es indispensable antes de su consumo.

4. Se hace primordial la construcción del edificio escolar ya que los niños carecen de un lugar adecuado para recibir clases.

RECOMENDACIONES

1. En la aldea beneficiada, se debe implementar un plan educativo continuo para el mantenimiento del sistema de agua potable, así como los servicios que posteriormente construyan.

2. Capacitar al comité pro mejoramiento, para que pueda aprovechar los medios de que dispone, para la gestión y la ejecución de proyectos.

3. Que la comunidad mantenga su organización social, promueva y gestione los recursos requeridos para los proyectos que necesite.

4. Efectuar análisis químico y bacteriológico, para comprobar la calidad del agua de la fuente de abastecimiento cuando entre en funcionamiento y un programa de control de calidad del agua en años posteriores.

5. La Universidad de San Carlos de Guatemala debe seguir con la promoción e impulso del programa de Ejercicio Profesional Supervisado, ya que constituye el complemento práctico a la formación académica de los nuevos profesionales, además de ser una gran proyección en beneficio social a las comunidades rurales del país.

BIBLIOGRAFÍA

1. A.W. Coburn, R.J.S. Spence, A. Pomonis. Mitigación de desastres. Programa de Entrenamiento para el Manejo de Desastres. Primera Edición (PNUD). Cambridge Architectural Research Limited. The Oast House, Malting Lane, Cambridge, Reino Unido.

2. Baldelomar Rivera, Juan Carlos. Normas de diseño de edificios escolares, aplicación en el diseño de la escuela para párvulos y diseño de muro en el municipio de San Miguel Tucuru, Alta Verapaz. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería 1994

3. Betancourt Ruiz, Carlos Humberto. Planificación y diseño de dos escuelas rurales del nivel pre-primario y diseño de un puente para vehículos livianos. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería 1998.

4. Dieguez González, Eduardo Gaspar. Estudio y diseño del sistema de agua potable para la aldea Tapalapa del municipio de San Carlos Alzatate, Jalapa. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1994.

5. Empresa Municipal de Agua de la Ciudad de Guatemala, UCAP. Curso de operación de plantas de tratamiento de agua. Manual para entrenamiento para ingenieros. COMSIP, ENGENHARIA S/A.

6. Gómez Boche, Ángel Esteban. Diseño y construcción de una escuela típica rural económica para el área de la región oriente del país. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería 1995.

7. León Medrano, David Israel. Planificación y diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Yichwitz Chonó, San Pedro Soloma Huehuetenango. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, noviembre 2,000.

8. Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social. Guía para la preparación, construcción y supervisión de abastecimientos de agua potable y saneamiento. División de Saneamiento del Medio. Guía. Guatemala 1991.

9. Montenegro Paiz, José Gabriel. Análisis y diseño de tanques elevados. Tesis Ing. Civil Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala. Febrero de 1981.

10. Organización Panamericana de la Salud. Mitigación de desastres naturales en sistemas de agua potable y alcantarillado sanitario. Guías para el análisis de vulnerabilidad. Serie Mitigación de Desastres. Oficina Regional de la O.M.S. Washington, D.C. 1998.

11. Sánchez López, Carlos Humberto. Diseño de introducción de agua potable por bombeo a la comunidad Las Maravillas, municipio de Fraijanes, departamento de Guatemala. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería 2003.

12. Valls Robles, Fernando. Ayuda para diseño de tanques elevados para agua. Tesis Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, mayo 2003.

ANEXO A

TABLA DE DIÁMETROS,
MÓDULO DE ELASTICIDAD,
PRESIONES Y
PRESIÓN DE VAPOR

Tabla VII Diámetros internos de tubería PVC para diseño de acueductos

Diámetro comercial	Diámetro interior 100 psi	Diámetro interior 125 psi	Diámetro interior 160 psi	Diámetro interior 250 psi	Diámetro interior 315 psi
½"					0.716
¾"				0.926	
1"			1.195	1.161	
1 ¼"			1.532	1.464	
1 ½"			1.754	1.676	
2"			2.193	2.095	
2 ½"			2.655	2.537	
3"		3.284	3.230	3.088	
4"	4.280	4.224	4.154	3.970	
6"	6.301	6.217	6.115	5.845	
8"	8.205	8.095	7.961	7.609	

Tabla VIII Módulo de elasticidad de materiales de construcción de tubería

MATERIAL		Kg / M² (10 E9)
Asbesto cemento	AC	2.38 +
Hierro fundido	HF	6.00 +
Hierro galvanizado	HG	21.00 +
Cloruro de polivinilo rígido	PVC	0.30 **

+ ZUBICARAY M., M.V.S. Bombas para agua potable, Ref. 7
** Catálogo técnico sobre consideraciones de diseño para tubería P.V.C.

Tabla IX Variación de la presión atmosférica respecto de la altitud

ALTITUD SOBRE EL NIVEL DEL MAR M.	PRESIÓN ATMOSFÉRICA	
	kg./cm²	M. COLUMNA DE AGUA m.c.a.
0.00	1.0330	10.3300
300.00	0.9966	9.9660
600.00	0.9608	9.6080
900.00	0.9213	9.2130
1,200.00	0.8925	8.9250
1,500.00	0.8598	8.9580
3,000.00	0.7107	7.1070
4,500.00	0.5834	5.8340
6,000.00	0.4262	4.2620
7,500.00	0.3835	3.8350

* Tomado de Mecánica de Fluidos, A.B. Daugherty y Ph Ingersol (Ref. II)

Tabla X Variación de la presión de vapor del agua respecto de la temperatura

TEMPERATURA C°	PRESIÓN DE VAPOR	
	kg./cm²	M. COLUMNA DE AGUA m.c.a.
0	1.0330	10.3300
5	0.9966	9.9660
10	0.9608	9.6080
15	0.9213	9.2130
20	0.8925	8.9250
25	0.8598	8.9580
30	0.7107	7.1070
35	0.5834	5.8340

ANEXO B

ESFUERZOS UNITARIOS
DE TRACCIÓN,
DE COMPRESIÓN,
DE FLEXIÓN,
DE CORTE,
DE APLASTAMIENTO Y
APLASTAMIENTO DE PERNOS

Tabla XI Esfuerzos unitarios de tracción

TIPO	ESFUERZO UNITARIO MÁXIMO (LB/PUL.²)
Acero estructural en sección neta	15,000.00
Pernos y otras partes roscadas	15,000.00
Placas de acero en paredes del tanque	15,000.00

Tabla XII Esfuerzos unitarios de compresión

TIPO	ESFUERZO UNITARIO MÁXIMO (LB/PUL.²)
Placas en paredes	15,000.00
Acero estructural y metal de soldadura	15,000.00
Rigizadores vigas de alma llena, almas de secciones laminadas al pie del filete.	18,000.00
Acero de fundición	15,000.00

Tabla XIII Esfuerzos unitarios de corte

TIPO	ESFUERZO UNITARIO MÁXIMO (LB/PUL.²)
Pines y pernos tratados, en agujeros rimados o barrenados	11,250.00
Pernos corrientes	7,500.00
Alma de vigas y vigas de alma llena, sección total	9,750.00
Acero de fundición	7,325.00
Placas del tanque y uniones estructurales de material de acero	11,250.00

Tabla XIV Esfuerzos unitarios por aplastamiento en pernos

TIPO	ESFUERZO UNITARIO MÁXIMO (LB/PUL.²)	
	CORTE DOBLE	CORTE SIMPLE
Pernos en agujeros rimados o barrenados	30,000.00	24,000.00
Pernos corrientes	18,750.00	15,000.00

Tabla XV Esfuerzos unitarios de flexión

TIPO	ESFUERZO UNITARIO MÁXIMO (LB/PUL.²)
Tensión en las fibras extremas excepto placas para base de columnas	15,000.00
Placas para base de columnas	20,000.00
Compresión en las fibras extremas de secciones laminadas y vigas de alma llena, miembros com-Puestos para valores de LD/BT ≤ 600	15,000.00
LD/BT ≥ 600	9,000000.00 / (LD/BT)
Pines en fibra extrema	22,500.00
Acero de fundición	11,250.00

L=Longitud no soportada, D=Peralte del miembro, B= Ancho del miembro
T=Espesor de si patín de compresión, *Todas las dimensiones es en pulg.
Excepto que L, será tomada como el doble de la longitud del patín

Tabla XVI Esfuerzos unitarios por aplastamiento

TIPO	ESFUERZO UNITARIO MÁXIMO (LB/PUL.²)
Pines	24,000.00
Áreas en contacto con superficies laminadas	22,500.00
Áreas en contacto de materiales similares	20,250.00
Expansión de rodillos arcos de diámetro (d)	600 * d
Concreto 2,500 lb / pulg²	625.00
Concreto 3,000 lb / pulg²	750.00
Concreto 4,000 lb / pulg²	1,000.00

ANEXO C

TIPOS DE SOLDADURAS

Tabla XVII Diseño de soldaduras

VALORES	TIPO SOLDADURAS	
	ACANALADAS	FILETE
Tensión	85%	
Compresión	100%	
Corte	75%	
Corte transversal		65%
Corte longitudinal		50%

ANEXO D

EXAMEN BACTERIOLÓGICO
Y FÍSICO-QUÍIMICO

LABORATORIO DE QUÍMICA Y MICROBIOLOGÍA SANITARIA
ESCUELA REGIONAL DE INGENIERÍA SANITARIA Y RECURSOS HIDRAÚLICOS (ERIS) –CENTRO DE INVESTIGACIONES (CII)
DE LA FACULTAD DE INGENIERIA
CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12

O.T. No.17182 — ANALISIS FISICO QUIMICO SANITARIO — **INF. No. 21157**

INTERESADO:	**Facultad de Ingeniería –USAC-**	PROYECTO:	**CONTROL DE CALIDAD**
RECOLECTADA POR:	Boris Linares	DEPENDENCIA:	USAC
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	Aldea Las Victorias por la Paz	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2003-11-21; 10 h 35 min.
FUENTE:	Nacimiento	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO	2003-11-21; 16 h 00 min.
DEPARTAMENTO:	Escuintla	CONDICION DEL TRANSPORTE:	Sin refrigeración
MUNICIPIO:	Guanagazapa		

RESULTADOS

1. ASPECTO:	Claro	4. OLOR:	Inodora	7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección)	-- ° C
2. COLOR:	03,00 Unidades	5. SABOR:	-------	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	91,00 µmhos/cm
3. TURBIEDAD:	01,10 UNT	6. pH :	05,80 unidades		

SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH_3)	00,17	6. CLORUROS (Cl^-)	06,50	11. SOLIDOS TOTALES	67,00
2. NITRITOS ($NO2^-$)	00,00	7. FLUORUROS (F^-)	00,16	12. SOLIDOS VOLÁTILES	14,00
3. NITRATOS ($NO3^-$)	01,10	8. SULFATOS (SO^{-2}_4)	01,00	13. SOLIDOS FIJOS	53,00
4. CLORO RESIDUAL	----	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,03	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	03,00
5. MANGANESO (Mn)	----	10. DUREZA TOTAL	38 ,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	48,00

ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)

HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L
00,00	00,00	56,00	56,00

OTRAS DETERMINACIONES _____

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista físico químico sanitario: El agua es Blanda. Potencial de Hidrógeno (pH) ácido. Las demás determinaciones indicadas se encuentran dentro de los Límites Máximos Aceptables de Normalidad. Según norma COGUANOR NGO 29001.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. – A.W.W.A.- W.E.F. 19 TH EDITION 1995, NORMA COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), Guatemala.

