



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería civil

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE POR BOMBEO, PARA LA ALDEA SUCULIQUE Y
DISEÑO DEL PAVIMENTO PARA LA ALDEA LLANO GRANDE,
MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO, DEPARTAMENTO DE
HUEHUETENANGO**

Gelver Estuardo Mendóza Gómez
Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, marzo de 2010.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE POR BOMBEO, PARA LA ALDEA SUCULIQUE Y
DISEÑO DEL PAVIMENTO PARA LA ALDEA LLANO GRANDE,
MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO, DEPARTAMENTO DE
HUEHUETENANGO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

GELVER ESTUARDO MENDÓZA GÓMEZ

ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MARZO DE 2010

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO:	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
VOCAL I:	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II:	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III:	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV:	Br. Luis Pedro Ortiz de León
VOCAL V:	Br. José Alfredo Ortiz Herinch
SECRETARIA:	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO:	Ing. Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
EXAMINADOR:	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR:	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR:	Ing. Juan Carlos Hernández Canales
SECRETARIA:	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

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:

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO, PARA LA ALDEA SUCULIQUE Y DISEÑO DEL PAVIMENTO PARA LA ALDEA LLANO GRANDE, MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO,

tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 16 de agosto de 2009.

Gelver Estuardo Mendóza Gómez



UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala 22 de octubre de 2009.
Ref.EPS.DOC.1509.10.09.

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Gelver Estuardo Mendoza Gómez** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200216386**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA SUCULIQUE Y DISEÑO DEL PAVIMENTO PARA LA ALDEA LLANO GRANDE, MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO”**.

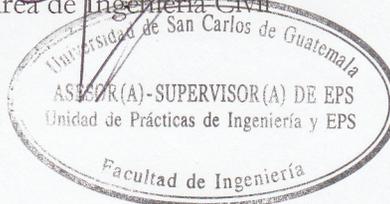
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darfe el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Dale y Enseña a Todos”

Manuel
Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
MAAO/ra



UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala, 22 de octubre de 2009.
Ref.EPS.D.730.10.09

Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Samuels Milson.

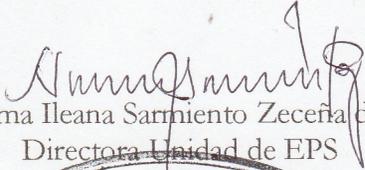
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA SUCULIQUE Y DISEÑO DEL PAVIMENTO PARA LA ALDEA LLANO GRANDE, MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Gelver Estuardo Mendoza Gómez**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el **Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta**.

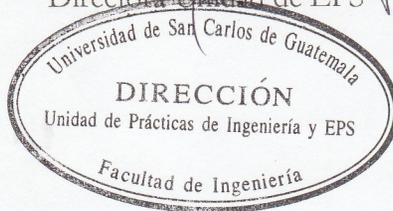
Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte del Asesor -Supervisor de EPS, en mi calidad de Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS



NISZ/ra



Guatemala,
23 de octubre de 2009

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA SUCULIQUE Y DISEÑO DEL PAVIMENTO PARA LA ALDEA LLANO GRANDE, MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Gelver Estuardo Mendoza Gómez, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
Revisor por el Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.



Guatemala,
12 de febrero de 2010

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

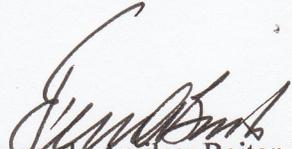
Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA SUCULIQUE Y DISEÑO DEL PAVIMENTO PARA LA ALDEA LLANO GRANDE, MUNICIPIO DE HUHETENANGO, DEPARTAMENTO DE HUHETENANGO**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Gelver Estuardo Mendóza Gómez, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Fernando Amilcar Boiton Velásquez
Coordinador del Área de Topografía y Transportes

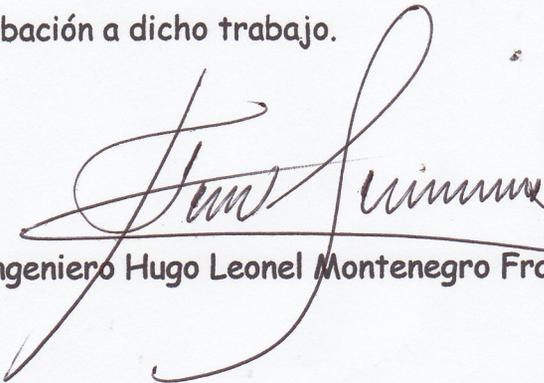


FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
TRANSPORTES
USAC

/bbdeb.



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Gerver Estuardo Mendóza Gómez, titulado DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO, PARA LA ALDEA SUCULIQUE Y DISEÑO DEL PAVIMENTO PARA LA ALDEA LLANO GRANDE, MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ingeniero Hugo Leonel Montenegro Franco



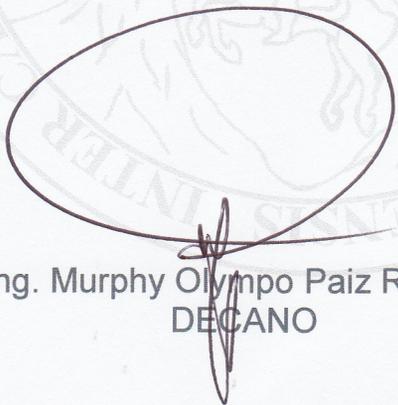
Guatemala, marzo 2010.

/lga.

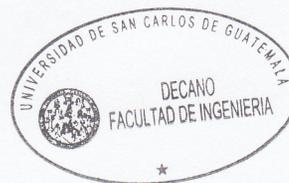


El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO, PARA LA ALDEA SUCULIQUE Y DISEÑO DEL PAVIMENTO PARA LA ALDEA LLANO GRANDE, MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO,** presentado por el estudiante universitario **Gelver Estuardo Mendoza Gómez,** autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
DECANO

Guatemala, marzo de 2010



/gdech

AGRADECIMIENTOS A

Dios

Esa fuerza universal que actúa en cada hombre, por estar conmigo y ser la luz en mi camino, por darme a entender como levantarme de mis tropiezos, y darle sentido a mi vida, en definitiva el haber puesto en mis manos estos gratuitos dones.

Mi padre

Por todos los sacrificios que hizo en su vida para darme la oportunidad de superarme como persona.

Mi madre

Quien ha sido el medio más importante de inspiración que he tenido para salir adelante en mi vida.

Mis hermanos

Por ser el mejor y más sólido apoyo que he tenido, por sus atenciones y sobre todo por el cariño que siempre me han tenido.

Mi asesor

Ingeniero Civil Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta, por sus consejos y por compartir sus conocimientos y experiencia, en la elaboración del presente trabajo.

Mis amigos

Con los que formamos una valiosa amistad, por todas aquellas horas de trabajo que compartimos, por todas las alegrías y penas que tuvimos que aprender a vivir juntos y que gracias a esto se convirtieron en un apoyo fundamental.

USAC

Tricentenario casa de estudios, especialmente a la Facultad de Ingeniería, por abrirme sus puertas y formarme como profesional.

OMP Huehuetenango.

Por haberme brindado la ayuda y el apoyo necesario en mi Ejercicio Profesional Supervisado.

ACTO QUE DEDICO A:

MIS PADRES

Oswaldo Secundino Mendóza Gómez, por darme su amistad, cariño, apoyo, comprensión y sobre todo por marcarme el rumbo que definió mi caminar en la vida.

Clementina Gómez de Mendóza, por su aliento, y apoyo incondicional, por infundir en mi la disciplina y la ética que me llevaron a culminar esta etapa de mi vida.

MIS HERMANOS

Dr. Joel Manrique, Eunice Nohemí y Delmar Abraham, por brindarme su apoyo y entusiasmo que hizo más ligero el poder desarrollar mis estudios universitarios.

MIS ABUELOS

MIS TÍOS

Y A TODAS AQUELLAS PERSONAS LAS CUALES FUERON PARTE IMPORTANTE PARA LOGRAR ESTA META.

ÍNDICE GENERAL.

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XV
RESUMEN	XXI
OBJETIVOS	XXIII
INTRODUCCIÓN	XXV
1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO.	
1.1. Aspectos físicos	1
1.1.1. Ubicación.	1
1.1.2. Localización.	1
1.1.3. División política.	2
1.1.4. Clima.	4
1.1.5. Hidrografía.	5
1.1.6. Orografía.	6
1.1.7. Producción agrícola.	7
1.1.8. Población.	8
1.2. Aspectos de infraestructura.	9
1.2.1. Vías de acceso.	9
1.2.2. Servicios públicos.	10
1.2.3. Organización comunitaria.	10

2. DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO, PARA LA ALDEA SUCULIQUE.

2.1.	Descripción del proyecto.	11
2.2.	Levantamiento topográfico.	11
2.3.	Calidad del agua.	12
	2.3.1. Examen físico-químico.	13
	2.3.2. Examen bacteriológico.	14
2.4.	Fuente.	15
2.5.	Caudal de aforo.	16
2.6.	Criterios de diseños.	18
	2.6.1. Período de diseño.	18
	2.6.2. Estimación de la población de diseño.	19
	2.6.3. Dotación.	20
	2.6.4. Tipo de sistema.	21
2.7.	Determinación de caudales.	21
	2.7.1. Caudal medio diario.	22
	2.7.2. Caudal máximo diario.	23
	2.7.3. Caudal de bombeo.	23
2.8.	Parámetros de diseño.	24
	2.8.1. Presión estática.	25
	2.8.2. Presión dinámica.	25
2.9.	Diseño de línea de impulsión.	25
	2.9.1. Diámetro económico de tubería.	25
	2.9.2. Potencia de la bomba.	29
	2.9.3. Sobre presión o golpe de ariete.	29
	2.9.4. Especificaciones del equipo de bombeo.	30
2.10.	Diseño de red de distribución.	91
	2.10.1. Cálculo hidráulico de redes de abiertas.	92

2.10.2.	Cálculo hidráulico de redes de distribución.	93
2.11.	Obras hidráulicas.	100
2.12.	Sistemas de desinfección.	100
2.13.	Planos	104
2.14.	Operación y mantenimiento.	105
2.15.	Estudio tarifario.	105
2.16.	Evaluación socioeconómica.	108
2.16.1.	Valor presente neto	108
2.16.2.	Tasa interna de retorno.	109
2.17.	Especificaciones técnicas.	109
2.18.	Presupuesto.	112
2.19.	Estudio de impacto ambiental.	115

3. DISEÑO DEL PAVIMENTO PARA LA ALDEA LLANO GRANDE.

3.1.	Descripción del proyecto a desarrollar.	121
3.2.	Documentación bibliográfica.	121
3.2.1.	Tipos de pavimentos.	123
3.2.2.	Definición de pavimentos.	123
3.2.3.	Elementos estructurales de pavimentos.	124
3.2.4.	Pavimentos flexibles.	124
3.2.5.	Pavimentos rígidos.	124
3.3.	Parámetros de diseño.	133
3.4.	Ensayos de laboratorio de suelos.	134
3.4.1.	Granulometría.	134
3.4.2.	Límites de Atterberg.	135
3.4.3.	Ensayo de compactación o proctor modificado.	136
3.4.4.	Ensayo del valor soporte (C.B.R).	137
3.4.5.	Ensayo equivalente de arena.	138

3.4.6.	Análisis de resultados.	139
3.5.	Diseño de pavimento.	139
3.5.1.	Trabajos previos al realizar antes del dimensionamiento de un pavimento.	139
3.1.1.1	topografía.	139
3.1.1.2	Planimetría.	140
3.1.1.3	Altimetría.	140
3.5.2.	Cálculo de curvas verticales.	140
3.5.3.	Teoría de diseño de pavimentos regidos.	151
3.5.4.	Diseño de pavimento rígido.	152
3.6.	Planos	166
3.7.	Operación y mantenimiento.	167
3.8.	Estudio de impacto ambiental.	168
3.9.	Evaluación socioeconómica.	174
3.9.1.	Valor presente neto.	174
3.9.2.	Tasa interna de retorno.	175
3.10.	Especificaciones técnicas.	176
3.11.	Presupuesto.	183
	CONCLUSIONES.	185
	RECOMENDACIONES.	187
	BIBLIOGRAFÍA.	189
	ANEXOS	191
	APÉNDICE.	209

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.