Guatemala, 2003-11-27

LABORATORIO DE QUIMICA Y MICROBIOLOGIA SANITARIA

JEFE DE LABORATORIO
ZENON MUCH SANTOS
Ing. Químico Col. No. 420
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA — DIRECCIÓN — GUATEMALA, C.A.

Vo.Bo.
Ing. Francisco Javier Quiñonez de la Cruz
DIRECTOR CII/USAC

LABORATORIO DE QUÍMICA Y MICROBIOLOGÍA SANITARIA
ESCUELA REGIONAL DE INGENIERÍA SANITARIA Y RECURSOS HIDRAÚLICOS (ERIS) – CENTRO DE INVESTIGACIONES (CII)
DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA
CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12

EXAMEN BACTERIOLOGICO

O.T. No. 17182 **INF. No. A-179652**

INTERESADO	*Facultad de Ingeniería USAC*	PROYECTO:	CONTROL DE CALIDAD DE AGUA
MUESTRA RECOLECTADA POR	Boris Linares	DEPENDENCIA:	USAC
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	Aldea Las Victorias por la paz	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2003-11-21; 10 h 35 min.
FUENTE:	Nacimiento	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	2003-11-21; 16 h 00 min.
MUNICIPIO:	Guanagazapa		
DEPARTAMENTO:	Escuintla	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	Sin refrigeración
SABOR:	- - - - -	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	No hay
ASPECTO:	claro	CLORO RESIDUAL	- - - -
OLOR:	inodora		

INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI – AEROGENES)

PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACION DE GAS – 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,0 cm^3	+ + + + +	+ + + + +	+ + + + +
1,0 cm^3	- - - + +	+ +	+ +
0,1 cm^3	- + + - - -	+ +	+ +
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm^3		90	90

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE- EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA|| A.P.H.A. – W.E.F. 19TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

CONCLUSION Bacteriológicamente el agua **NO ES POTABLE,** según NORMA COGUANOR NGO 29001.

Guatemala, 2003-11-27

Vo.Bo.
Ing. Francisco Javier Quiñonez de la Cruz
DIRECTOR CII / USAC

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA – DIRECCION – GUATEMALA, C.A.

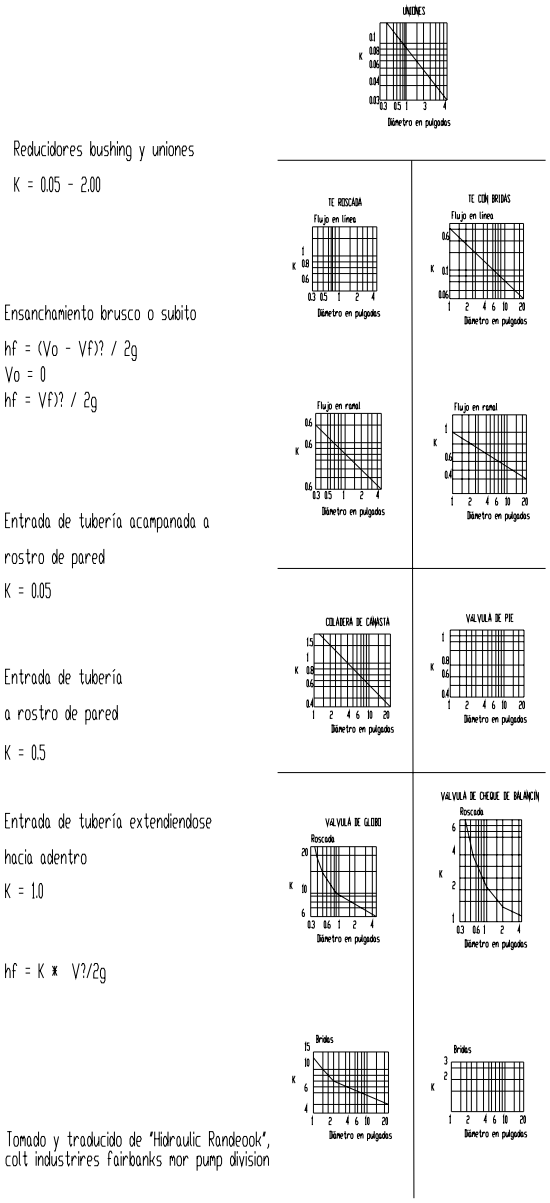
JEFE DE LABORATORIO
ZENON MUCH SANTOS
Ing. Químico Col. No. 420
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria

FACULTAD DE INGENIERIA – LABORATORIO DE QUIMICA Y MICROBIOLOGIA SANITARIA – GUATEMALA, C.A.

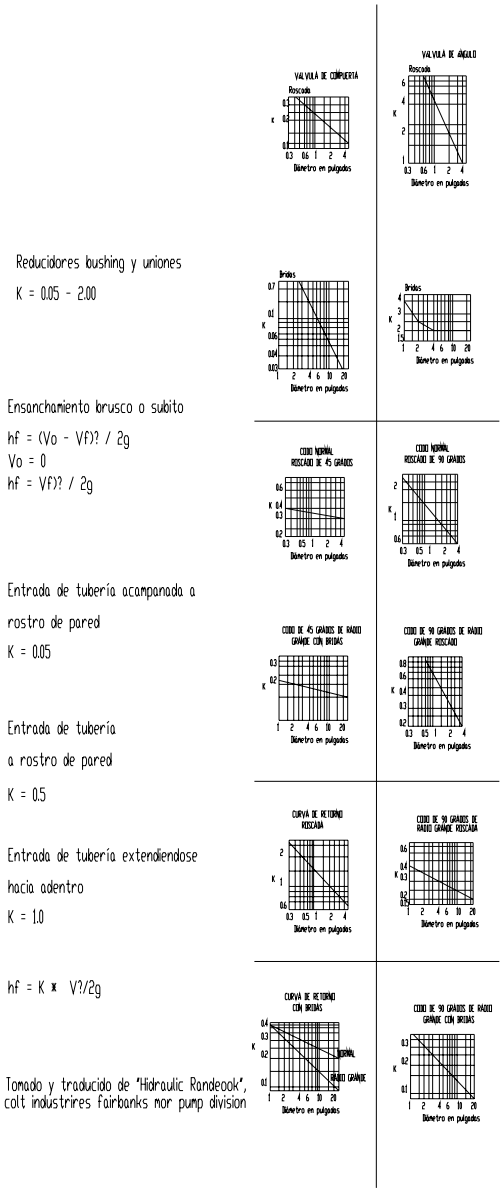
ANEXO E

GRÁFICA COEFICIENTES “K”

Figura 23 Gráfica de coeficientes K para determinar las perdidas de carga en accesorios, válvulas y otros



Continuación Figura 23 Gráfica de coeficientes K para determinar las perdidas de carga en accesorios, válvulas y otros



Reducidores bushing y uniones

K = 0.05 - 2.00

Ensanchamiento brusco o subito

hf = (Vo - Vf)? / 2g

Vo = 0

hf = Vf)? / 2g

Entrada de tubería acampanada a

rostro de pared

K = 0.05

Entrada de tubería

a rostro de pared

K = 0.5

Entrada de tubería extendiendose

hacia adentro

K = 1.0

hf = K x V?/2g

Tomado y traducido de "Hidraulic Randeook", colt industrires fairbanks mor pump division

ANEXO F

TABLAS COEFICIENTES

SEAOC

Tabla XVIII Método SEAOC, factor Z para sismos

RIESGO	ZONA	COEFICIENTE Z
Ausencia de daño sísmico	0	0.00
Daño menor (intensidades 5 y 6 EMM)	1	0.25
Daño moderado (intensidad 7 EMM)	2	0.50
Daño mayor (intensidad 8 y más EMM)	3	1.00

Tabla XIX Método SEAOC, factor I importancia de la estructura

TIPO DE ESTRUCTURA	FACTOR
Estructuras vitales	1.50
Estructuras normales	1.00

Tabla XX Método SEAOC, factor K tipo de la estructura

TIPO DE ESTRUCTURA	FACTOR
Estructuras de edificios	0.67-1.33
Estructuras no considerados como edificios	2.00
Torres	3.00
Tanques elevados (llenos)	2.50

Método SEAOC, factor C tipo de la estructura

Esta depende del período natural de vibración de la estructura y es el tiempo en segundos para una oscilación.

$C = 1 / 15 * \sqrt{t}$

$t = 0.05 * hn / \sqrt{D}$ en pies

$t = 0.0906 * hn / \sqrt{D}$ en metros

t = Período de vibración de la estructura

hn = altura del nivel n de un edificio

D = Dimensión del ancho efectivo del sistema estructural resistente a fuerzas horizontales en dirección paralela a las fuerzas aplicadas

$CS \leq 0.14$

$0.12 \leq KC \leq 0.25$

Método SEAOC, factor S tipo de suelo

Esta depende del suelo donde se cimienta y cuando no se conoce nada del suelo se utiliza 1.50.

ANEXO G

ÁREAS MÍNIMAS
EN EDIFICIOS ESCOLARES

Tabla XXI Distancias y tiempos para recorridos

NIVEL	ÁREA	DISTANCIA DE RECORRIDO A PIE	TIEMPO DE RECORRIDO
Pre-primaria	Urbana	200 – 300 m	Hasta 15'
Primaria	Urbana Rural	500 -1200 m 5000 m	15' a 30' 45' a 60'

Tabla XXII Tamaños para terreno

NÚM. DE ALUMNOS	ÁREA MÍNIMA POR ALUMNO	SUPERFICIE m²
300	10.00	3.000
400	10.00	4.000
500	9.75	4.875
600	9.50	5.700
700	9.50	6.475
800	9.00	7.200
900	8.75	7.875
1000	8.50	8.500
1100	8.25	9.075

Tabla XXIII Espacios educativos para escuelas

ESPACIOS EDUCATIVOS	AULAS
Espacios admnistrativos	Administración, dirección
Circulaciones	Circulaciones peatonales
Espacios exteriores	Áreas deportivas y de recreación y áreas verdes (patios, parques)
Espacios sanitarios	Servicios sanitarios y/o letrinas

Tabla XXIV Niveles de iluminación recomendados por tipo de local

NIVEL	TIPO DE LOCAL	NIVEL MÍNIMO DE LUXES
Pre-primario	En general	100 – 200
	Aulas	200 – 400
Primario	Sala de gimnasia	100 – 200
Medio	Aulas	250 – 500
	Laboratorios	300 – 600
	Talleres	250 – 500
	Gimnasios	150 – 300
	Cafeterías	150 – 300

Tabla XXV Coeficientes de reflexión aceptables para diversas superficies recomendados por tipo de local

SUPERFICIE	COEFICIENTE DE REFLEXIÓN
Cielo raso o techo	80 % a 85 %
Parte superior de los muros	80 % a 85 %
Muros en general	50 % a 70 %
Molduras y rebordes	30 % a 40 %
Parte superior de escritorios o mesas	35 % a 50 %
Mobiliario	30 % a 40 %
Piso	15 % a 30 %
Pizarrón	15 % a 20 %

Tabla XXVI Coeficientes de reflexión de acabados de mas comunes

SUPERFICIE	TIPO	COLOR	COEFICIENTE DE REFLEXIÓN
	Muy clara	Blanco	81%
		Marfil	79%
		Crema	74%
Pintada	Bastante Clara	Beige	63%
		Verde claro	63%
		Azul claro	58%
		Canela	48%
		Gris claro	58%
		Gris oscuro	26%
		Verde olivo	17%
Madera	Bastante Oscura	Roble claro	32%
		Roble oscuro	13%
		Caoba	8%
Cemento	Oscuro	Natural	25%
Ladrillo		Rojo	13%

Tabla XXVII Áreas por alumno

NIVEL	ÁREA POR ALUMNO (m²)	
	ÓPTIMO	MÍNIMO
Preprimario	2.40	2.00
Primario	1.50	1.20

Tabla XXVIII Áreas por aula

NIVEL	SUPERFICIE TOTAL (m²)	
	CAPACIDAD MÁXIMA DEL AULA	
	ÓPTIMO	MÍNIMO
Preprimario	72.00	60.00
Primario	60.00	50.00

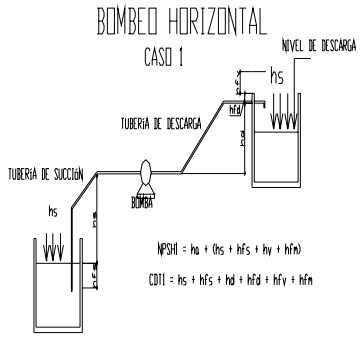
Tabla XXIX Tipos de materiales

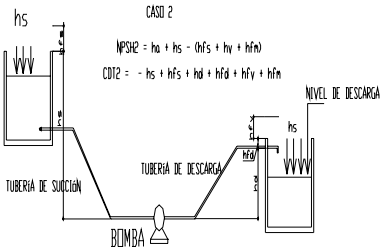
MATERIAL	% REFLEJADO	% ABSORBIDO
Asfalto	7	93
Asbesto cemento nuevo	39	61
Asbesto cemento viejo	17	83
Asbesto cemento lavado	60	40
Lámina galvanizada	35	65
Lámina galvanizada vieja	10	90
Concreto	35	65
Aluminio	87	13
Arena blanca	59	41
Ladrillo de barro cocido rojo	30	70
Grama	20	80
Arena gris	18	82
Pintura blanca	79	21
Pintura amarilla	52	48

APÉNDICE A

ESQUEMAS DE LA BOMBA Y TANQUE ELEVADO

Figura 18 Esquemas de bombeo





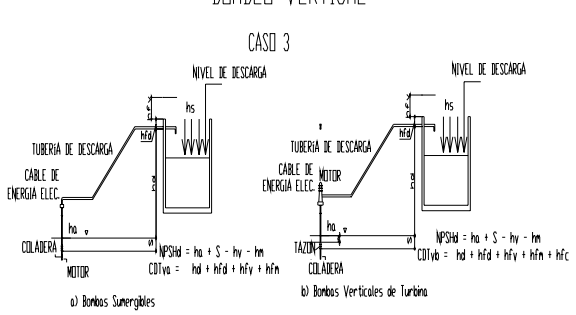


Figura 19 Esquema general de captación – bomba – tanque elevado

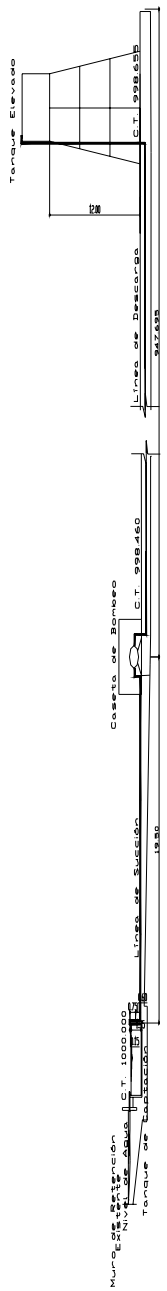
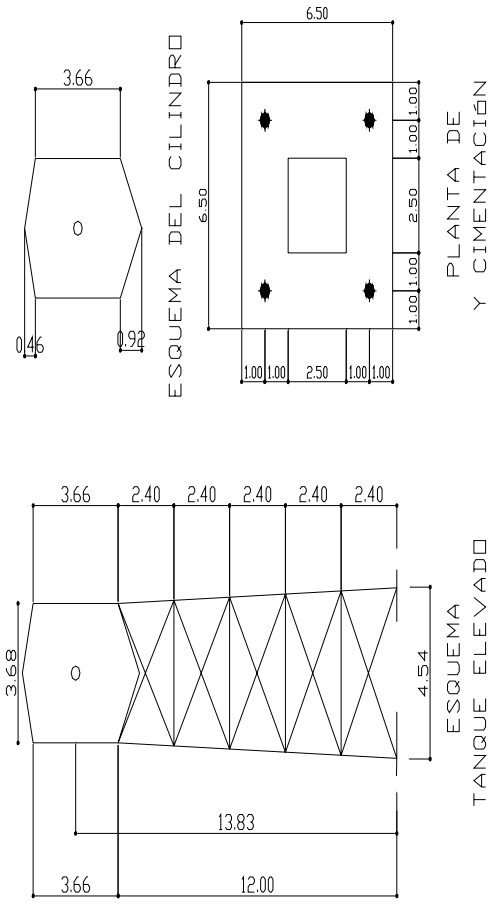