FIGURAS

1. Mapa de Huehuetenango	2
2. Orografía de Huehuetenango	7
3. Losa de tanque de distribución 1	38
4. Armado final de losa tanque 1	45
5. Predimensionamiento de muro de tanque 1	46
6. Distribución de cargas sobre muro de tanque 1	46
7. Losa de tanque de distribución 2	56
8. Armado final de losa tanque 2	61
9. Predimensionamiento de muro de tanque 2	62
10. Distribución de cargas sobre muro de tanque 2	62
11. Modelo matemático del cable en suspensión	75
12. Esquema de los cables en los tensores	77
13. Elevación del paso aéreo	79
14. Corte simple	85
15. Corte punzante	86
16. Flexión	87
17. Muerto y fuerzas actuantes	89
18. Alimentador automático de tricloro	102
19. Instalación del alimentador automático de tricloro	104
20. Elementos de una curva vertical	141

TABLAS

I	División política de Huehuetenango	3
II	Población de Huehuetenango	8
III	Infraestructura de Huehuetenango	9
IV	Caudales y diámetros	16
V	Dotaciones.	21
VI	Carga dinámica total para diámetros de 5 y 6 pulgadas	35
VII	Datos para asumir capacidad soporte, peso específico del suelo y ángulo de fricción interna	50
VIII	Cálculo de momentos actuantes en el muro tanque 1 respecto al punto cero	51
IX	Datos para asumir capacidad soporte, peso específico del suelo y ángulo de fricción interna	66
X	Cálculo de momentos actuantes en el muro tanque 2 respecto al punto cero	67
XI	Tensión en el cable	75
XII	Altura de péndolas	79
XIII	Cálculo hidráulico	94
XIV	Cálculo hidráulico de red de distribución	96
XV	Costos en el proyecto	113
XVI	Impactos ambientales durante la ejecución	118

XVII	Impactos ambientales negativos durante la operación	119
XVIII	Medidas de mitigación y compensación en la ejecución y operación	119
XIX	Proporción de agregados para muestras asfálticas	132
XX	Resultados de los límites de consistencia	138
XXI	Valores máximos de pendientes gobernadoras y las pendientes mínimas	143
XXII	Longitud crítica de tangentes verticales con pendiente mayor que la gobernadora.	144
XXIII	Valores mínimos del parámetro k y de la longitud mínima aceptable de las curvas verticales	146
XXIV	Valores del parámetro K para rebase	146
XXV	Longitud mínima de las curvas verticales en columpio	148
XXVI	Longitud mínima de las curvas verticales en cresta	149
XXVII	Tipos de sección típica según la Dirección General de Caminos	155
XXVIII	Categorías de carga por eje	156
XXIX	Interrelaciones aproximadas de clasificación de suelos y valores soporte	157
XXX	Tipos de suelo de la Sub-rasante y valores aproximados de k (lb/pulg ³)	158

XXXI TPD-C permisible. Carga por eje, Categoría 2. Pavimento con juntas con agregados de trabe.	159
XXXII Datos para diseño de mezclas (calculados para 1 m3 de concreto fresco)	164
XXXIII Impactos ambientales durante la ejecución	172
XXXIV Impactos ambientales negativos durante la operación	172
XXXV Medidas de mitigación y compensación en la ejecución y operación	173
XXXVI Inversión en proyecto de pavimento	183

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Ancho
As	Área de acero
As_{máx}	Área de acero máxima
As_{mín}	Área de acero mínima
b	Franja unitaria en la losa
B	Base
C	Coefficiente de fricción de la tubería
Ca	Coefficiente ACI, del lado menor
Cb	Coefficiente ACI, del lado mayor
CA-1	Carretera centro Americana de orden 1
CDT	Carga dinámica total
CF	Coefficiente de fricción
CM	Peso de tubería + peso del agua
CMU	Carga muerta última
CU	Carga última
CVU	Carga viva última
Cm	Centímetros
cm²	Centímetros cuadrados
cm³	Centímetros cúbicos
Dot	Dotación
d	Peralte efectivo)
D	Flecha
e	Excentricidad
E	Externa, en metros
E	Módulo de elasticidad de materia de la tubería
f'c	Resistencia del concreto

FDM	Factor de día máximo
Ff	Fuerza de fricción
Ef	Eficiencia de la bomba
FHM	Factor de hora máximo
FS	Factor de seguridad
f'y	Resistencia del acero
g	Gravedad
G	Gramos de tricloro
H	Altura
Hc	Pérdidas en carga de succión
Hf	Pérdidas de carga debido a la fricción en la línea
Hi	Altura de descarga
hm	Pérdidas menores
Hs	Altura de nivel dinámico a boca de pozo
Hv	Pérdidas por velocidad
K	Módulo de elasticidad volumétrica del agua
Ka	Coefficiente de fricción activa
Kg	Kilogramos
Kg/m²	Kilogramo por metro cuadrado
Kg/m³	Kilogramo por metro cúbico
Km	Kilómetro
Kp	Coefficiente de fricción pasiva
L	Longitud de tubería a tanque de distribución
l/seg	Litros por segundo
l/h/d.	Litros habitantes día
MA	Momento del lado cortó
MB	Momento del lado largo
Mca	Metros columna de agua
Mr	Momento resultante total

Mu	Momento último
Mv	Momento de volteo
m²	Metros cuadrados
m³	Metros cúbicos
n	Periodo de diseño
p	Pendiente en un PSV
p´	Pendiente de una cuerda
P_a	Población actual
Pa	Presión activa
PCA	Portland Cement Association
PCV	Punto en donde comienza la curva vertical
P_f	Población Futura
Pi	Pendiente de salida
PIV	Punto de intersección de las tangentes verticales
Po	Pendiente de entrada
POT	Potencia requerida por la bomba
Pp	Presión pasiva.
PSI	Poundal Square Inch (libra sobre pulgada cuadrada)
PVC	Cloruro de Polivinilo
PTV	Punto en donde termina la curva vertical
q	Presión sobre el suelo
Q	Caudal de bombeo
Qm	Caudal medio diario
q_{máx}	Presión máxima;
q_{mín}	Presión mínima
quh	Capacidad soporte
r	Taza de crecimiento
S	Separación de Péndolas
t	Espesor de losa

T	Tensión máxima
TH	Tensión horizontal
TV	Tensión vertical
U	Carga última
V	Velocidad del flujo
W	Carga total
Wlosa	Carga de la losa en el muro
Wt	Peso de tubo + peso de accesorios
W1, W2, W3, W4	Cargas del muro producidas por su propio peso
X	Separación de péndolas
Y	Variación de flecha
°	Grados
∅	Diámetro de la tubería a colocar
α	Celeridad de onda (m/seg.)
∅i	Diámetro interno del tubo en (mm)
Φ	Factor según ACI 3-18
γs	Peso específico del suelo
γH ₂ O	Peso específico del agua
β	Inclinación del terreno con relación a la horizontal.
∅	Ángulo de fricción interna.
%C	Concentración de cloro
‘	Minutos
“	Segundos
Σ	Sumatoria

GLOSARIO

Accesorios	Elementos secundarios en los ramales de tuberías, tales como codos, niples, tees, coplas, etc.
Aforo	Medir la cantidad de agua que lleva una corriente en una unidad de tiempo.
Agua potable	Agua sanitariamente segura y que es agradable a los sentidos.
Agregado fino	Agregados finos procedentes de la denudación de las rocas o de su trituración artificial, y cuyas partículas varían entre 2 mm y 0.05 mm de diámetro.
Agregado grueso	Fragmentos de rocas cuyas partículas varían desde 7.62 cm hasta 2 mm
Altimetría	Parte de la topografía que enseña a medir alturas.
Análisis Químico sanitario	Analizar el agua con los elementos que lo constituyen con propósito de establecer un diagnóstico de pureza.
Ángulo	Es la menor o mayor abertura que forman entre sí dos líneas o dos planos que se cortan. Las líneas que forman el ángulo se llaman lados y el punto de encuentro, vértice. Su mayor o menor abertura se mide en grados.

Azimut	Es el ángulo horizontal referido al norte, su rango va desde 0 a 360 grados.
Bacterias	Organismos unicelulares microscópicos. No necesitan de la luz para su proceso de vida.
Base	Capa de suelo constituida por material seleccionado, de granulometría y espesor determinado que se construye sobre la sub-base.
Bordillo	Son las estructuras de concreto simple que se construyen en el centro, en uno o en ambos lados de una carretera y sirve para el ordenamiento del tráfico y seguridad del usuario.
Caudal	Cantidad de agua que corre en un tiempo determinado.
Consumo	Volumen de agua que es utilizado. Está en función de una serie de factores inherentes a la propia localidad que se abastece, por lo que varía de una población a otra.
Demanda	Es la cantidad de agua que una población requiere para satisfacer sus necesidades.
Desinfección	Eliminar a una cosa la infección o la propiedad de usarla, destruyendo los gérmenes nocivos o evitando su desarrollo.

Dotación	Cantidad de agua asignada por habitante por día para satisfacer sus necesidades, afectado por factores tales como el clima, condiciones socioeconómicas, tipo de abastecimiento.
Dureza	Término utilizado para expresar el contenido en el agua de compuestos de calcio y magnesio, jabón o incrustaciones en la tubería.
Golpe de ariete	Ondas de presión generadas en un sistema de tuberías por un cambio de velocidad en el líquido en movimiento.
Granulometría	Se refiere a los diversos tamaños de las partículas que constituyen el suelo.
Losa	Es el nivel del terreno sobre el que se asientan los diferentes elementos del pavimento de una carretera o camino.
Mitigación	Acción por medio de la cual se disminuye el impacto de un agente contaminante.
Momento	Producto de una fuerza por la distancia perpendicular a la línea de acción de la fuerza al eje de rotación.
Piezométrica	Cargas de presión en el funcionamiento hidráulico de la tubería.

Permeabilidad	Característica de un material que permite ser atravesado por los fluidos.
Planimetría	Parte de la topografía que enseña a representar en una superficie plana una porción de la terrestre. Conjunto de las operaciones necesarias para obtener esta proyección horizontal.
Pérdida de carga	Es la energía por masa unitaria de agua que causa la resistencia superficial dentro del conducto, se convierte de energía mecánica a energía térmica. El agua pierde energía por frotamiento con las paredes de la tubería, las asperezas, la rugosidad, los cambios de diámetros y los cambios de dirección.
Presión	Carga o fuerza total que actúa sobre una superficie. En hidráulica expresa la intensidad de fuerza por unidad de superficie.
Sub-base	Capa de suelo de material seleccionado, de granulometría y espesor determinado que se construye sobre la sub-rasante.
Sub-rasante	Es el nivel del terreno sobre el que se asientan los diferentes elementos del pavimento de una carretera o camino.
Tanque	Es un recipiente de gran tamaño, normalmente cerrado a contener líquidos o gases.

Tensión

Es la distribución de una fuerza sobre el área sobre la que actúa y tira sobre ella.

Topografía

Parte de la geodesia que tiene por objeto representar el terreno sobre papel de la manera más exacta posible. Los dibujos que representan un terreno se llaman “planos topográficos”, y el conjunto de operaciones que hay que realizar para ejecutarlos “levantamientos topográficos o de planos”.

RESUMEN.

Con el Ejercicio Profesional Supervisado se realiza un trabajo práctico, en el que se beneficia a pobladores de una comunidad, en este trabajo de graduación, se desarrolla el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo para la aldea Suculique y diseño del pavimento para la aldea Llano Grande, municipio de Huehuetenango, departamento de Huehuetenango. El documento consta de dos capítulos compuestos de la siguiente manera:

Se desarrolló la fase de investigación, que incluye la monografía del lugar en estudio, así como un diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura:

Luego se realiza la fase del servicio técnico profesional, el cual está conformado en dos secciones, en la primera está el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo, y en la segunda, el diseño del pavimento; dichas secciones cuentan con una descripción de la situación actual, normas y/o método de diseño.

También se describen los aspectos técnicos, que intervienen en el diseño; los criterios utilizados para el cálculo y la elaboración del presupuesto de cada uno de los proyectos.

OBJETIVOS.

Generales:

1. Dar los conceptos generales y las diferentes etapas de que consta el diseño de la estructura de un pavimento rígido y del sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo.
2. Presentar los análisis y ensayos, así como las especificaciones técnicas para lograr que todos los materiales, mezclas y productos cumplan con los requisitos de diseño y, de este modo, garantizar una mejor inversión y durabilidad del pavimento y el sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo.