FIGURA 20
ESQUEMA DE DIMENSIONES DE TANQUE ELEVADO Y CIMENTACIÓN



APÉNDICE B

MAPAS ZONALES

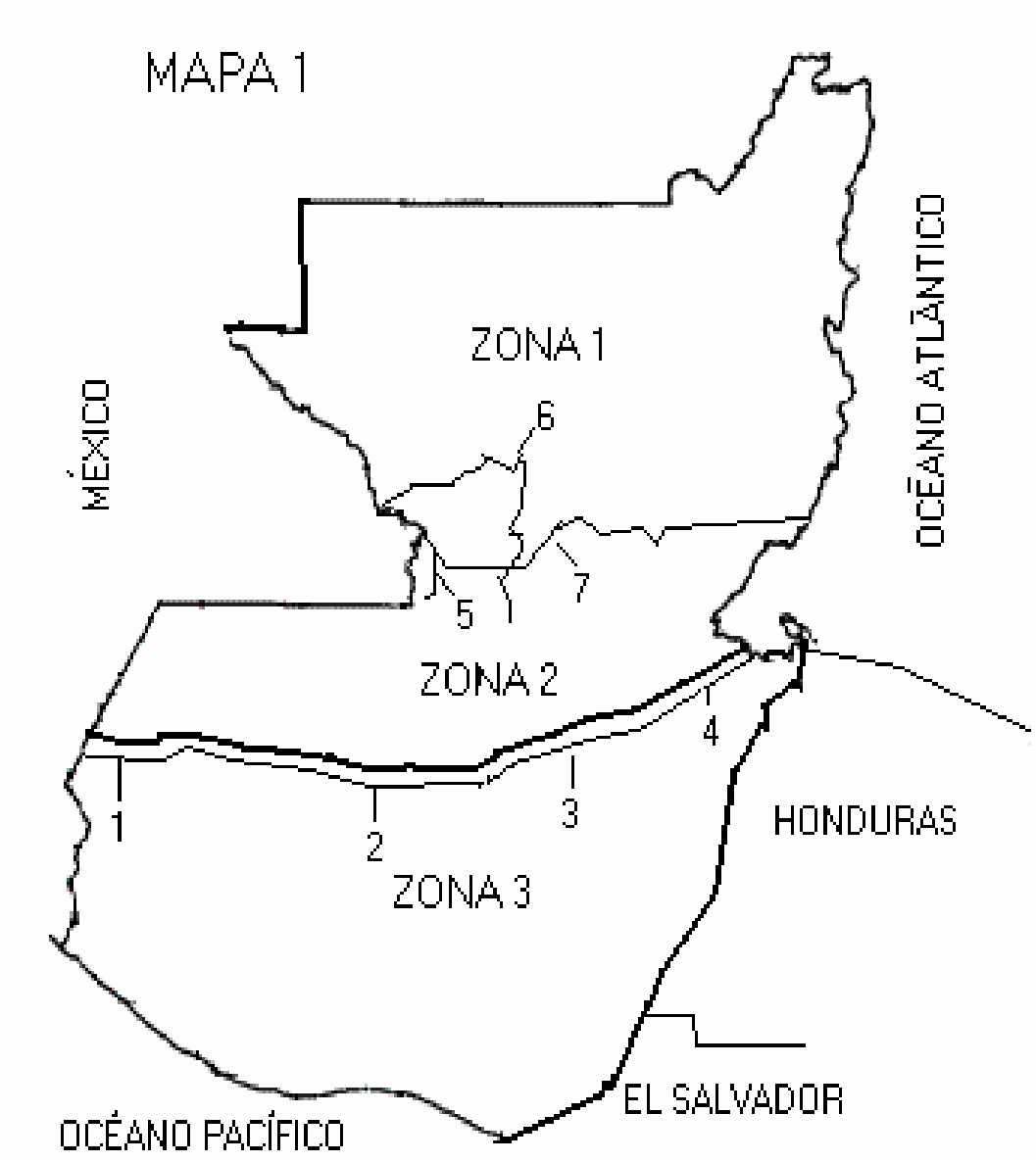


Figura 21

ZONAS SÍSMICAS PROPUESTAS PARA GUATEMALA

*Tomado de : Atlas Nacional, Guatemala 1972, Instituto Geográfico

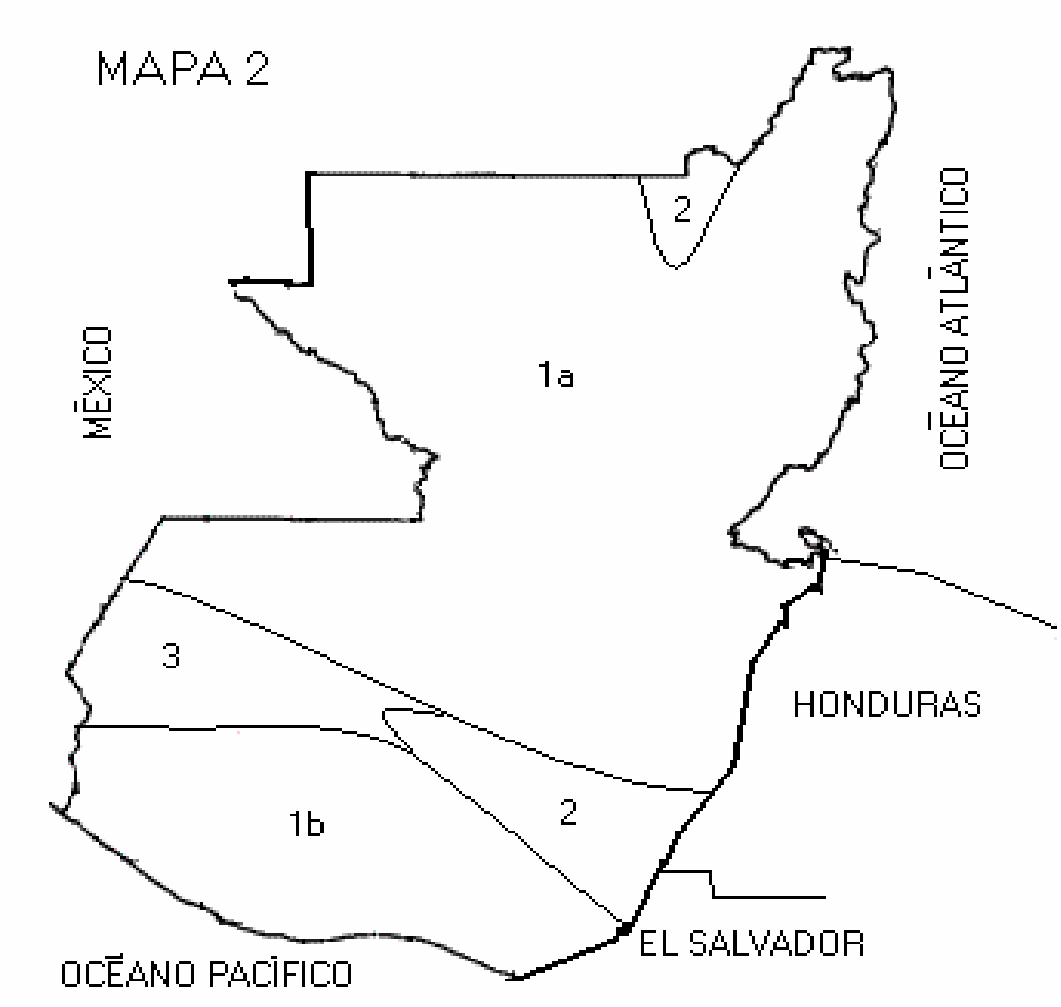


Figura 22
MAPA DE LAS REGIONES CLIMÁTICAS DE GUATEMALA

ASPECTOS	REGIONES CLIMATICAS			
	1ª	1b	2	3
Jerarquia de temperatura	Cálida	Cálida	Cálida	Templado
Tipo de variación de temperatura	Invierno benigno	Sin est. fría bien definida	Invierno benigno	Invierno benigno
Jerarquia de humedad	Húmedo	Húmedo	Seco	Húmedo
Tipo de distribución	Sin est. seca	Con invierno	Invierno	Invierno

*Tomado de : Atlas Nacional, Guatemala 1972, Instituto Geográfico.

APÉNDICE C

BASES DE DISEÑO, LIBRETA DE LEVANTAMIENTO
CÁLCULO TOPOGRÁFICO Y
DISEÑO HIDRÁULICO

Tabla XXX Parámetros de diseño agua potable

Sistema adoptado	Bombeo por gasolina
Tipo de conexión	Predial o domiciliar
Núm. de conexiones	60 viviendas
Población actual	360 habitantes
Población futura 10 años	424 habitantes
Población futura 20 años	493 habitantes
Dotación	150 L/hab/día
Factor día máximo	1.50
Factor hora máximo	2.50
Consumo medio diario	0.86 L/hab/día
Consumo máximo diario	1.28 L/hab/día
Consumo máximo hora	2.16 L/hab/día
Caudal de bombeo	3.079 L/hab/día
Caudal de aforo	2.825 L/hab/día
Factor de gasto	0.036 L/s/vivienda
Coeficiente C para tubería PVC	150
Coeficiente C para tubería HG	100
Período de bombeo (al final de 10 años)	8 horas
Período de bombeo (al final de 20 años)	9 horas
Volumen del tanque almacenamiento	55 %
Pendiente utilizada para tubería	2.5 %

Tabla XXXI Libreta de campo
Aldea Las Victorias por la Paz, Guanagazapa, Escuintla

EST.	P.O.	AZIMUT			HILOS			ANG. VERTICAL			ALT.
		G	M	S	SUP.	MED.	INF.	G	M	S	INST.
0	1	263	10	15	1.72	1.60	1.48	93	26	1	1.5
1	2	263	15	15	1.70	1.50	1.30	94	33	4	1.5
2	3	265	50	45	1.50	1.40	1.30	89	4	40	1.5
3	4	247	30	15	1.75	1.60	1.45	90	5	4	1.5
4	5	259	10	30	1.78	1.60	1.42	91	40	14	1.5
5	6	266	40	30	1.75	1.60	1.45	86	52	35	1.5
6	7	253	50	15	1.71	1.60	1.49	89	43	33	1.5
7	8	243	30	45	1.80	1.70	1.60	90	0	49	1.5
8	9	275	0	0	1.54	1.50	1.46	64	32	43	1.5
9	10	270	55	0	1.77	1.50	1.23	93	44	5	1.5
10	11	247	15	15	1.58	1.40	1.22	88	5	27	1.5
11	12	232	40	30	1.81	1.70	1.59	90	30	13	1.5
12	13	221	15	30	1.78	1.70	1.62	90	0	38	1.5
13	14	189	20	15	1.77	1.60	1.43	89	49	59	1.5
14	15	213	55	45	1.78	1.70	1.62	87	28	25	1.5
15	16	280	1	0	1.92	1.80	1.68	90	54	18	1.5
16	17	262	30	0	1.76	1.60	1.44	89	40	43	1.5
17	18	238	10	30	2.01	1.80	1.59	90	10	42	1.5
18	19	206	50	45	1.79	1.60	1.41	90	16	17	1.5
19	20	270	30	15	1.99	1.90	1.81	85	18	0	1.5
20	21	251	30	15	2.08	2.00	1.92	90	16	10	1.5
21	22	241	25	15	1.98	1.90	1.82	90	29	19	1.5
22	23	224	20	30	1.96	1.80	1.64	90	23	51	1.5
23	24	208	10	30	1.74	1.60	1.46	87	51	19	1.5
24	25	137	45	15	1.65	1.50	1.35	93	9	26	1.5
25	26	125	50	45	1.84	1.60	1.36	89	54	27	1.5
26	27	211	45	45	1.69	1.60	1.51	90	42	13	1.5
27	28	255	5	15	1.88	1.70	1.52	88	14	36	1.5
28	29	230	40	15	2.18	1.80	1.42	89	54	38	1.5
29	30	208	45	30	2.19	2.00	1.81	89	42	21	1.5
30	TAN	211	0	45	1.96	1.80	1.64	90	15	23	1.5

Continuación tabla XXXI Libreta de campo

Aldea Las Victorias por la Paz, Guanagazapa, Escuintla

TAN	31	211	0	45	1.80	1.75	1.70	90	12	43	1.5
31	32	249	20	15	1.95	1.60	1.25	93	36	43	1.5
32	33	250	30	15	2.06	1.80	1.54	93	44	14	1.5
33	34	252	20	0	2.21	1.90	1.59	92	14	2	1.5
34	35	252	10	15	1.85	1.60	1.35	93	42	17	1.5
35	36	251	30	30	2.30	2.00	1.70	93	3	29	1.5
36	37	251	55	45	1.91	1.50	1.09	92	18	25	1.5
37	38	252	45	45	2.14	1.80	1.46	93	6	34	1.5
38	39	253	10	30	2.16	1.90	1.64	91	28	27	1.5
39	40	239	45	15	1.87	1.60	1.33	94	34	44	1.5
40	41	224	10	0	1.97	1.60	1.23	93	10	41	1.5
41	42	235	45	45	1.83	1.60	1.37	94	13	51	1.5
42	43	236	15	30	2.12	1.80	1.48	93	22	3	1.5
43	44	234	10	15	2.13	1.80	1.47	91	59	7	1.5
44	45	249	20	15	2.08	1.90	1.72	92	23	32	1.5
45	46	259	45	0	2.16	1.90	1.64	92	12	37	1.5
46	47	265	50	45	2.63	2.10	1.57	91	52	51	1.5
47	48	260	50	30	2.51	2.20	1.89	92	21	41	1.5
31	49	178	11	19	1.59	1.50	1.41	93	10	8	1.5
49	50	158	57	33	1.73	1.50	1.27	99	35	3	1.5
50	51	154	38	38	1.11	1.00	0.89	100	9	28	1.5
50	52	155	41	32	0.60	0.40	0.20	97	12	28	1.5
52	53	158	7	8	1.60	1.50	1.41	91	57	47	1.5
53	54	160	3	1	1.69	1.50	1.31	89	11	39	1.5
54	55	163	41	42	1.67	1.50	1.33	87	48	21	1.5
55	56	169	38	50	1.56	1.50	1.44	94	38	26	1.5
56	57	209	48	37	1.41	1.00	0.59	93	27	18	1.5
57	58	229	19	49	1.25	1.00	0.75	91	47	31	1.5
57	59	228	40	42	1.89	1.50	1.12	91	36	2	1.5
59	60	227	5	13	2.28	2.00	1.72	94	18	30	1.5
59	61	231	30	29	3.33	2.50	1.68	92	46	0	1.5
61	61.1	310	49	21	0.75	0.70	0.65	90	17	27	1.5
61	62	230	53	22	1.73	1.50	1.28	91	22	12	1.5
62	63	241	24	32	3.28	2.50	1.73	93	1	13	1.5
62	64	241	9	1	3.90	2.00	0.10	92	23	27	1.5

Tabla XXXII Cálculo de libreta topográfica
Aldea Las Victorias por la Paz, Guanagazapa, Escuintla

EST.	P.O.	DIST. HOR.	Y TOTAL	X TOTAL	COTA
0	1	24.000	-4.777	-39.885	998.460
1	2	40.170	-7.279	-61.038	995.276
2	3	21.300	-9.506	-91.707	995.514
3	4	30.750	-23.261	-124.921	995.369
4	5	35.950	-29.083	-155.370	994.269
5	6	31.000	-30.411	-178.231	995.956
6	7	22.900	-36.385	-198.843	996.166
7	8	21.460	-40.132	-206.361	995.961
8	9	8.400	-35.338	-261.152	999.769
9	10	55.000	-34.763	-297.117	998.245
10	11	35.970	-43.539	-318.052	997.345
11	12	22.700	-53.150	-330.656	996.945
12	13	15.850	-78.671	-353.044	996.743
13	14	33.950	-95.446	-355.803	996.963
14	15	17.000	-116.189	-369.757	997.693
15	16	25.000	-110.493	-402.008	996.998
16	17	32.750	-115.929	-443.301	997.283
17	18	41.650	-135.915	-475.504	996.857
18	19	37.900	-152.751	-484.025	996.573
19	20	18.870	-152.600	-501.224	998.325
20	21	17.200	-158.072	-517.583	998.116
21	22	17.250	-173.907	-546.650	997.571
22	23	33.100	-194.726	-566.996	997.501
23	24	29.110	-221.964	-581.586	998.686
24	25	30.900	-258.126	-548.744	996.976
25	26	48.850	-268.228	-534.761	996.997
26	27	17.250	-298.624	-553.580	996.682
27	28	35.750	-318.285	-627.407	997.986
28	29	76.400	-342.115	-656.491	998.406
29	30	37.600	-370.694	-672.175	999.101
30	TAN.	32.600	-433.045	-709.658	998.655

Continuación tabla XXXII Cálculo de libreta topográfica
Aldea Las Victorias por la Paz

EST.	P.O.	DIST. HOR.	Y TOTAL	X TOTAL	COTA
TAN.	31	20.000	-479.669	-737.686	998.381
31	32	72.750	-498.864	-788.587	993.799
32	33	54.400	-519.780	-847.664	990.038
33	34	62.670	-536.501	-900.165	987.229
34	35	55.100	-556.158	-961.282	983.859
35	36	64.200	-583.466	-1042.937	980.100
36	37	86.100	-604.683	-1107.963	976.756
37	38	68.400	-620.419	-1158.678	972.790
38	39	53.100	-637.236	-1214.291	971.058
39	40	58.100	-675.392	-1279.729	966.553
40	41	75.750	-709.644	-1312.999	962.344
41	42	47.750	-746.214	-1366.735	958.767
42	43	65.000	-780.152	-1417.543	954.701
43	44	61.100	-801.665	-1447.338	952.113
44	45	36.750	-820.366	-1496.929	950.188
45	46	53.000	-839.655	-1603.599	947.781
46	47	108.400	-844.212	-1666.334	943.701
47	48	62.900	-854.223	-1728.432	940.444
31	49	17.945	-468.514	-718.713	997.387
49	50	44.336	-509.894	-702.795	989.901
50	51	21.510	-529.331	-693.584	986.547
50	52	39.764	-546.133	-686.427	985.972
52	53	18.978	-563.743	-679.354	985.322
53	54	37.793	-599.268	-666.459	985.853
54	55	33.551	-631.469	-657.040	987.139
55	56	12.120	-643.392	-654.862	986.155
56	57	81.702	-714.283	-695.478	981.722
57	58	49.551	-746.576	-733.062	980.672
57	59	76.940	-765.085	-753.261	979.573
59	60	55.684	-803.000	-794.044	974.878
59	61	164.616	-867.543	-882.105	970.618
61	61.1	10.000	-796.463	-889.672	971.367
61	62	44.974	-895.913	-917.002	970.291
62	63	154.570	-969.884	-1052.723	961.136

Tabla XXXIII Cálculo de hidráulico

PROYECTO: INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE

ALDEA: LAS VICTORIAS POR LA PAZ

MUNICIPIO: GUANAGAZAPA DISEÑO: BORIS ALBERTO LINARES JUÁREZ

DEPARTAMENTO: ESCUINTLA FECHA: AGOSTO 2004

LÍNEA DE DESCARGA O CONDUCCIÓN **CÁLCULO HIDRÁULICO**

FACTOR DE GASTO 0.036

PENDIENTE 2.5%

TRAMO		COTA INICIO	COTA FINAL	LONGITUD	LONGITUD REAL	COEF. C	NÚM. DE CASAS	Q	DIF. COTAS HF	DIÁ-METRO	DIAM. REAL	PÉRDIDA hf REAL	COTA PIEZO.	PRESIÓN ESTÁTICA	PRESIÓN DINÁMICA	TIPO TUB.	VELO-CIDAD	NÚM. TUBOS	RESIS-TENCIA
EST.	A	m	m	m	m			L/hab/día	m.c.a.	Pulg.	Pulg.	m.c.a.	m.c.a.	m.c.a.	m.c.a.		mts/seg	Unidad	PSI
COTA SALIDA			1,023.460																
1	9	1,023.460	999.769	211.930	217.228	150	60	3.312	23.690	-	3.00	1.515	1,021.945	23.690	22.180	PVC	0.726	37	160 PSI
9	20	999.769	998.325	336.640	345.056	150	60	3.312	1.440	-	3.00	2.407	1,019.538	25.140	21.210	PVC	0.726	58	160 PSI
20	27	998.325	996.662	193.660	198.502	150	60	3.312	1.640	-	3.00	1.385	1,018.153	26.780	21.470	PVC	0.726	34	160 PSI
27	TAN.	996.662	998.655	182.350	186.909	150	60	3.312	1.970	-	3.00	1.304	1,016.849	24.810	18.190	PVC	0.726	32	160 PSI

RAMAL PRINCIPAL

TRAMO		COTA INICIO	COTA FINAL	LONGITUD	LONGITUD REAL	COEF. C	NÚM. DE CASAS	CAUDAL Q	DIF. COTAS HF	DIÁ-METRO	DIAM. REAL	PÉRDIDA hf REAL	COTA PIEZO.	PRESIÓN ESTÁTICA	PRESIÓN DINÁMICA	TIPO TUB.	VELO-CIDAD	NÚM. TUBOS	RESIS-TENCIA
EST.	A	m	m	m	m			L/hab/día	m.c.a.	Pulg.	Pulg.	m.c.a.	m.c.a.	m.c.a.	m.c.a.		mts/seg	Unidad	PSI
			1,010.655										1,010.655	1,010.655					
TAN.	31	1,010.655	998.381	20.00	20.50	150	60	2.16	12.27	1.0274	1.50	1.944	1,008.711	12.274	10.330	PVC	1.895	4	160 PSI

RAMAL 1 **CÁLCULO HIDRÁULICO**

FACTOR DE GASTO 0.036

PENDIENTE 2.5%

TRAMO		COTA INICIO	COTA FINAL	LONGITUD	LONGITUD REAL	COEF. C	NÚM. DE CASAS	Q	DIF. COTAS HF	DIÁ-METRO	DIAM. REAL	PÉRDIDA hf REAL	COTA PIEZO.	PRESIÓN ESTÁTICA	PRESIÓN DINÁMICA	TIPO TUB.	VELO-CIDAD	NÚM. TUBOS	RESIS-TENCIA
EST.	A	m	m	m	m			L/hab/día	m.c.a.	Pulg.	Pulg.	m.c.a.	m.c.a.	m.c.a.	m.c.a.		mts/seg	Unidad	PSI
			998.381										1,008.759	1,010.655					
31	32	998.381	993.799	72.75	74.57	150	26	0.9360	4.58	1.1935	1.50	1.505	1,007.254	16.856	13.450	PVC	0.821	13	160 PSI
32	35	993.799	983.859	172.17	176.47	150	25	0.9000	9.94	1.1970	1.50	3.313	1,003.941	26.796	20.080	PVC	0.790	30	160 PSI
35	37	983.859	976.756	150.30	154.06	150	25	0.9000	7.10	1.2473	1.50	2.892	1,001.049	33.899	24.290	PVC	0.790	26	160 PSI
37	39	976.756	971.058	121.50	124.54	150	19	0.6840	5.70	1.1256	1.50	1.407	999.642	39.597	28.580	PVC	0.600	21	160 PSI
39	41	971.058	962.344	133.85	137.20	150	14	0.5040	8.71	0.9370	1.00	6.347	993.295	48.311	28.580	PVC	0.995	23	160 PSI
41	43	962.344	954.701	112.75	115.57	150	12	0.4320	7.64	0.8764	1.00	4.020	989.275	55.954	34.570	PVC	0.853	20	160 PSI
43	45	954.701	950.188	97.85	100.30	150	10	0.3600	4.51	0.8850	1.00	2.490	986.785	60.467	36.600	PVC	0.711	17	160 PSI
45	48	950.188	940.444	224.30	229.91	150	9	0.3240	9.74	0.8608	1.00	4.697	982.088	70.211	41.640	PVC	0.640	39	160 PSI

RAMAL 2

TRAMO		COTA INICIO	COTA FINAL	LONGITUD	LONGITUD REAL	COEF. C	NÚM. DE CASAS	Q	DIF. COTAS HF	DIÁ-METRO	DIAM. REAL	PÉRDIDA hf REAL	COTA PIEZO.	PRESIÓN ESTÁTICA	PRESIÓN DINÁMICA	TIPO TUB.	VELO-CIDAD	NÚM. TUBOS	RESIS-TENCIA
EST.	A	m	m	m	m			L/hab/día	m.c.a.	Pulg.	Pulg.	m.c.a.	m.c.a.	m.c.a.	m.c.a.		mts/seg	Unidad	PSI
			998.381										1,008.759	1,010.655					
31	51	998.381	986.470	83.79	85.88	150	34	1.2240	11.91	1.1181	1.50	2.848	1,005.911	24.185	19.440	PVC	1.074	15	160 PSI
51	53	986.470	985.322	37.24	38.17	150	34	1.2240	1.15	1.5303	1.50	1.266	1,004.646	25.333	19.320	PVC	1.074	7	160 PSI
53	55	985.322	987.139	71.34	73.12	150	34	1.2240	1.82	1.5915	1.50	2.424	1,002.221	23.516	15.080	PVC	1.074	13	160 PSI
55	57	987.139	981.722	93.87	96.22	150	34	1.2240	5.42	1.3455	1.50	3.190	999.031	28.933	17.310	PVC	1.074	17	160 PSI
57	59	981.722	979.573	76.95	78.87	150	34	1.2240	2.15	1.5617	1.50	2.615	996.416	31.082	16.840	PVC	1.074	14	160 PSI
59	60	979.573	974.678	55.68	57.07	150	31	1.1160	4.89	1.1915	1.50	1.595	994.821	35.977	20.140	PVC	0.979	10	160 PSI
60	61	974.678	970.618	109.18	111.91	150	25	0.9000	4.06	1.3102	1.50	2.101	992.720	40.037	22.100	PVC	0.790	19	160 PSI
61	62	970.618	970.291	44.97	46.09	150	18	0.6480	0.33	1.6169	1.50	0.471	992.249	40.364	21.960	PVC	0.569	8	160 PSI
62	64	970.291	953.593	379.34	388.8235	150	7	0.252	16.70	0.7803	0.75	20.255	971.994	57.062	18.40	PVC	0.884	65	160 PSI