Específicos:

1. Que la construcción del pavimento, mejoren las características físicas de la carretera, tales como el alineamiento horizontal y vertical, así como otros aspectos técnicos relacionados con la ingeniería del proyecto.
2. Capacitar al comité de la aldea Suculique sobre operación y mantenimiento del sistema de agua potable para evitar gastos innecesarios.

INTRODUCCIÓN.

El informe que se presenta a continuación contiene el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) realizado en el municipio de Huehuetenango, departamento de Huehuetenango, específicamente en las comunidades: aldea Llano Grande y aldea Suculique.

El abastecimiento de agua potable a comunidades rurales cada vez es más problemático, debido a diversos factores. Los nacimientos cercanos a las poblaciones cada vez son más escasos, lo que obliga, como en este caso, a pensar en la perforación de pozos para obtener un sistema satisfactorio para la población beneficiada.

El propósito fundamental del proyecto es cubrir las necesidades básicas de las comunidades y contribuir al desarrollo económico y social para que se tenga un buen nivel de vida. Dentro de las necesidades y problemas que en la actualidad existen, el saneamiento ambiental es un factor muy importante para el desarrollo físico y mental de las personas y poblaciones en general.

Con lo anterior, se presenta una propuesta real y objetiva para la solución de los problemas derivados de la falta de un buen servicio de abastecimiento de agua potable, que aqueja a esta comunidad desde hace varios años.

El diseño del pavimento se hará con base en todos los criterios adecuados, investigando previamente los requerimientos necesarios para el diseño de carreteras.

Las normas de diseño se utilizaron para proponer la mejor solución técnica aplicable al proyecto vial, teniendo a la vista las proyecciones del

tránsito futuro, las dificultades físicas a superar, las prácticas habituales del mantenimiento y las disponibilidades de recursos para la ejecución de la obra propuesta.

En el informe que se describe, se presentan datos de antecedentes del municipio y de los proyectos a realizar, como localización, descripción topográfica, estudio de población, así como aspectos que determinaron el diseño de abastecimiento de agua potable y diseño de pavimento realizado que incluye, parámetros de diseño, levantamiento topográfico y cálculos.

1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO.

1.1. Aspectos físicos

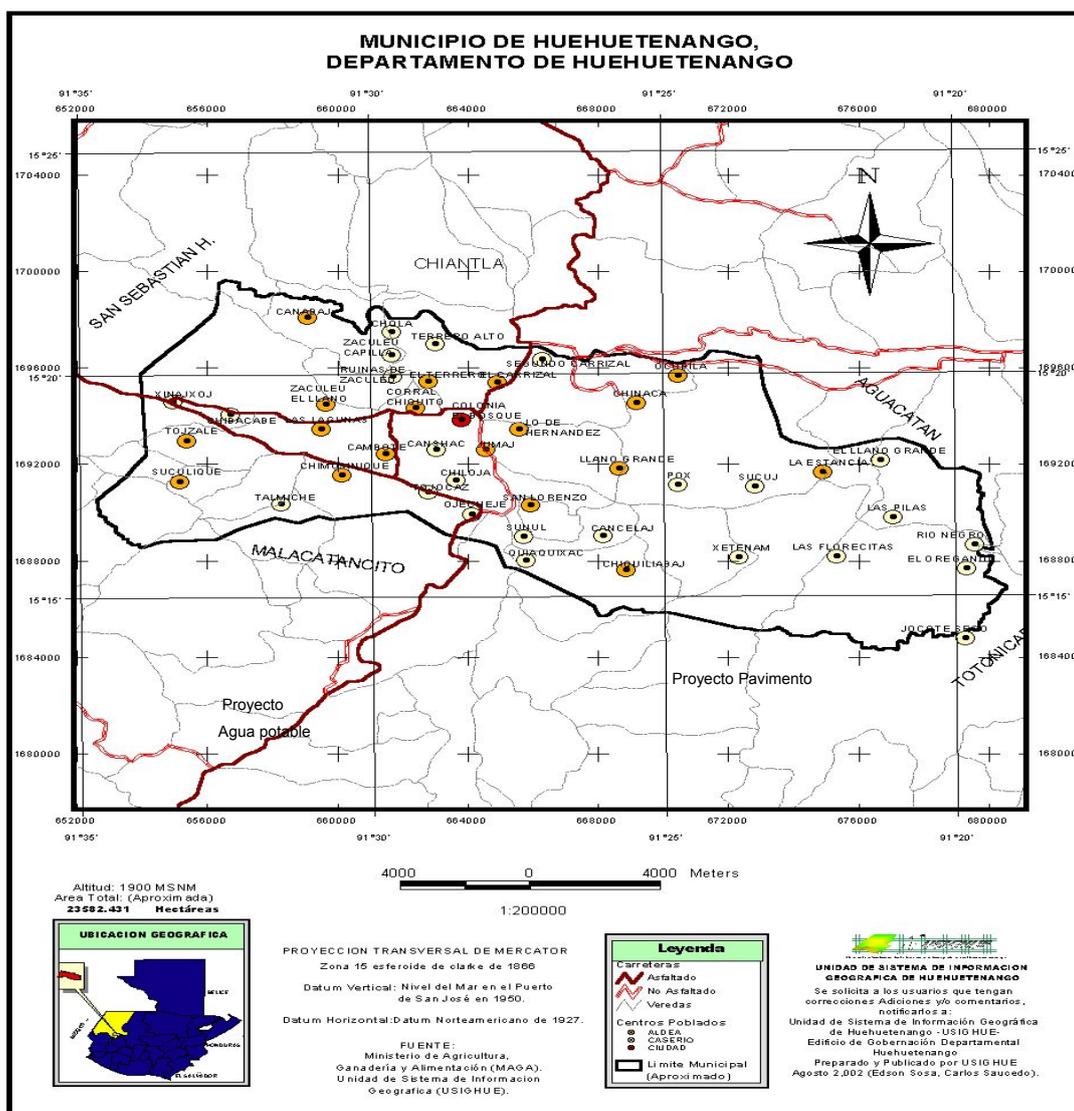
1.1.1. Ubicación.

La cabecera departamental de Huehuetenango se encuentra a 265 Km. aproximadamente de la Ciudad de Guatemala y a 85 Km. de La Mesilla, frontera con México. Se llega por la carretera Interamericana CA-1.

1.1.2. Localización.

Huehuetenango es uno de los departamentos con mayor extensión territorial en todo el país, cuenta con un área aproximada de 7,403 m². La cabecera departamental, Huehuetenango, está a una altura de 1,901.64 msnm (metros sobre el nivel del mar), su posición geográfica se encuentra dada por sus coordenadas: Latitud: 15° 19' 14" N y Longitud: 91° 28' 13" O. Cuenta con 32 municipios, Huehuetenango limita al norte y oeste con México; al este con El Quiché; al sur con Totonicapán y San Marcos.

Figura 1. Mapa de Huehuetenango



(Fuente: SEGEPLAN)

1.1.3. División política.

El departamento de Huehuetenango cuenta con 32 municipios, 12 zonas, 5 colonias, 15 aldeas, 13 caseríos y 2 cantones.

Tabla I. División política de Huehuetenango

ORDEN	NOMBRE DEL LUGAR	CATEGORÍA	DISTANCIA A LA CABECERA MUNICIPAL (KMS.)
1	Huehuetenango	Ciudad	265*
2	Aguacatillo	Caserío	2
3	La Barranca Ocubilá	Cantón	13
4	Buena Vista	Cantón	15
5	Buena Vista 2o. Carrizal	Zona	3
6	El Cambote	Zona	4
7	Canabaj	Aldea	14
8	Canselaj	Caserío	9
9	Carrizal 1	Zona	2
10	Carrizal 2	Zona	3
11	Chibacabé	Aldea	9
12	Chiloja	Caserío	6
13	Chimusinique	Zona	7
14	Chinacá	Aldea	4
15	Chiquiliabaj	Aldea	11
16	Cholá	Caserío	9
17	Corral Chiquito	Zona	2
18	La Estancia san Lorenzo	Aldea	18
19	Eucalipto	Colonia	1.5
20	Las Florecitas	Caserío	22
21	Herrera	Colonia	2
22	Jumaj	Zona	1
23	Las Lagunetas	Zona	7
24	Llano Grande	Caserío	20
25	Llano Grande Chinacá	Aldea	6
26	Lo De Hernández	Zona	0.5
27	Monte Verde	Colonia	2
28	Ocubilá	Aldea	8
29	Ojechejel	Aldea	8
30	Orégano	Aldea	35
31	Las Pilas	Caserío	20
32	Posh	Cantón	13
33	Puente las Culebras	Zona	3
34	Quiaquixac	Caserío	12
35	El Recreo Jumaj	Colonia	1
36	Río Negro	Caserío	40

37	San Lorenzo	Aldea	5
38	Sucuj	Caserío	15
39	Suculque	Aldea	12
40	Sujul	Aldea	6
41	Talmiche	Aldea	10
42	Terrero	Zona	3
43	Terrero Alto	Zona	5
44	Tojocaz	Aldea	6
45	Vista Hermosa Jumaj	Colonia	5
46	Xetenam	Aldea	18
47	Xinajxoj	Caserío	10
48	Zaculeu Capilla	Caserío	6
49	Zaculeu Llano	Zona	4
50	Zaculeu Ruinas	Caserío	7

1.1.4. Clima.

La unidad bioclimática predominante en este municipio tiene las características siguientes:

Según INSIVUMEH.

Estación meteorológica: 786270

Latitud: +15° 31

Longitud: -091° 46

Altura: +1901

Información de Metar: MGHT.

Bosque Húmedo Montano Bajo Subtropical (BHMBS)

- a. **Altitud:** 1550 a 2000 Y 2000 a 2500 metros sobre el nivel del mar.
- b. **Precipitación pluvial anual:** 1000 a 2000 milímetros.
- c. **Temperatura media anual:** 12 a 18 grados centígrados.
- d. **Suelos:** Predominan los suelos superficiales, guardando relación entre pesados y medianos; de bien drenados a imperfectamente drenados.

Existen áreas de suelos muy superficiales, livianos, imperfectamente drenados, color pardo o café. La pendiente es variable. El potencial es para bosques. Existen áreas de suelos profundos, medianos, bien drenados con rangos de pendientes entre 00 a 5% y 12 a 32% adecuados para cultivos como hortalizas, papa, cereales, flores, frutales deciduos y bosques energéticos.

1.1.5. Hidrografía.

La extensa sierra de Los Cuchumatanes separa las vertientes del departamento en dos ramas: suroeste y noroeste, que corren en curso tortuoso, llevando sus aguas al golfo de México por dos canales principales, el río Usumacinta y el de Chiapas. De las tres corrientes que pueden considerarse principales que forman el Usumacinta, dos nacen en Huehuetenango que son: el río Chixoy o Negro y el río Lacantún. El sistema hidrográfico de esta región comprende, por consiguiente tres grupos: el río Chixoy o Negro, el río Lacantún, así como los afluentes y orígenes del río de Chiapas, los ríos Cuilco y Selegua; cabe mencionar que éstos 2 ríos alimentan las dos represas hidroeléctricas más grandes de Chiapas y de las más grandes de todo México, Presa de la Angostura y Presa del Sumidero, que producen enormes cantidades de energía eléctrica; pero acá en Guatemala no se ha aprovechado estos caudales para contar con hidroeléctricas propias.

Algo que por su belleza e importancia, merece especial mención, es que aproximadamente a 2 km de Aguacatán nace el río San Juan, cuyas aguas son extremadamente frías. Este río corre de norte a sur y en su recorrido incluye la quebrada Chex. Más adelante, al este de la cabecera, en la aldea llamada río San Juan se une el río Bucá que a la vez origina el río Blanco.

En este departamento, se encuentran algunas lagunas de importancia, como lo son: Muxbal, Magdalena, Ocubilá, Yolnabaj y Laguna Seca.

Cabe mencionar como dato importante, que las afluencias de los ríos huehuetecos, Selegua, Cuilco, Nentón, Lagartero, Azul y Huista, conforman en el territorio mexicano de Chiapas, cuencas hidrográficas extensas constituyendo la mayor generación de electricidad vía hidroeléctrica, con las represas del Cañón del Sumidero y la Angostura, generando electricidad para todo el sur oriente de México, con tanta oferta que el excedente será interconectado a Guatemala y Centroamérica muy pronto.