APÉNDICE D

EQUIVALENCIA A DECIMALES

Tabla XXXIV Equivalencias milimétricas de fracciones decimales por cada 64° de pulgada

FRAC-CION	64 °	DECIMAL	APROX. EN MILÍMETROS	FRAC-CION	64 °	DECIMAL	APROX. EN MILÍMETROS
	1	0.015625	0.396875		33	0.515625	13.096875
1/32	2	0.031250	0.793750	17/32	34	0.531250	13.493750
	3	0.046875	1.190625		35	0.546875	13.890625
1/16	4	0.062500	1.587500	9/16	36	0.562500	14.287500
	5	0.078125	1.984375		37	0.578125	14.684375
3/32	6	0.093750	2.381250	19/32	38	0.593750	15.081250
	7	0.109375	2.778125		39	0.609375	15.478125
1/8	8	0.125000	3.175000	5/8	40	0.625000	15.875000
	9	0.140625	3.571875		41	0.640625	16.271875
5/32	10	0.156250	3.968750	21/32	42	0.656250	16.668750
	11	0.171875	4.365625		43	0.671875	17.065625
3/16	12	0.187500	4.762500	11/16	44	0.687500	17.462500
	13	0.203125	5.159375		45	0.703125	17.859375
7/32	14	0.218750	5.556250	23/32	46	0.718750	18.256250
	15	0.234375	5.953125		47	0.734375	18.653125
1/4	16	0.250000	6.350000	3/4	48	0.750000	19.050000
	17	0.265625	6.746875		49	0.765625	19.446875
9/32	18	0.281250	7.143750	25/32	50	0.781250	19.843750
	19	0.296875	7.540625		51	0.796875	20.240625
5/16	20	0.312500	7.937500	13/16	52	0.812500	20.637500
	21	0.328125	8.334375		53	0.828125	21.034375
11/32	22	0.343750	8.731250	27/32	54	0.843750	21.431250
	23	0.359375	9.128125		55	0.859375	21.828125
3/8	24	0.375000	9.525000	7/8	56	0.875000	22.225000
	25	0.390625	9.921875		57	0.890625	22.621875
13/32	26	0.406250	10.318750	29/32	58	0.906250	23.018750
	27	0.421875	10.715625		59	0.921875	23.415625
7/16	28	0.437500	11.112500	15/16	60	0.937500	23.812500
	29	0.453125	11.509375		61	0.953125	24.209375
15/32	30	0.468750	11.906250	31/32	62	0.968750	24.606250
	31	0.484375	12.303125		63	0.984375	25.003125

APÉNDICE E

PLANTA DE MUROS Y
RESUMEN RIGIDECES DE MUROS

Figura 24 Planta de muro

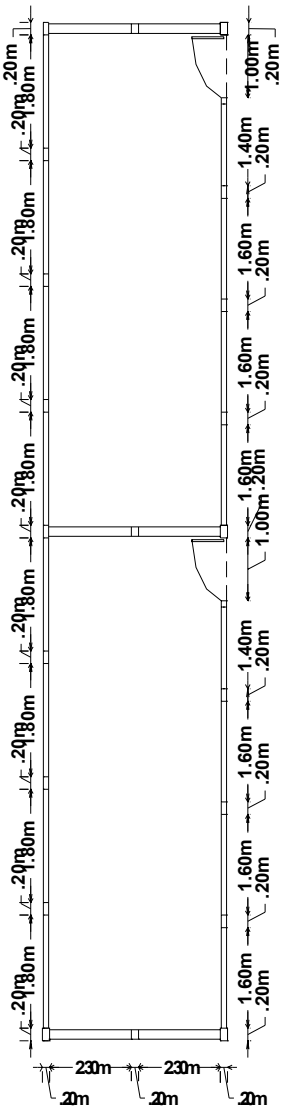


Tabla XXXV Cálculo de rigideces de muros

CÁLCULO DE RIGIDECES DE LOS MUROS

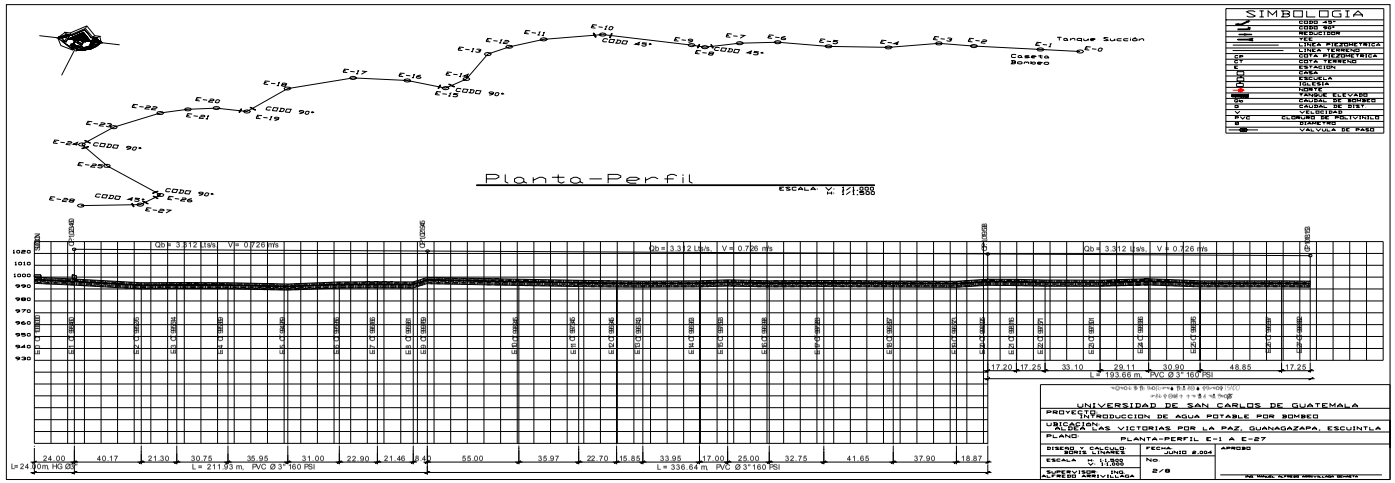
Muro	Sentido	h	d	t	∆m	∆v	∆	R	F	Mv	fv	fb	fa	I
	cm	cm	cm	cm					kg	kg-m	kg/cm²	kg/cm²	kg/m²	
1	x	260	220	20	0.01	0.04	0.0481	20.8016	334.18	568.11	0.076	0.0032	2.6	1.77E+07
2	x	260	220	20	0.01	0.04	0.0481	20.8016	334.18	568.11	0.076	0.0032	2.6	1.77E+07
3	x	260	220	20	0.01	0.04	0.0481	20.8016	334.18	568.11	0.076	0.0032	2.6	1.77E+07
4	x	260	220	20	0.01	0.04	0.0481	20.8016	334.18	568.11	0.076	0.0032	2.6	1.77E+07
5	x	260	220	20	0.01	0.04	0.0481	20.8016	334.18	568.11	0.076	0.0032	2.6	1.77E+07
6	x	260	220	20	0.01	0.04	0.0481	20.8016	334.18	568.11	0.076	0.0032	2.6	1.77E+07
7	x	260	220	20	0.01	0.04	0.0481	20.8016	334.18	568.11	0.076	0.0032	2.6	1.77E+07
8	x	260	220	20	0.01	0.04	0.0481	20.8016	334.18	568.11	0.076	0.0032	2.6	1.77E+07
9	x	260	260	20	0.00	0.03	0.0808	25.7311	413.38	702.74	0.0795	0.0024	2.2	2.93E+07
10	x	340	200	20	0.02	0.06	0.0808	12.3826	198.93	338.18	0.0497	0.0025	2.86	1.33E+07
11	x	340	200	20	0.02	0.06	0.0808	12.3826	198.93	338.18	0.0497	0.0025	2.86	1.33E+07
12	x	340	200	20	0.02	0.06	0.0808	12.3826	198.93	338.18	0.0497	0.0025	2.86	1.33E+07
13	x	340	260	20	0.01	0.04	0.0551	18.1597	291.74	495.96	0.0561	0.0017	2.2	2.93E+07
14	x	340	200	20	0.02	0.06	0.0808	12.3826	198.93	338.18	0.0497	0.0025	2.86	1.33E+07
15	x	340	200	20	0.02	0.06	0.0808	12.3826	198.93	338.18	0.0497	0.0025	2.86	1.33E+07
16	x	340	200	20	0.02	0.06	0.0808	12.3826	198.93	338.18	0.0497	0.0025	2.86	1.33E+07

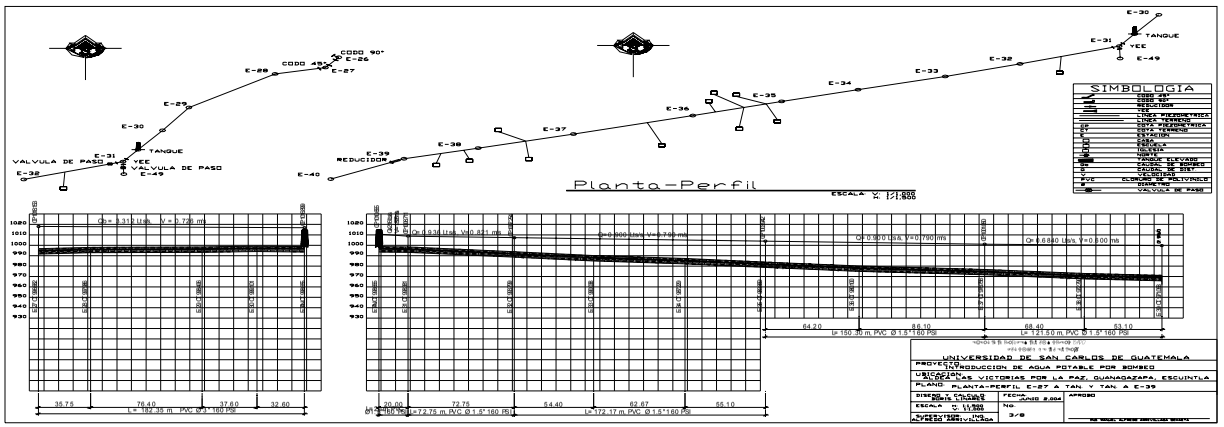
Muro	Sentido	h	d	t	∆m	∆v	∆	R	F	Mv	fv	fb	fa	I
	cm	cm	cm	cm					kg	kg-m	kg/cm²	kg/cm²	kg/m²	
19	y	290	520	20	0.001	0.02	0.0199	50.21	1524.06	2,590.90	0.1465	0.0011	1.10	2.34E+08
20	y	290	520	20	0.001	0.02	0.0199	50.21	1524.06	2,590.90	0.1465	0.0011	1.10	2.34E+08
21	y	290	520	20	0.001	0.02	0.0199	50.21	1524.06	2,590.90	0.1465	0.0011	1.10	2.34E+08