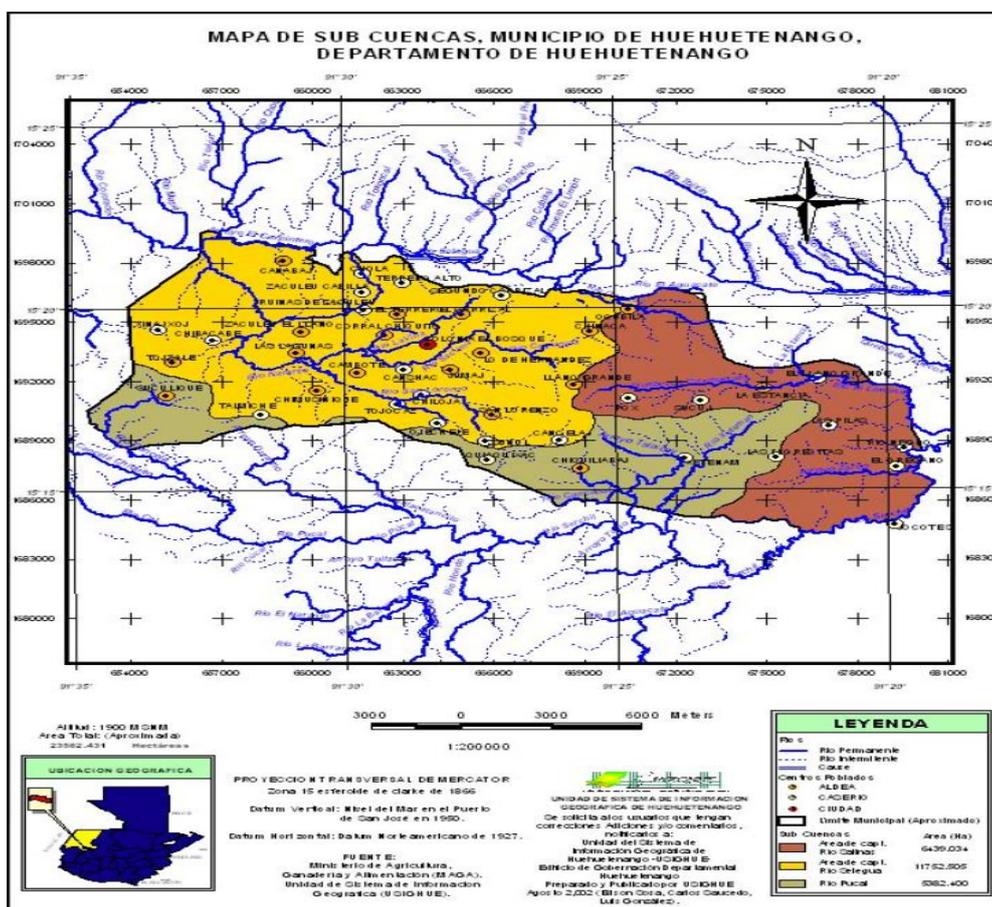
1.1.6. Orografía.

El territorio de Huehuetenango es montañoso, atravesado por un sistema orográfico, cuyo eje es la Sierra Madre, sus intrincadas ramificaciones hacen el suelo irregular, áspero, caprichoso; con altísimas cumbres que se cubren a veces de escarcha en la estación fría, así como dilatadas llanuras y campiñas de templado a ardoroso temperamento; con profundos precipicios y angosturas, despeñaderos y barrancos, suaves colinas, vegas y praderas, caudalosos ríos, lagunas, bosques y selvas.

De la cordillera llamada comúnmente de Los Andes, se desprende en primer término un extenso ramal que se dilata por todo el departamento. Es conocido como Sierra de los Cuchumatanes, llegando a sus máximas elevaciones en Todos Santos Cuchumatán, Xémal y Chancol.

Con excepción de las montañas de Cuilco y de los cerros secundarios al sur de la sierra, separados de ésta por el valle del río Selegua, puede decirse que los Cuchumatanes son los que integran toda la formación montañosa y áspera del departamento.

Figura 2. Orografía de Huehuetenango



(Fuente SEGEPLAN)

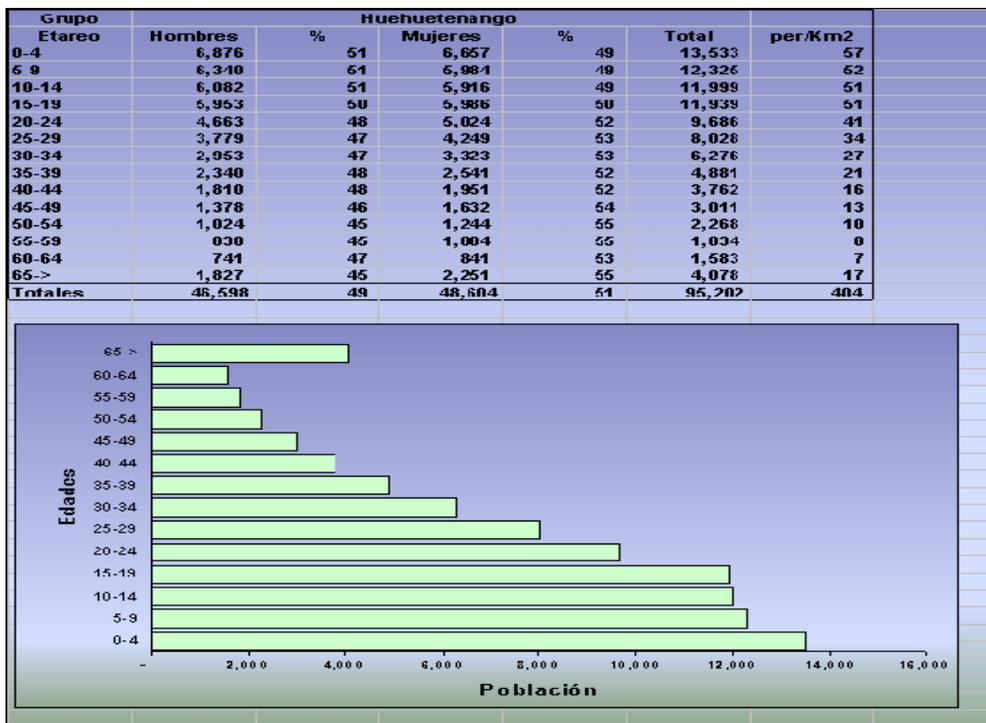
1.1.7. Producción agrícola.

Por su condición de terreno montañoso y variedad de climas, se encuentran cultivos para tierra caliente y templada, como también para clima frío. Entre los de clima cálido y templado, se encuentran: café, caña de azúcar, tabaco, chile, yuca, achiote y gran variedad de frutas; y entre los cultivos de clima frío están: los cereales como el trigo, cebada, papa, alfalfa, frijol, algunas verduras, hortalizas, árboles frutales propios del lugar, etc. Además por las cualidades con que cuenta el departamento, algunos de sus habitantes se

dedican a la crianza de varias clases de ganado destacándose el ovino, entre otros; dedicando parte de estas tierras para el cultivo de diversos pastos que sirven de alimento a los mismos.

1.1.8. Población.

Tabla II. Población de Huehuetenango



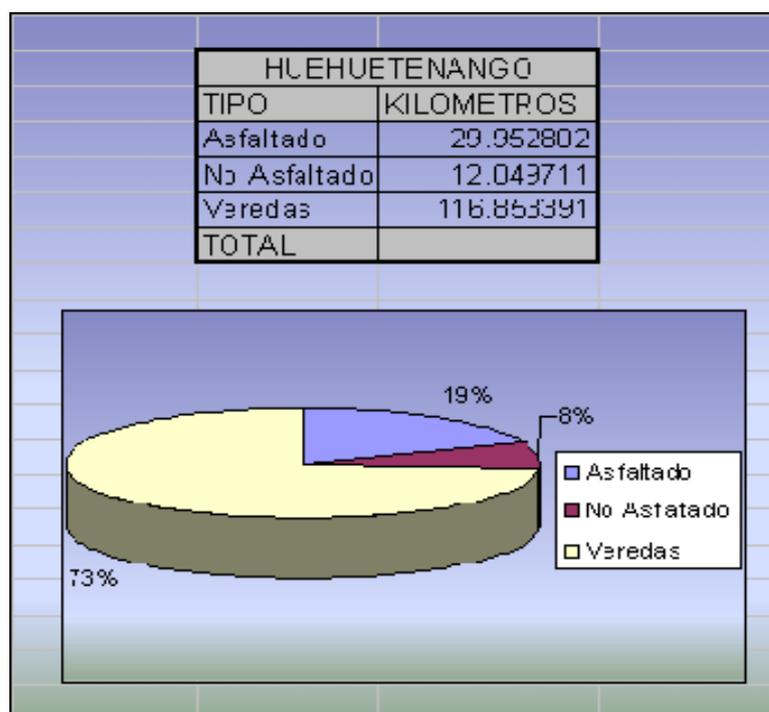
(Fuente: SEGEPLAN 2002)

Instituto Nacional de Estadística INE, proyecciones de población año 2002. Densidad poblacional calculada a partir de límites aproximados y no autoritativos.

1.2. Aspectos de infraestructura

La distribución de la infraestructura vial para el año de 2009 en el municipio de Huehuetenango se distribuye de la siguiente manera.

Tabla III. Infraestructura de Huehuetenango



(Fuente: SEGEPLAN 2002)

1.2.1. Vías de acceso.

Su principal vía de comunicación con la capital lo constituye la carretera Interamericana CA-1. Parte de la Mesilla en la frontera con México y se une con San Cristóbal Totonicapán con el sistema vial del país, en el lugar conocido como cuatro caminos. Además hay otras carreteras que comunican la cabecera departamental con todos sus municipios.

Para comunicar con el Departamento de El Quiché, se cuentan con 2 carreteras nuevas y asfaltadas, una partiendo de Buenos Aires, Chiantla, pasando por la cabecera de Aguacatán llegando hasta el municipio de

Sacapulas y de allí hacia la cabecera departamental de El Quiché (tiempo en vehículo 2 horas). La segunda, es saliendo por la aldea Piedras Negras y Chiquiliabaj, pasando por aldea río Negro, se llega al municipio de San Pedro Jocopilas y de allí en 15 minutos está en la cabecera de El Quiché (tiempo en vehículo: 90 minutos)

1.2.2. Servicios públicos

En el municipio se cuentan con un alcalde municipal, una subestación de la Policía Nacional Civil, la cual presta el servicio de seguridad a todos los pobladores de las distintas comunidades, también se cuenta con centros educativos a nivel pre-primario, primario, nivel medio, diversificado y universitario; servicios de salud, servicio de agua potable, servicio de energía eléctrica, recolección de basura, medios de comunicación, medios de transporte, entre otros.

A nivel comunitario están organizados por medio del COCODES, los cuales son los encargados de gestionar ante diferentes instituciones, los proyectos de interés en cada comunidad.

1.2.3. Organización comunitaria

La organización comunitaria se encuentra a cargo del Consejo de Desarrollo Comunitario (COCODE), quien se encarga de la proyección social de sus comunidades y vela por satisfacer las necesidades básicas, supervisado por la municipalidad de Huehuetenango.

2. DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO, PARA LA ALDEA SUCULIQUE.

2.1. Descripción del proyecto.

El proyecto consistirá en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo (conducción), y por gravedad (distribución); la fuente es un pozo mecánico y la población a servir en la actualidad es de 422 habitantes; por la dispersión de las viviendas, se diseñará una red de distribución abierta; el tipo de conexión a utilizar será domiciliar, y se pretende cubrir la mayor cantidad de población de la aldea Suculique municipio de Huehuetenango departamento Huehuetenango.

2.2. Levantamiento topográfico.

El levantamiento topográfico se realizó para una red por ramales abiertos, debido a la dispersión de las viviendas dentro de la aldea. La topografía se realizó en calles, caminos vecinales y puntos estratégicos, de tal forma que comprendió la mayoría de viviendas beneficiarias del servicio.

Planimetría:

Se aplicó el método de conservación de azimut, y se obtuvieron los ángulos azimutales y verticales y lectura de hilos.

Altimetría:

La altimetría no es más que la diferencia de alturas de un terreno y generalmente se proyecta en un plano vertical, la nivelación se obtuvo taquimétricamente, obteniendo datos como ángulos cenitales, lectura de hilos y altura de instrumento en cada estación.

Todo el levantamiento topográfico se realizó con el siguiente equipo:

- Teodolito marca PENTAX
- Estadal de 4 metros
- Cinta métrica
- Plomada
- La libreta topográfica se encuentra en el apéndice.