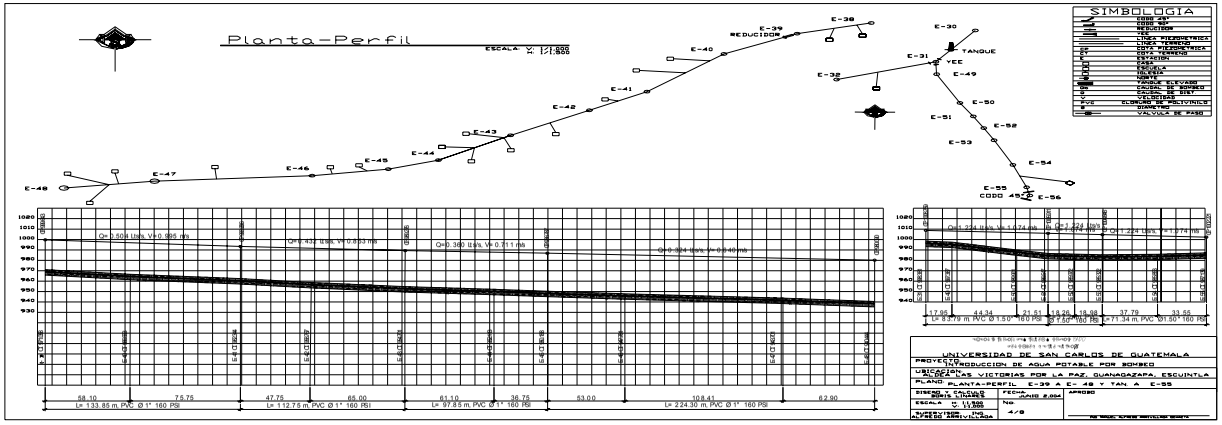
APÉNDICE F

PLANOS PROYECTO
AGUA POTABLE

DATOS TECNICOS
SIMBOLOGIA
PLANTA CONJUNTO
ESCALA 1/3,500
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
PLANTA CONJUNTO

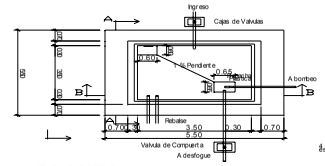

SIMBOLOGIA
CODO 45°
CODO 90°
REDUCTOR
TEE
LINEA PIEZOMETRICA
LINEA TERRENO
COTA PIEZOMETRICA
COTA TERRENO
ESTACION
CASA
IGLESIA
IGLESIA
NORTE
TANQUE ELEVADO
CAUDAL DE BOMBEO
CAUDAL DE DISE.
CALICHERA
PVC CLORURO DE POLIVINILO
DIAMETRO
VALVULA DE PASO
Tanque Succión
Caseta Bombeo
Planta-Perfil
ESCALA V: 1/1,000
H: 1/1,000
Qb= 3.312 Lts/s V= 0.726 m/s
L= 193.66 m. PVC Ø 3" 160 PSI
L= 211.93 m. PVC Ø 3" 160 PSI
L= 336.64 m. PVC Ø 3"160 PSI
L= 24.10m. HG Ø3"
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
PROYECTO: INTRODUCCION DE AGUA POTABLE POR BOMBEO
UBICACION: ALDEA LAS VICTORIAS POR LA PAZ, GUANAGAZAPA, ESCUINTLA
PLANO: PLANTA-PERFIL E-1 A E-27
DISEÑO Y CALCULO: BORIS LINARES
FECHA: JUNIO 2004
ESCALA V: 1/1,000 H: 1/1,000
No. 2/8
SUPERVISOR: ING. ALFREDO ARRIVILLAGA
APROBO


E-30
TANQUE
E-31
YEE
E-49
E-34
E-33
E-32
E-35
E-36
E-37
E-38
E-39
REDUCCION
E-40
CODO 90°
E-26
CODO 45°
E-27
E-28
E-29
VALVULA DE PASO
SIMBOLOGIA
Planta-Perfil
ESCALA V: 1:1,000
ESCALA H: 1:2,000
Q= 6.31 l/s, V = 0.78 m/s
Q= 5.90 l/s, V=0.73 m/s
Q= 0.90 l/s, V=0.11 m/s
Q= 5.90 l/s, V=0.73 m/s
Q= 6.89 l/s, V=0.85 m/s
35.75
76.40
37.60
32.60
L= 182.35 m PVC Ø 3" 160 PSI
20.00
72.75
54.40
62.67
55.10
L=272.17 m PVC Ø 1.5" 160 PSI
64.20
66.10
68.40
53.10
L= 121.80 m PVC Ø 1.5" 160 PSI
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
PROYECTO: INTRODUCCION DE AGUA POTABLE POR BOMBEO
UBICACION: ALDEAS VICTORIAS POR LA PAZ, GUANAGAZAPA, ESCUINTLA
PLANO: PLANTA-PERFIL E-27 A TAN. Y TAN. A E-39
DISEÑO: M. Sc. Ing. CARLOS ALFREDO AZURDIA SANDOVAL
FECHA: JUNIO 2,004
APROBO
ESCALA: V. 1:1,000 H. 1:2,000
No. 3/8
ASESOR: M. Sc. Ing. CARLOS ALFREDO AZURDIA SANDOVAL


Planta-Perfil
ESCALA V: 1:1,000
H: 1:1,000
SIMBOLOGIA
TANQUE
VEE
REDUCION
CODO 45°
E-38
E-39
E-40
E-41
E-42
E-43
E-44
E-45
E-46
E-47
E-48
E-49
E-50
E-51
E-52
E-53
E-54
E-55
E-56
Q= 0.508 Lps, V= 0.895 m/s
Q=0.433 Lps, V= 0.833 m/s
Q=0.360 Lps, V= 0.711 m/s
Q=0.324 Lps, V= 0.640 m/s
Q=1.224 Lps, V= 1.074 m/s
58.10
75.75
47.75
65.00
61.10
36.75
53.00
108.41
62.90
17.95
44.34
21.51
18.26
18.08
37.79
33.55
L= 133.85 m. PVC Ø 1" 160 PSI
L= 112.75 m. PVC Ø 1" 160 PSI
L= 97.85 m. PVC Ø 1" 160 PSI
L= 224.30 m. PVC Ø 1" 160 PSI
L= 83.79 m. PVC Ø 1.50" 160 PSI
L= 71.34 m. PVC Ø1.50" 160 PSI
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
PROYECTO: PRODUCCION DE AGUA POTABLE POR BOMBEO
UBICACION: ALDEA LAS VICTORIAS POR LA PAZ, GUANAGAZAPA, ESCUINTLA
PLANO: PLANTA-PERFIL E-39 A E- 49 Y TAN. A E-55
DISEÑO Y CALCULO: DENIS LIMARES
FECHA: JUNIO 2004
ESCALA: H: 1:1,000 V: 1:100
No. 4/8
APROBO

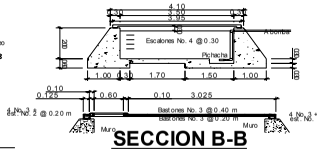
SIMBOLOGIA
Planta-Perfil
ESCALA 1:1000
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
PROYECTO DE GRADUACION
"ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA LAS VICTORIAS, CANTON LA PAZ, GUANDACAPA, ESCUINTLA"
PLANTA-PERFIL E-39 A E-44
DISEÑO: CASASOLA
DIBUJO: CASASOLA
ESCALA: 1:1,000
FECHA: JUNIO 2004
HOJA No. 9/9

TANQUE DE SUCCIÓN



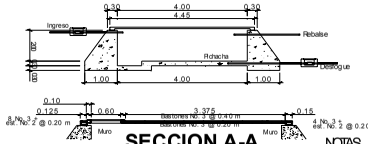
PLANTA

Escala: 1/ 75



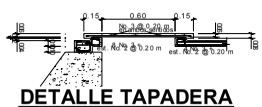
SECCION B-B

Escala: 1/ 50



SECCION A-A

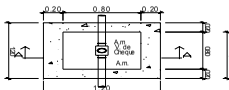
Escala: 1/ 50



DETALLE TAPADERA

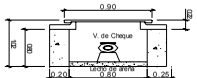
Escala: 1/ 20

VALVULA DE PASO



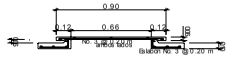
PLANTA

Escala: 1/ 25



SECCION A-A

Escala: 1/25

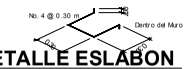


TAPADERA

Escala: 1/20

VENTILACIÓN

Escala: 1/ 20

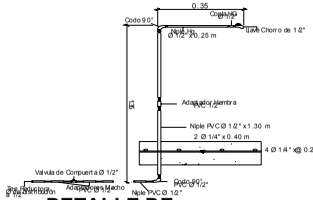


DETALLE ESLABON

Escala: 1/ 20

PLANCHA DE CONCRETO

Escala: 1/20



DETALLE DE CONEXION DOMICILIAR

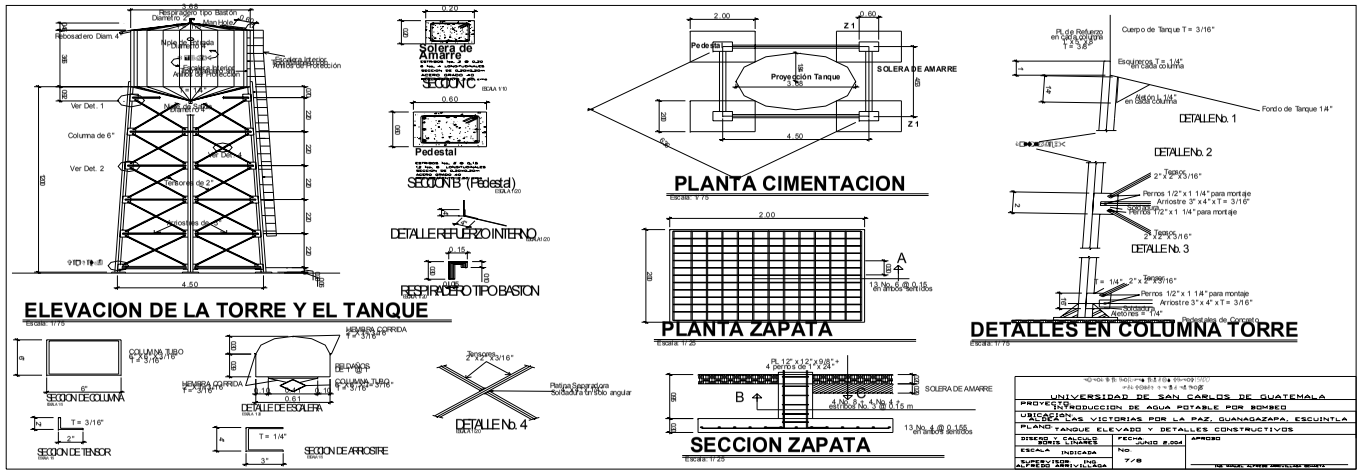
Escala: 1/10

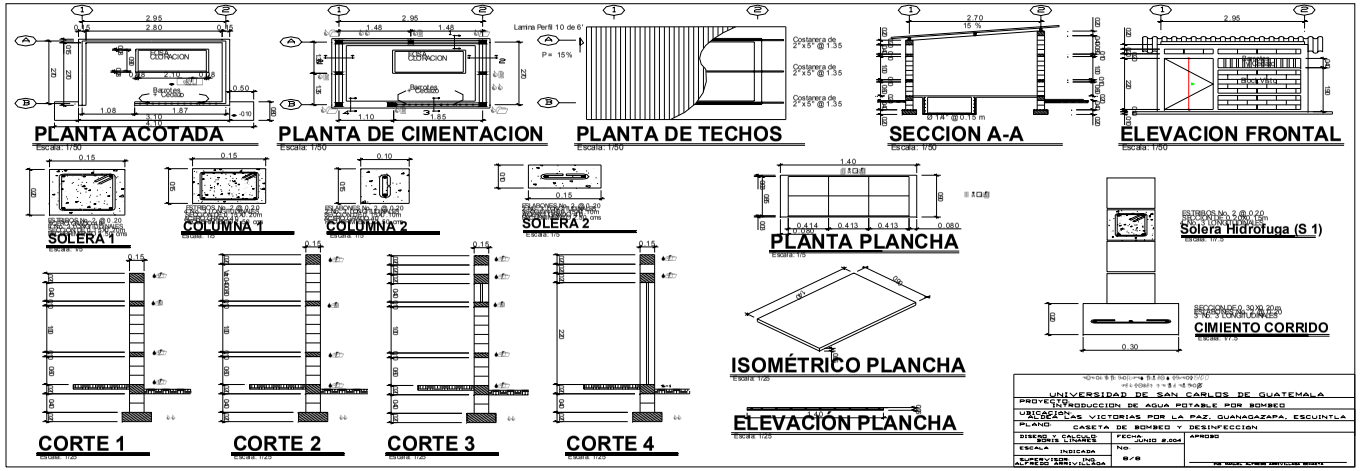
NOTAS

La mampostería de piedra se hara de la siguiente manera:
33 % mortero
67 % piedra bola

- El mortero se hará de la proporción en volumen 1:2 cemento y arena de rios respectivamente
- El concreto será en la proporción en volumen 1:2:3 cemento, arena de rio y piedrin de 1/2"
- En las tapaderas se dejará un desnivel necesario para drenar el agua de lluvia
- Se repellara en el interior con sabiera, proporción en volumen 1:2 cemento, arena de rio un recubrimiento mínimo de 1.50 cms. y alisado interior y exterior.
- El terreno bajo la losa del piso debera ser perfectamente apisonado.
- Se realizará un alisado interior de cemento y arena en proporción 1:1 para impermeabilizar las paredes internas del tanque.

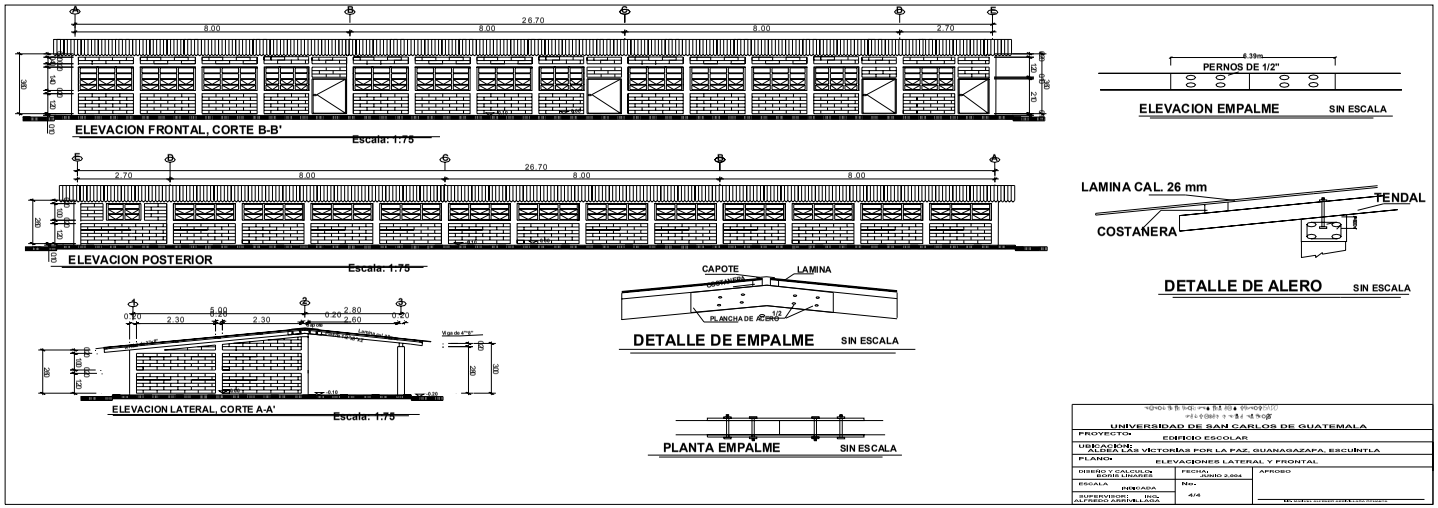
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
PROYECTO: INTRODUCCION DE AGUA POTABLE POR BOMBEO	
UBICACION: ALDEA LAS VICTORIAS POR LA PAZ, GUANAGAZAPA, ESCUINTLA	
PLANO: TANQUE DE SUCCION Y DETALLES DE VALVULA DE PASO Y CONEXION DOMICILIAR	
DISEÑO: CHAVEZ MORALES	FECHA: JUNIO 2,004
ESCALA: INDICADA	No. 6/8
ASESORADO POR: ING. ALFREDO ARREVILLAGA	APROBO


ELEVACION DE LA TORRE Y EL TANQUE
Escala: 1/75
Rebosadero Diam. 4"
Columna de 6"
Ver Det. 1
Ver Det. 2
Arriostres de 2"
4.50
Solera de Amarre
SECCION C
Pedestal
SECCION B (Pedestal)
DETALLE REFUERZO INTERNO
ESQUINERO TIPO BASTON
PLANTA CIMENTACION
Escala: 1/75
Pedestal
Proyección Tanque
SOLERA DE AMARRE
PLANTA ZAPATA
Escala: 1/25
13 No. 5 @ 0.15
en ambos sentidos
SECCION ZAPATA
Escala: 1/25
4 No. 8 x 1.40 m
en ambos sentidos
13 No. 4 @ 0.15
en ambos sentidos
DETALLES EN COLUMNA TORRE
Escala: 1/75
Cuerpo de Tanque T = 3/16"
Escuadras T = 1/4"
en cada columna
Angulo 1 1/4"
en cada columna
Fondo de Tanque 1/4"
DETALLE No. 1
DETALLE No. 2
Tensor
2" x 2" x 3/16"
Pernos 1/2" x 1 1/4" para montaje
Arriostre 3" x 4" x T = 3/16"
Soldadura
Pernos 1/2" x 1 1/4" para montaje
DETALLE No. 3
Soldadura
Atesores T= 1/4"
Pedestales de Concreto
COLUMNA TUBO
6" x 6" x 3/16"
T = 3/16"
SECCION DE COLUMNA
SECCION DE TENSOR
MENSURA CORRIDA
T = 3/16" x 6"
RELIEVES
DE 1/4"
DETALLE DE ESCALERA
SECCION DE ARRIOSTRE
Tensores
2" x 2" x 3/16"
Platina Separadora
Soldadura tipo tubo angular
DETALLE No. 4
Pl. 12" x 12" x 0.61" c/
4 pernos de 1" x 4"
SOLERA DE AMARRE
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
PROYECTO: PRODUCCION DE AGUA POTABLE POR BOMBEO.
UBICACION: ALDEA LAS VICTORIAS POR LA PAZ, GUANAGAZAPA, ESCUINTLA
PLANO: TANQUE ELEVADO Y DETALLES CONSTRUCTIVOS
DISEÑO Y CALCULO: BONIS LINARES
FECHA: JUNIO 2004
APROBO
ESCALA: INDICADA
No.
7 / 8
SUPERVISION: ING.
ALFREDO ARRIVILLAGA


PLANTA ACOTADA
Escala: 1/50
PLANTA DE CIMENTACION
Escala: 1/50
PLANTA DE TECHOS
Escala: 1/50
SECCION A-A
Escala: 1/50
ELEVACION FRONTAL
Escala: 1/50
SOLERA 1
Escala: 1/5
COLUMNA 1
Escala: 1/5
COLUMNA 2
Escala: 1/5
SOLERA 2
Escala: 1/5
PLANTA PLANCHA
Escala: 1/5
Solera Hidrofuga (S 1)
Escala: 1/5
CIMIENTO CORRIDO
Escala: 1/5
ISOMÉTRICO PLANCHA
Escala: 1/25
ELEVACION PLANCHA
Escala: 1/25
CORTE 1
Escala: 1/25
CORTE 2
Escala: 1/25
CORTE 3
Escala: 1/25
CORTE 4
Escala: 1/25
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
PROYECTO INTRODUCCION DE AGUA POTABLE POR BOMBEO
UBICACION ALDEA LAS VICTORIAS POR LA PAZ, GUANAGAZAPA, ESCUINTLA
PLANO CASETA DE BOMBEO Y DESINFECCION
DISEÑO Y CALCULO EDIN LINARES
FECHA JUNIO 2004
APROBO
ESCALA INDICADA
No. 8/8
SUPERVISOR ING. ALFREDO ARRIVILLAGA

APÉNDICE G

PLANOS PROYECTO
EDIFICIO ESCOLAR


8.00
8.00
26.70
8.00
2.70
ELEVACION FRONTAL, CORTE B-B'
Escala: 1:75
2.70
8.00
26.70
8.00
8.00
ELEVACION POSTERIOR
Escala: 1:75
2.30
2.30
2.80
2.80
ELEVACION LATERAL, CORTE A-A'
Escala: 1:75
CAPOTE
LAMINA
PLANCHA DE ACERO
DETALLE DE EMPALME
SIN ESCALA
PLANTA EMPALME
SIN ESCALA
PERNOS DE 1/2"
ELEVACION EMPALME
SIN ESCALA
LAMINA CAL. 26 mm
TENDAL
COSTANERA
DETALLE DE ALERO
SIN ESCALA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
PROYECTO: EDIFICIO ESCOLAR
UBICACION: ALDEA LAS VICTORIAS POR LA PAZ, GUANAGAZAPA, ESCUINTLA
PLANO: ELEVACIONES LATERAL Y FRONTAL
DISEÑO Y CALCULO: BORIS LINARES
FECHA: JUNIO 2.004
APROBO
ESCALA: 1:50
INDICADA
No.
4/4
SUPERVISION: ING. ALFREDO ARRIVILLAGA