2.3. Calidad del agua.

La calidad del agua depende de su origen e historia, existen factores que producen variaciones en la calidad de las fuentes, las más comunes son la absorción de sustancias en solución y las condiciones climatológicas y geográficas propias de cada región. La calidad del agua para el consumo humano está regida por las acciones del sector de Salud Pública y por la norma COGUANOR NGO 4010.

El agua potable debe llenar ciertas condiciones de calidad como:

- Incolora en pequeñas cantidades o ligeramente azulada en grandes masas.
- Inodora, insípida y fresca.
- Aireada, sin sustancias en disolución y sin materia orgánica.
- Libre de microorganismos que puedan ocasionar enfermedades.

Para tener la certeza de la confiabilidad del agua es necesaria la realización de los exámenes de laboratorio, entre los cuales se tienen:

2.3.1. Examen físico-químico.

Examen físico.

Esta prueba mide y registra las propiedades del agua que pueden percibirse a través de los sentidos, entre éstas pueden citarse:

- Turbidez: es el efecto óptico causado por la dispersión o interferencia de los rayos luminosos que pasan a través del agua que contiene pequeñas partículas en suspensión.
- Color: puede ser de dos tipos; color verdadero que se presenta después de haber removido la materia en suspensión y el color aparente es el color verdadero más cualquier otro color que produzcan las sustancias en suspensión.
- Olor: se debe a pequeñas concentraciones de compuestos volátiles presentes en el agua.
- Sabor: se relaciona con el olor y es causado por las mismas condiciones; los minerales disueltos pueden impartir sabores al agua, pero no olores.

El agua, según resultados de los exámenes, no presenta color, no posee olor ni sabor y no se observaron partículas en suspensión; en general presenta buenas características físicas.

Examen Químico.

Son análisis que determinan las cantidades de materia mineral y orgánica que hay en el agua y afectan su calidad proporcionando información sobre contaminantes en ella; éstos son:

- Dureza: es la capacidad del agua para consumir el jabón, las aguas duras son menos corrosivas que las blandas, las cuales contienen compuestos de calcio y magnesio en bajas concentraciones.
- Alcalinidad: se refiere a la medida de los constituyentes básicos presentes en el agua como calcio y magnesio.
- Concentraciones de Iones de hidrógenos, valor de pH: éstos miden la intensidad de la reacción ácida o alcalina del agua, el valor neutro del

agua es 7, de 0 a 7.0 indica acidez y de 7.0 hasta 14 indica alcalinidad, la mayoría de aguas naturales poseen valores entre 5.5 y 7.0 de pH.

- Cloro residual: cuando se agrega cloro al agua, reacciona con sustancias orgánicas y otras que destruyen su poder desinfectante, por ello es necesario agregar una cantidad de cloro para que reaccione con todas las sustancias y aún quede un exceso o cantidad residual, si se quiere destruir bacterias y virus. Éste puede quedar disponible en estado libre, el cual tiene un rápido poder desinfectante.

El examen de calidad del agua indica que el agua es turbia levemente, pero es apta para el consumo humano.

2.3.2. Examen bacteriológico.

El propósito de éstos es indicar su contaminación con aguas negras y la posibilidad de que puedan transmitir enfermedades al consumirla.

El agua puede contener muchos tipos de bacterias, virus, hongos etc., cuyo medio ambiente habitual sea el suelo, el agua o el aire y forman esporas. El exámen bacteriológico está basado en la determinación del número de bacterias presentes y de la presencia o ausencia de organismos de origen intestinal o de aguas negras. Los principales organismos indicadores de contaminación intestinal de aguas negras son bacterias del grupo coliforme; las cuales son huéspedes habituales del intestino grueso del hombre y animales; la *Escherinchia coli* y el *aerobacter aerógenes* son las bacterias que forman el grupo coliforme de importancia en el análisis del agua. Las pruebas principales son:

- Recuento total de bacterias: éste se usa para obtener una estimación del número total de bacterias que se encuentran en una muestra de agua;

esta prueba se realiza en dos diferentes temperaturas, a 35°C, que es la temperatura óptima en que las bacterias crecen en mejores condiciones y a 20°C, que es la temperatura ambiente, con el objeto de observar el desarrollo de las bacterias en los medios naturales.

- Investigación del grupo coliforme: la estimación del número de bacterias del grupo coliforme, presentes en determinado volumen de agua será índice de la intensidad de una contaminación.

El examen de calidad del agua indica que es apta para el consumo humano y no exige más que un simple tratamiento de desinfección, ya que el número más probable total de gérmenes coliformes es de 900/cm³ y el fecal es de 33/cm³. (Los resultados de los exámenes realizados al agua se encuentran en el anexo).

2.4. Fuente.

La fuente a utilizar es un pozo mecánico que se encuentra dentro de la aldea y en la cota 500.00; se colocará los circuitos de la bomba en la misma cota, utilizando un diámetro de tubo de 6 pulgadas en toda la impulsión (conducción).

2.5. Caudal de aforo.

Los pozos perforados deberán, como los excavados.

- Ubicarse en zonas no inundables y de fácil acceso para el agua superficial.
- Perforarse aguas arriba de cualquier fuente real o potencial de contaminación.
- Protegerse contra riesgos de contaminación.

- No deberán localizarse a menos de 20 metros de los tanques sépticos, letrinas, sumideros, campos de infiltración o cualquier otra fuente de contaminación similar.
- El diámetro de la tubería de revestimiento del pozo deberá seleccionarse de acuerdo con las características del acuífero y del consumo querido.

Tabla IV. Caudales y diámetros

Caudal (Consumo)	Diámetro de la tubería de revestimiento
Hasta 10 litros/segundo (158 gpm)	152 mm (6")
De 10 a 15 litros/segundo (de 158 a 237 gpm)	203 mm (8")
De 15 a 25 litros/segundo (de 237 a 396 gpm)	254 mm (10")
de 25 a 40 litros/segundo (de 396 a 634 gpm)	305 mm (12")

El espacio comprendido entre la perforación y el tubo de revestimiento deberá sellarse con mortero rico en cemento hasta una profundidad mínima de 3 metros (sello sanitario).

El tubo de revestimiento deberá sobresalir un mínimo de 25 centímetros del piso terminado de la caseta de bombeo.

El acondicionamiento del terreno en los alrededores del pozo debe hacerse de tal forma que garantice que las aguas superficiales drenen hacia fuera.

Antes de entubar el pozo, deberá correrse un registro eléctrico para establecer el diseño que tendrá la rejilla y su ubicación respecto a los acuíferos a explotar.

En las zonas adyacentes al acuífero se colocarán rejillas previamente diseñadas de acuerdo a la granulometría del mismo, de tal manera que impidan el paso de arenas que puedan dañar los equipos de bombeo y obstruir el pozo. La velocidad del agua de entrada por los orificios o ranuras de la rejilla o en el filtro, no debe exceder de 0.03 metros/segundo. Podrá utilizarse tubo ranurado con soplete de acetileno.

En acuíferos con material permeable, de diámetro muy pequeño y uniforme, se debe construir un empaque de grava o filtro, alrededor de la rejilla o zona de ranura. Con este fin el espacio anular en la zona de filtración debe tener como mínimo 5 centímetros. (El diámetro de la perforación será 10 centímetros más grande que el diámetro de la tubería de revestimiento).

Terminada la perforación y después de entubar el pozo debe limpiarse y desarrollarse para sacar los residuos de perforación y conglomerados de arena, utilizando aire comprimido o cubeta mecánica adecuada.

La producción efectiva de los pozos deberá estimarse con base en la prueba de producción de bombeo continuo, la cual durará como mínimo 24 horas a caudal constante, midiendo caudal y abatimiento del nivel freático, por medio de bomba de capacidad adecuada. Deberá hacerse además una prueba de recuperación también de 24 horas de duración.

Los materiales de la tubería de revestimiento, rejilla, columna de las bombas y demás elementos en contacto con el agua, deberán ser resistentes a

la acción corrosiva de ésta y soportar los esfuerzos máximos a que puedan estar sometidos.

Datos de perforación del pozo

- Método de perforación por percusión con perforadora 60-l.
- Diámetro de la tubería 8".
- Temperatura del agua 20°.
- Profundidad del pozo 213.41 m.
- Total de tubería ranurada 48.80 m.
- Nivel estático 42.07 m.
- Nivel dinámico 184.45 m.
- Producción 163 GPM (galones por minuto).

$$\text{Producción} = 163 \frac{\text{gal}}{\text{min}} \times \frac{3.785 \text{ l}}{1 \text{ gal}} \times \frac{1 \text{ m}}{60 \text{ s}} = 10.28 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

2.6. Criterios de diseños.

2.6.1. Período de diseño.

Este es el tiempo en que la capacidad del sistema atiende la demanda que es eficiente en un 100%.

Comprende desde el momento de la construcción e inicio del funcionamiento del sistema de agua potable, hasta el momento en que se sobrepasan las condiciones de diseño establecidas, en donde el sistema deja de prestar un buen servicio.

En el período de diseño se debe evaluar la durabilidad de las instalaciones y su capacidad para prestar un buen servicio. En acueductos generalmente se estima un período de diseño de 20 años a partir de su

construcción. En este caso se consideró un período de 22 años, para gestión de una institución que financie el proyecto.

2.6.2. Estimación de la población de diseño.

En la estimación de la población de diseño, las condiciones sociales y antropológicas, son factores que determinan o condicionan su crecimiento, ya que un sistema de agua potable inicia por la cantidad de habitantes como “beneficiarios”.

Se requiere un cálculo aproximado de la población a servir, durante el período de diseño, porque presenta variaciones en el tiempo, que se deben a factores como crecimiento poblacional, tasa de natalidad, mortalidad, inmigración y emigración.

Para realizar la estimación de la población se utilizará el método geométrico, que es el más utilizado en Guatemala. Consiste en el cálculo de la población con base en la tasa de crecimiento poblacional que se tiene registrado de acuerdo con los censos de población; debe proyectarse el tiempo según el período de diseño que se estime en el proyecto. Su fórmula es:

$$P_f = P_a \times (1 + r)^n$$

P_f = Población futura

P_a = Población actual

r = Taza de crecimiento

n = Período de diseño en años

Se determinó que en la comunidad existe una cantidad de 422 asociados, con una densidad de 7 habitantes por vivienda; por consiguiente la población actual estimada es de 2954 habitantes. Debido a lo anterior y de

acuerdo con la tasa de crecimiento poblacional de 3.1% (según INE), se tiene la información así:

$$P_a = 2954 \text{ habitantes}$$

$$r = 3.1\%$$

$$n = 22 \text{ años futuro}$$

$$P_f = 2954 \times (1 + 0.031)^{22}$$

$$P_f = 5782 \text{ habitantes}$$

2.6.3. Dotación.

Es la cantidad de agua asignada a una persona en un día, expresado en litros/habitante/día. Este valor se representa como un parámetro que puede variar de acuerdo a factores como clima, nivel de vida de los pobladores, actividades productivas y por el tipo de abastecimiento.

- A falta de éstos se tomarán en cuenta los siguientes valores.
- Servicio a base de llena cántaros exclusivamente: 30 – 60 l/h/d.
- Servicio mixto de llena cántaros y conexiones prediales: 60 – 90 l/h/d.
- Servicio conexiones prediales fuera de la vivienda: 60 – 120 l/h/d.
- Servicio de conexión intradomiciliar, con opción a varios grifos por vivienda: 90 – 170 l/h/d.
- Servicio de pozo excavado, con bomba de mano como mínimo 15 l/h/d.

Tabla V. Dotaciones

Condición de la vivienda.	Dotación
Rural primario (bebida y alimento)	20 l/hab/día
Rural facilidades mínimas	50 l/hab/día
Rural (interiores + baños y cocina)	100 – 190 l/hab/día
Semi urbano(jardines y autos)	200 – 350 l/hab/día
Urbano	350 – 500 l/hab/día

En la aldea Suculique el clima es templado, la actividad económica es la agricultura y el comercio; el nivel de vida de los habitantes es bajo, la mayoría tiene letrinas de pozo ciego, luz eléctrica y según las costumbres diversas que se observaron, se adoptó una dotación de: **80 litros/habitante/día.**

2.6.4. Tipo de sistema

El tipo de servicio adoptado para este diseño es el de conexión predial, el cual consiste en instalar un chorro por vivienda fuera de ella, pero dentro del predio que la ocupa.

Se optó por este tipo de conexión, debido a que es la más adecuada para comunidades rurales concentradas y semidispersas con un nivel socio económico regular y de acuerdo a la producción de la fuente, es factible este tipo de conexión.

2.7. Determinación de caudales.

El caudal de diseño es el que se necesita transportar en la tubería: uno para la línea de conducción y otro para la línea de distribución; los cuales se ven afectados por los siguientes factores:

Factor de día máximo (FDM):

Este factor depende del consumo máximo de un día durante el registro de un año, varía según el sector a servir.

Área rural = entre 1.2 y 1.8

Área urbana = 2

Considerando la situación actual de la aldea Suculique no se toma en cuenta este factor para el diseño.

Factor de hora máximo (FHM):

Este factor depende del consumo máximo de una hora en transcurso de un día, se usa para el diseño de la red distribución y oscila así:

Área rural = entre 1.8 y 2

Área urbana = entre 2 y 3

Considerando la situación actual de la aldea suculique no se toma en cuenta este factor para el diseño.

2.7.1. Caudal medio diario.

Es el consumo durante 24 horas, obtenido como promedio de los consumos diarios en el período de un año. Cuando no se conocen registros, podrá asumirse como el producto de la dotación por el número de posibles usuarios. En los proyectos por bombeo cuando la fuente o las fuentes produzcan un caudal inferior al Q_m , se podrá rebajar la dotación hasta el mínimo de 40 lts/hab./día.

$$Q_m = \frac{\text{dot} \times P_f}{86,400}$$

$$Q_m = \text{Caudal medio diario en } \frac{1}{s}$$

P_f = Población futura 5782 hab

Dot = Dotación 80 l/hab/dia

$$Q_m = \frac{80 \text{ l/hab/dia} \times 5782 \text{ hab}}{86,400 \text{ s}}$$

$$Q_m = 5.35 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

2.7.2. Caudal máximo diario.

Es el consumo durante 24 horas observado en el período de un año, sin tener en cuenta los gastos causados por incendio. Se determina multiplicando el consumo diario por el coeficiente 1.2 que es el factor de día máximo utilizado en áreas rurales tomando en cuenta el clima, el nivel socioeconómico y la cantidad de habitantes.

$$QMD = (Q_m \times FMQ)$$

$$QMD = \text{Caudal máximo diario en } \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

$$Q_m = \text{Caudal medio diario en } \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

FMQ = Factor día máximo

$$QMD = (5.35 \frac{\text{l}}{\text{s}} \times 1.2)$$

$$QMD = 6.42 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

2.7.3. Caudal de bombeo.

Las horas y el caudal de bombeo van íntimamente ligados, ya que si las horas de bombeo aumentan, el caudal de bombeo (Q_b) disminuirá y por el contrario si las horas de bombeo disminuyen, el caudal de bombeo (Q_b) deberá aumentar. Para determinar ambos, es preciso saber si el aforo de la fuente tiene la capacidad para soportar el bombeo. La determinación del caudal de bombeo (Q_b) se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$Q_b = \frac{\text{QMD} \times 24 \text{ horas diarias}}{\text{No. de horas de bombeo}}$$

Las horas de bombeo deben estar entre 8 y 18, para un buen funcionamiento del sistema, se sabe que el caudal máximo diario es de $6.42 \frac{1}{s}$. Y de acuerdo con la fórmula para el caudal de bombeo se obtienen el valor.

Las horas de bombeo deben estar entre 8 y 18, para un buen funcionamiento del sistema.

$$Q_b = \frac{6.42 \frac{1}{s} \times 24h}{16h}$$

$$Q_b = 9.63 \frac{1}{s}$$

De acuerdo con lo anterior, el tiempo de bombeo será de 16 horas y el caudal será de $9.63 \frac{1}{s}$, de tal forma que se tendrá un bombeo adecuado durante el día y el caudal a bombear no excederá del caudal de producción de la fuente que es de $10.28 \frac{1}{s}$. Se puede hacer la excepción durante los primeros 5 años, bombeando durante 13 horas diarias.

2.8. Parámetros de diseño.

- **Velocidades.**

Las velocidades máximas y mínimas son las siguientes.

Para línea de conducción.

Mínima = 0.60m/s.

Máxima = 2.00 m/s.

Para la red de distribución.

Mínima = 0.40m/s.

Máxima = 2.00 m/s.

2.8.1. Presión estática.

Es la presión que soporta la tubería cuando el líquido está en reposo, por normas del BID, se define la máxima presión estática que soportan las tuberías. En línea de conducción la máxima presión estática es de 90 mca y en red de distribución, la máxima presión estática permitida es de 40 mca.

2.8.2. Presión dinámica.

Se produce cuando hay movimiento de agua, entonces la presión estática modifica su valor y gasta su energía a medida que avanza, por normas del BID, la menor presión dinámica que puede haber en la red de distribución es de 10 mca, y 7 mca en casos especiales.

2.9. Diseño de línea de impulsión.

2.9.1. Diámetro económico de tubería.

Es preciso determinar el diámetro de tubería a utilizar ya que de éste dependerá en mucho la potencia de la bomba; si se adopta un diámetro relativamente grande, resultarán pérdidas de carga pequeñas y en consecuencia la potencia del sistema de bombeo será reducida; por tanto las bombas serán de menor costo, pero el costo de la tubería de descarga será elevado y si el diámetro de la tubería es pequeño, la tubería será de menor costo pero la bomba será costosa y consumirá más energía.

Existe un diámetro conveniente para el cual el costo total de las instalaciones es mínimo, así como su operación, a éste se le designa "diámetro

económico (De)” y es el diámetro que permite conducir el caudal requerido a un mínimo costo total entre tubería y operación de bombeo. El diámetro económico (De) puede determinarse mediante la siguiente expresión:

$$D_e = 1.8675 \times \sqrt{Q_b}$$

De = diámetro económico

Qb = caudal de bombeo

De la expresión anterior se obtendrá una aproximación del diámetro requerido, el cual debe ser analizado con los diámetros comerciales; se puede analizar el diámetro superior y el diámetro inferior y se utilizará el que presente mejores condiciones de funcionamiento y economía.

Carga dinámica total (CDT)

La carga dinámica total, también llamada altura dinámica total, es la carga que debe suministrar la bomba para mover el caudal requerido; se utiliza para determinar el diámetro económico de las posibilidades que da la expresión anterior. La CDT se determina mediante la siguiente fórmula:

$$CDT = H_s + H_c + H_i + H_f + h_m + h_v$$

Donde:

CDT = Carga dinámica total

Hs = Altura de nivel dinámico a boca de pozo

Hc = Pérdidas en carga de succión

Hi = Altura de descarga

Hf = Pérdidas de carga debido a la fricción en la línea

hm = Pérdidas menores

hv = Pérdidas por velocidad

Altura del nivel dinámico a la boca del pozo (Hs):

Es la diferencia de nivel que existe entre la cota del nivel dinámico y la cota de la boca del pozo, determinándose así:

$$H_s = CT \text{ boca del pozo} - CT \text{ nivel dinámico}$$

Pérdida de carga en la succión (Hc):

Es la pérdida que se produce por el paso del agua en la tubería, y se da desde donde se encuentra sumergida la tubería hasta donde está colocada la bomba; ésta se obtiene aplicando la fórmula de Hazzen Williams así:

$$H_f = \frac{1743.81114 \times L \times Q^{1.85}}{\phi^{4.87} \times C^{1.85}}$$

Donde:

L = longitud de tubería a tanque de distribución

Q = caudal a transportar (en este caso caudal de bombeo)

ϕ = diámetro de la tubería a colocar

C = coeficiente de fricción de la tubería (100 para Hg y 140 para PVC)

Altura de la boca del pozo a la descarga (Hi):

Es la diferencia de nivel que existe entre la cota de colocación de la bomba (hi) y la cota del tanque de distribución (hf), determinándose así:

$$H_i = h_f - h_i$$

Pérdida de carga en la línea de impulsión (Hf):

Es la pérdida que se produce por el paso del agua en la tubería, y se da desde donde se encuentra la bomba hasta el tanque de distribución; ésta se obtiene aplicando la fórmula de Hazzen Williams, así:

$$H_f = \frac{1743.81114 \times L \times Q^{1.85}}{\phi^{4.87} \times C^{1.85}}$$

Donde:

L = longitud de tubería a tanque de distribución

Q = caudal a transportar (en este caso caudal de bombeo)

ϕ = diámetro de la tubería a colocar

C = coeficiente de fricción de la tubería (100 para Hg y 140 para PVC)

Pérdidas por velocidad (hv):

Son las pérdidas que se producen en las tuberías, por los cambios de velocidad que experimenta el flujo, en diferentes secciones o tipos de tubería; si se conoce cuál es el valor de la velocidad en la tubería, por consiguiente se tiene:

$$h_v = \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

V = velocidad del flujo

g = gravedad (9.81 m/s²)

Pérdidas menores (hm):

Por la diversidad de accesorios y válvulas que pueden colocarse en un solo tramo de tubería, generalmente se estiman como el 10% de las pérdidas por fricción:

$$h_m = 10\% \times H_f$$

2.9.2. Potencia de la bomba.

Se determinó la colocación de una bomba eléctrica sumergible; para el cálculo de la potencia de la bomba se utiliza la expresión matemática siguiente:

$$POT = \frac{Q \times CDT}{76 \times Ef}$$

Donde:

Q = Caudal de bombeo

CDT = Carga dinámica total (mca)

Ef = Eficiencia de la bomba (60% – 70%)

POT = Potencia requerida por la bomba en Horse power.

2.9.3. Sobre presión o golpe de ariete.

Para la protección del equipo de bombeo y de la tubería de conducción, se deben considerar los efectos producidos por el fenómeno denominado golpe de ariete.

Se denomina golpe de ariete a la variación de presión en una tubería, por encima o por debajo de la presión normal de operación; ocasionada por rápidas fluctuaciones en el caudal, producidas por la apertura o cierre repentino de una válvula o por el paro o arranque de las bombas. Este fenómeno puede provocar ruptura de la presión (presión positiva) o aplastamiento (presión negativa).

El golpe de ariete que se produce en la tubería se puede determinar como sigue:

$$\alpha = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{K}{E} \times \frac{\phi_i}{e}}}$$

Donde:

α = celeridad de onda (m/seg.)

K = módulo de elasticidad volumétrica del agua ($2.07 * 10^4$ kg/cm²)

E = módulo de elasticidad del materia de la tubería ($3 * 10^4 \text{ kg/cm}^2$)

\varnothing_i = diámetro interno del tubo en (mm)

e = espesor de las paredes del tubo (mm)

La sobrepresión expresada en metros columna de agua (m.c.a.), se determinará con la siguiente expresión:

$$\Delta P = \frac{\alpha \times V}{g}$$

Donde:

α = celeridad de onda (m/s)

V = velocidad del flujo en la tubería

g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2)

Debido a que el golpe de ariete es una sobrepresión que se da en la tubería, generalmente no se considera en el cálculo de la potencia de la bomba, ya que éstas poseen válvulas de cheque que pueden amortiguar esta sobrepresión; por consiguiente debe ser sólo para determinar la clase de tubería.

2.9.4. Especificaciones del equipo de bombeo.

Diámetro económico: en este caso el caudal de bombeo es de 3.60 l/seg, por lo que el diámetro económico será:

$$D_e = 1.8675 \times \sqrt{Q_b}$$

$$D_e = 1.8675 \times \sqrt{9.63}$$

$$D_e = 5.80 \text{ pulg}$$

Para determinar el diámetro económico, se pueden analizar los diámetros comerciales de 5" y 6"; por consiguiente se utilizan, el inmediato

superior e inferior que corresponden a tubos de 5 y 6 pulgadas, respectivamente.

Carga dinámica total (CDT)

$$CDT = H_s + H_c + H_i + H_f + h_m + h_v$$

Altura del nivel dinámico a la boca del pozo (Hs):

La boca del pozo está colocada en la cota 500; y el nivel dinámico en la cota 471.44 por lo que la diferencia de nivel es:

$$H_s = CT \text{ boca del pozo} - CT \text{ nivel dinámico}$$

$$H_s = 500 \text{ m} - 471.04 \text{ m}$$

$$H_s = 28.96 \text{ m}$$

Pérdida de carga en la succión (Hc):

En tramo se utilizará tubería PVC con 193.41 metros y se determina así:

$$H_f = \frac{1743.81114 \times L \times Q^{1.85}}{\phi^{4.87} \times C^{1.85}}$$

Diámetro de 6 pulgadas en HG

$$H_f = \frac{1743.81114 \times 193.41 \times 1.05 \times 9.63^{1.85}}{6^{4.87} \times 150^{1.85}}$$

$$H_f = 0.358 \text{ m}$$

De igual forma se calcula para el diámetro de 5 pulgadas, la pérdida total por fricción es de:

$$H_f = 0.869 \text{ m}$$

Altura de descarga (Hi):

La bomba estará colocada en la cota 500; el tanque de distribución en la cota 609.84 por lo que la diferencia de nivel es:

$$H_i = h_f - h_i$$

$$H_i = 609.84 - 500$$

$$H_i = 109.84 \text{ metros} \rightarrow 110 \text{ metros.}$$

Pérdida de carga por la fricción de la línea (Hf):

En tramo se utilizará tubería HG con 460 metros y se determina así:

$$H_f = \frac{1743.81114 \times L \times Q^{1.85}}{\phi^{4.87} \times C^{1.85}}$$

Diámetro de 6 pulgadas en HG

$$H_f = \frac{1743.81114 \times 1070.40 \times 1.05 \times 9.63^{1.85}}{6^{4.87} \times 100^{1.85}}$$

$$H_f = 4.19 \text{ m}$$

De igual forma se calcula para el diámetro de 5 pulgadas, la pérdida total por fricción es de:

$$H_f = 10.18 \text{ m}$$

Pérdidas menores (hm):

Si se conoce cuál es el valor de la velocidad en la tubería, por consiguiente se tiene:

$$h_m = 10\% \times H_f$$

Para tubería de 6 pulgadas:

$$h_m = 0.10 \times 4.548$$

$$h_m = 0.455 \text{ m}$$

Para la tubería de 5 pulgadas es:

$$h_m = 1.10 \text{ m}$$

Pérdidas por velocidad (h_v):

Si se conoce cuál es el valor de la velocidad en la tubería, por consiguiente se tiene:

$$h_v = \frac{V^2}{2g}$$

Para tubería de 6 pulgadas:

$$V = \frac{Q}{A}$$

Entonces:

$$V = \frac{0.00963}{\frac{\pi}{4} \times (6.115 \times 0.025389)^2}$$

$$V = 0.509 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$h_v = \frac{0.509^2}{2 \times 9.81}$$

$$h_v = 0.013 \text{ m}$$

De igual forma se calcula para la tubería de 5 pulgadas.

$$V = 0.721 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$hv = \frac{0.721^2}{2 \times 9.81}$$

$$hv = 0.03 \text{ m}$$

Golpe de ariete:

Para esta situación será:

Cálculo de la celeridad.

Para la tubería de 6 pulgadas es:

$$\alpha = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{2.07 \times 10^4}{3 \times 10^4} \times \frac{155.32}{6.48}}}$$

$$\alpha = 339.07 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Para la tubería de 5 pulgadas es:

$$\alpha = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{2.07 \times 10^4}{3 \times 10^4} \times \frac{130.43}{5.43}}} \quad \alpha = 338.73 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Para la tubería de 6 pulgadas es:

$$\Delta P = \frac{339.07 \times 0.509}{9.81} \quad \Delta P = 17.59 \text{ m}$$

Para la tubería de 5 pulgadas es:

$$\Delta P = \frac{338.73 \times 0.721}{9.81} \quad \Delta P = 24.90 \text{ m}$$

Tabla VI. Carga dinámica total para diámetros de 5 y 6 pulgadas.

Tipo de pérdida.	Diámetro de 5"	Diámetro de 6"	Observaciones
Velocidad	0.721 m/s	0.509 m/s	Si cumple
Hs	28.96 m	<u>28.96 m</u>	
Hc	0.869 m	0.358 m	
Hi	110 m	110 m	
Hf	10.18 m	4.19 m	
hm	1.10m	0.455 m	
hv	0.03 m	0.013 m	Para bomba
CDT	150.039 m	143.976 m	
ΔP	24.92 m	17.59 m	
Caso critico	174.939 m	161.566 m	Para tubería

Según el análisis anterior, se determinó la utilización de tubería de 6 pulgadas en Hg tipo liviano debido a que la pérdida total no varía enormemente; la potencia necesaria para la bomba será de:

$$POT = \frac{Q \times CDT}{76 \times Ef}$$

$$POT = \frac{9.63 \times 143.976}{76 \times 0.70}$$

$$POT = 26.06 \text{ Hp}$$

Por no existir en el mercado una bomba con esta potencia se opta por una de 30 HP tipo sumergible Berkeley de 12 etapas.

Diseño de tanque de distribución.

Tanque 1.

La función del tanque de distribución es mantener el buen funcionamiento hidráulico y un servicio eficiente; y luego cumplir con tres propósitos fundamentales:

- Compensar variaciones horarias
- Mantener las presiones de servicio en la red
- Almacenar cierta cantidad de agua para eventualidades.

Para el diseño del tanque de distribución, debe considerarse su capacidad, que estará en función del caudal y de las variaciones horarias, su ubicación debe ser idónea de tal forma que el agua pueda llegar a todos los puntos de la red y el tipo de tanque (que puede ser enterrado, semienterrado y elevado), puede construirse de concreto armado, concreto ciclópeo, metal, y recientemente puede ser también plástico.

Debe diseñarse para conservar la potabilidad del agua, por consiguiente estar cubierto y dejar aberturas para permitir acceso en casos necesarios; el tanque debe impedir la entrada de lluvia, polvo, animales y otros ajenos al sistema de agua, también debe tener un rebalse y un drenaje que permita vaciarlo completamente.

Cuando un sistema de agua potable es nuevo, no se tiene registros de ningún tipo, y por lo tanto no puede hacerse un diseño mediante diagrama gráfico, que permita determinar el volumen; por consiguiente se adoptan las normas que utiliza UNEPAR. El volumen de diseño en sistemas por gravedad estará entre 25% y 40% del caudal medio y en sistemas por bombeo del 40% al 60%, en este caso se adopta un factor de 50%, por lo que será igual a:

$$V = 50\% \times Q_m$$

$$V = 0.50 \times 5.35 \frac{l}{s} \times \frac{86400 s}{1 \text{ Día}} \times \frac{1 m^3}{1000 l}$$

$$V = 231.12 \frac{m^3}{\text{Día}}$$

Las dimensiones aproximadas serán:

$$B = 2H$$

$$B = A$$

Esto como volumen neto de agua.

$$V = B * A * H$$

Donde:

B = Base

H = Altura

A = Ancho

Sustituyendo queda:

$$231.12 = \frac{A^3}{2}$$

$$\sqrt[3]{2 \times 231.12} = A$$

$$A = 7.73 \text{ m}$$

Las dimensiones preliminares son: ancho de 7.73 metros, base de 7.73 metros y altura de 3.87 metros, siendo el volumen de 231.24 metros cúbicos de agua; sin embargo, por las características del suelo y el área disponible se opta por las medidas siguientes:

Base = 9.00 metros

Ancho = 9.00 metros

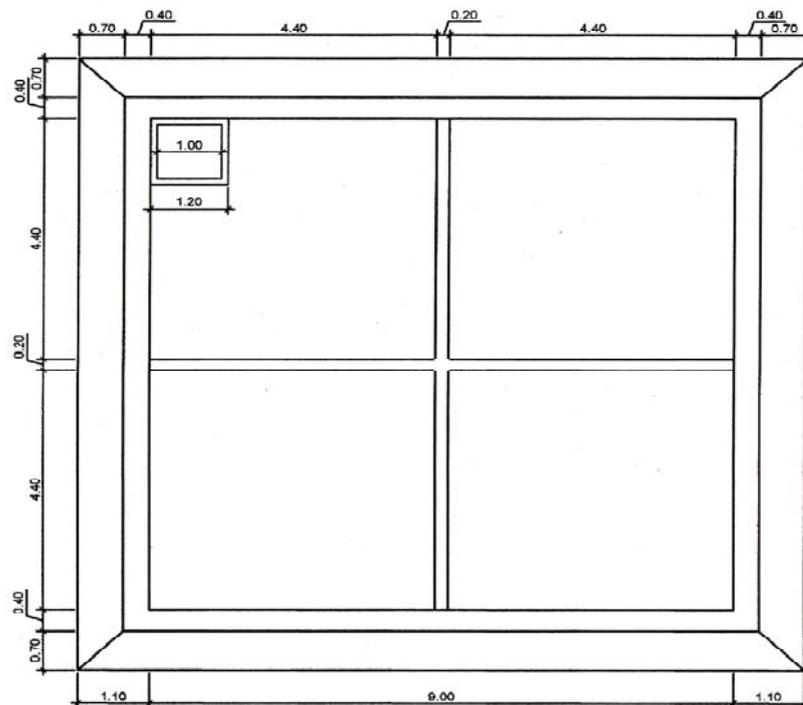
Altura = 2.90 metros.

Se obtiene un volumen final de agua de 235 metros cúbicos.

Diseño de losa

Para el diseño de la cubierta del tanque de distribución, se utilizará una losa plana, la cual se diseñará por el método 3 del código ACI, ésta presenta dimensiones externas como se muestra en la figura.

Figura 5. Losa de tanque de distribución 1



Coefficiente de momentos (m)

$$m = a/b$$

$$m = 4.40 \text{ m} / 4.40 \text{ m}$$

$$m = 1$$

Donde:

a = ancho

b = largo

Debido a que m es mayor que 0.5 se diseña losa en dos sentidos.

Espesor de losa (t):

$$t = \text{perímetro}/180$$

$$t = 4.40 + 4.40 + 4.40 + 4.40/180$$

$$t = .098 \text{ m}$$

$$t = 10 \text{ cm}$$

Integración de cargas:

Carga muerta: asumir 2400 kg/m^3 , peso específico del concreto.

$$\text{Peso propio} = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.10\text{m} \times 1.0 \text{ m}$$

$$= 240 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sobre peso de losa:} = 60 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga muerta total (CM):} = 300 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga viva (CV): se consideró } 100 \text{ kg/m}$$

Carga última (CU): es la sumatoria de la carga muerta última (CMU) y la carga viva última (CVU).

$$CU = CMU + CVU$$

$$CMU = 1.4 * CM$$

$$CMU = 1.4 * 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$CMU = 420 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$CVU = 1.7 * CV$$

$$CVU = 1.7 * 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$CVU = 170 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga última (CU)} = 420 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 170 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 590 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Dónde:

CU = carga última

CMU = Carga muerta última

CMV = Carga viva última

Momento:

Se calculan los momentos positivos y negativos, determinando el acero para los momentos más fuertes en ambos sentidos; se calcula como losa simplemente apoyada.

Momentos positivos:

$$MA (+) = MA(+)\text{CM} + MA(+)\text{CV}$$

$$MA (+) = (A^2 \times Ca \times \text{CMU}) + (A^2 \times Ca \times \text{CVU})$$

$$MA (+) = (4.40^2 \times 0.027 \times 420 \text{ kg/m}) + (4.40^2 \times 0.032 \times 170 \text{ kg/m})$$

$$MA (+) = 324.86 = 325 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MB (+) = MB(+)\text{CM} + MB(+)\text{CV}$$

$$MB (+) = (B^2 \times Ca \times \text{CMU}) + (B^2 \times Ca \times \text{CVU})$$

$$MB (+) = (4.40^2 \times 0.027 \times 420 \text{ kg/m}) + (4.40^2 \times 0.032 \times 170 \text{ kg/m})$$

$$MB (+) = 324.86 = 325 \text{ kg} - \text{m}$$

Momentos negativos:

$$MA (-) = A^2 \times Ca \times CU$$

$$MA (-) = 4.40^2 \times 0.050 \times 590 \text{ kg/m}$$

$$MA (-) = 571.12 \text{ kg - m.} = 571 \text{ kg - m}$$

$$MB (-) = B^2 \times Ca \times CU$$

$$MB (-) = 4.40^2 \times 0.50 \times 590 \text{ kg/m}$$

$$MB (-) = 571.12 \text{ kg - m.} = 571 \text{ kg - m}$$

Donde la losa esta simple mente apoyada los momentos negativos son cero, por tanto se toma 1/3 del valor del momento positivo tanto en A como en B.

$$MA (-) = \frac{1}{3} MA (+)$$

$$MA (-) = 190 \text{ kg - m.}$$

$$MB (-) = \frac{1}{3} MB (+)$$

$$MB (-) = 190 \text{ kg - m.}$$

Área de acero:

Análisis por flexión:

$$Mu \text{ (momento último)} = 57100 \text{ kg - cm}$$

$$f'c \text{ (resistencia del concreto)} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy \text{ (resistencia del acero)} = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$b \text{ (franja unitaria en la losa)} = 100 \text{ cm}$$

$$d \text{ (peralte efectivo)} = 7 \text{ cm}$$

$$\Phi \text{ (factor según ACI 3 - 18)} = 0.90$$

Cálculo del peralte (d)

$$d = t - r - \frac{\phi}{2} \quad \phi_{\frac{3}{8}} = 0.95 \text{ cm}$$

$$d = 10 - 2.5 - \frac{0.95}{2}$$

$$d = 7.03 \text{ cm}$$

Dónde:

d = peralte

t = espesor de losa

r = recubrimiento

Cálculo del área de acero mínimo:

$$A_{S_{\text{mín}}} = (40\%) \left(\frac{14.1}{f_y} \right) (b)(d)$$

$$A_{S_{\text{mín}}} = (0.40) \left(\frac{14.1}{2810} \right) (100 \text{ cm})(7.03 \text{ cm})$$

$$A_{S_{\text{mín}}} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Dónde:

$A_{S_{\text{mín}}}$ = área de acero mínima

f_y = resistencia del acero

Espaciamiento:

$$1.41 \text{ cm}^2 - - - - - 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 - - - - - S$$

$$S = 50.35 \text{ cm}$$

Pero como $S_{\text{máx}} = 3t \rightarrow S_{\text{máx}} = 3(10 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

Como $S > S_{\text{máx}}$, se debe calcular el área de acero para $S_{\text{máx}}$

$$AS - - - - - 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 - - - 30 \text{ cm}$$

$$AS = 2.37 \text{ cm}^2$$

Momento último que resiste el área de acero ($AS = 2.37 \text{ cm}^2$):

$$M_u = \phi \left[AS \times f_y \left(d - \frac{AS \times f_y}{1.7 \times f'_c \times b} \right) \right]$$

$$M_u = 0.90 \left[2.37 \times 2,810 \left(7.03 - \frac{2.37 \times 2,810}{1.7 \times 210 \times 10} \right) \right]$$

Donde:

M_u = momento último

f'_c = resistencia del concreto

f_y = resistencia del acero

b = franja unitaria en la losa

d = peralte efectivo

Φ = factor según ACI 3 – 18

Área de acero para momentos mayores a M_u .

$$M_a (-) = 571 \text{ kg} - \text{m}$$

$$AS = \left[(bd) - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mub}{(0.003825)(f'_c)}} \right] \left(0.85 \frac{f'_c}{f_y} \right)$$

$$AS = \left[(100 \times 7.03) - \sqrt{(100 \times 7.03)^2 - \frac{571 \times 100}{(0.003825)(210)}} \right] \left(0.85 \frac{210}{2810} \right)$$

$$AS = 3.33 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento:

$$3.33 \text{ cm}^2 \text{ --- --- --- --- --- } 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ --- --- --- --- --- } S$$

$$S = 21.32 \text{ cm}$$

$$S = 20 \text{ cm}$$

Donde:

Mu = momento último

f'c = resistencia del concreto

fy = resistencia del acero

b = franja unitaria en la losa

d = peralte efectivo

As = área de acero

As por temperatura:

$$AS = 0.002bt$$

$$AS = 0.002 \times 100 \times 10$$

$$AS = 2 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento:

$$2 \text{ cm}^2 \text{ --- --- --- --- --- } 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ --- --- --- --- --- } S$$

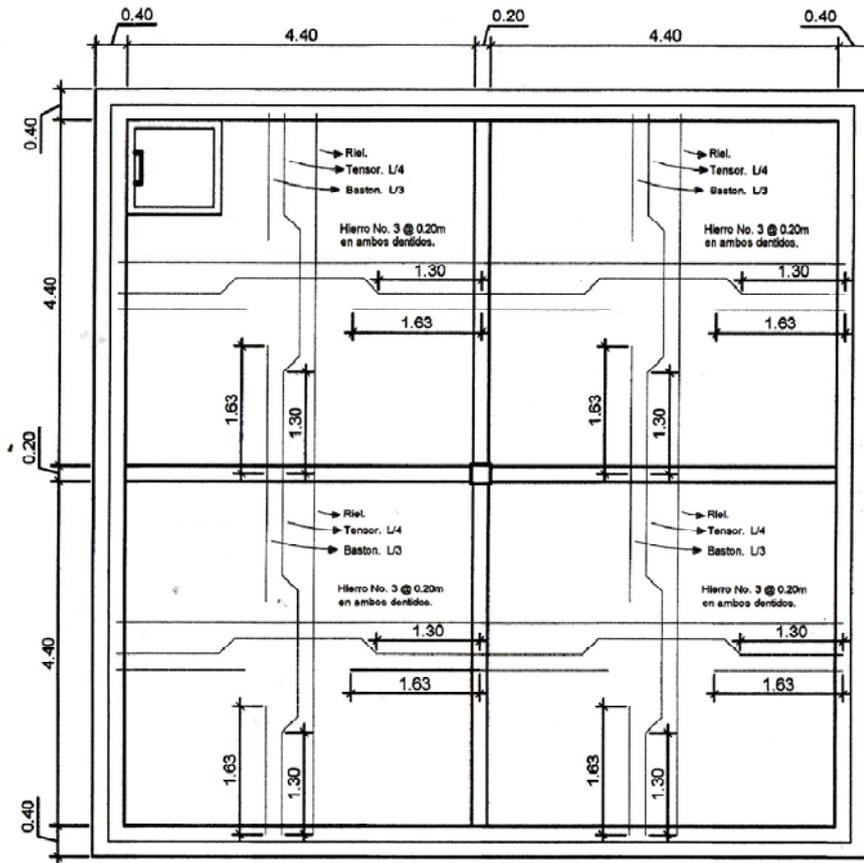
$$S = 35.5 \text{ cm}$$

Se tomará S = 20 cm

Resumen de refuerzo:

Colocar Varillas No. 3 @ 0.20 cm, en ambos sentidos.

Figura 3. Armado final de losa tanque 1



Diseño de muro.

Tanque 1.

El muro se consideró por gravedad, de concreto ciclópeo, las dimensiones preliminares y datos para su diseño se muestran en la figura.

Figura 4. Predimensionamiento de muro de tanque 1

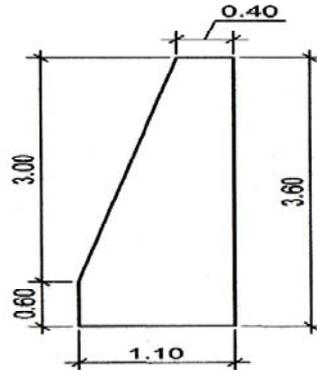
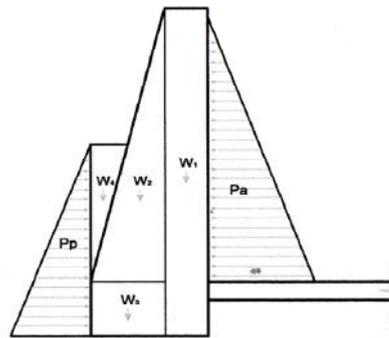


Figura 5. Distribución de cargas sobre muro de tanque 1



Donde:

P_a = presión activa

P_p = presión pasiva

W_{losa} = Carga de la losa en el muro

W_1, W_2, W_3, W_4 = Cargas del muro producidas por su propio peso

Carga de losa sobre muro (L)

Se toma un valor uniforme de peso muerto, y se considerará para el cálculo la carga última de la losa, actuando puntualmente sobre el muro como se muestra en la figura.

Cargas sobre el muro.

$$\text{Peso propio} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 0.10 \text{ m} \times 1 \text{ m}$$

$$\text{Peso propio} = 240 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Sobre peso de losa} = 60 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Peso de la viga} = 0.20\text{m} \times 0.35\text{m} \times 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Peso de la viga} = 168 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga muerta total} = 468 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga viva} = 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{CU} = \text{CMU} + \text{CVU}$$

$$\text{CMU} = 1.4 * \text{CM}$$

$$\text{CMU} = 1.4 * 468 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{CMU} = 655.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{CVU} = 1.7 * \text{CV}$$

$$\text{CVU} = 1.7 * 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{CVU} = 170 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga última (CU)} = 655.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 170 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 825.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{losa}} = \frac{\text{CU} \times A}{\text{Long}}$$

$$W_{\text{losa}} = \frac{825.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times \frac{1}{2} \times 2.20\text{m} \times 2.20\text{m} \times 2\text{m}}{4.40\text{m}}$$

$$W_{losa} = 907.72 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Donde:

Cu = Carga última

Long. = longitud del muro

A = área

Se calcula la franja unitaria que actuará sobre el muro:

$$L = W_{losa} \times 1\text{m}$$

$$L = 907.72 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 1\text{m}$$

$$L = 907.72 \text{ kg}$$

La presión a una altura H está dada por la siguiente fórmula:

$$W = \frac{\gamma_{H_2O} \times H^2 \times K_p}{2}$$

Donde es el peso específico del líquido almacenado, y el empuje F, el cual actúa a $\frac{2}{3}H$ del borde superior por la fórmula. $F = \frac{\gamma_{H_2O} \times H^2 \times K_a}{2}$, fuerzas debidas al suelo: el cálculo de estas presiones o fuerzas, está basada fundamentalmente en las dimensiones del tanque y en las características del suelo.

Los factores del suelo tomados en cuenta dependen del método a usar, siendo los más usuales en la actualidad los siguientes:

- a) Rankine
- b) Coulomb
- c) Método gráfico de Engesser
- d) Método gráfico de Cullman

Entre éstos el que más se usa, por su simplicidad, es el método de Rankine, cuya expresión responde a la siguiente fórmula:

Cálculo de las presiones activa (P_a) y pasiva (P_p).

$$P_a = \frac{\gamma_{H_2O} \times H^2 \times K_a}{2}$$

$$P_p = \frac{\gamma_s \times H^2 \times K_p}{2}$$

Donde:

γ_s = Peso específico del suelo

γ_{H_2O} = Peso específico del agua

H = Altura del material considerado

K_a = Coeficiente de fricción activa (a) y pasiva (p), definidas así:

El valor de K_a y K_p a su vez está determinado por la siguiente fórmula:

$$K_a = \cos\beta \times \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}$$

Donde:

β = inclinación del terreno con relación a la horizontal.

ϕ = ángulo de fricción interna.

Además si $\theta = \beta$

Entonces

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}$$

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}$$

Nota: la fórmula anterior para determinar la constante de Rankine que nos da la presión horizontal según el tipo de suelo corresponde a la constante para el empuje activo.

A continuación se muestra la siguiente tabla que nos da los valores del ángulo de fricción interna, el valor soporte (V.S.) y el peso específico para cada tipo de suelo.

Tabla VII. Datos para asumir capacidad soporte, peso específico del suelo y ángulo de fricción interna

Tipo de suelo	Peso en $\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	ϕ	Vs $\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$
Arcilla dura	1,600 – 1,900	25 – 35	40
Arcilla suave	1,500 – 1,600	20 – 25	10
Arena y arcilla mezcladas	1500 – 1900	23 – 30	20
Arena fina	1,900 – 2,100	25 – 35	30
Arena gruesa	1,500 – 1,900	33 – 40	40
Grava	1,900 – 2,100	33 - 40	60

Como datos para el cálculo se utilizaron:

$$\gamma_s = 1,800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_{H_2O} = 1,000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_{\text{concreto ciclopeo}} = 2250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$Vs = 20 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$$

$$\phi = 26^\circ$$

$$Ka = \frac{1 - \text{sen } 26^\circ}{1 + \text{sen } 26^\circ}$$

$$Ka = 0.39$$

$$Pa = \frac{1,000 \times 2.90^2 \times 0.39}{2}$$

$$Pa = 1,639.95 \text{ kg.}$$

$$Kp = \frac{1 + \text{sen } 26^\circ}{1 - \text{sen } 26^\circ}$$

$$Kp = 2.56$$

$$Pp = \frac{1,800 \times 2.10^2 \times 2.56}{2}$$

$$Pp = 10,160.64 \text{ kg}$$

Tabla VIII. Cálculo de momentos actuantes en el muro tanque 1 respecto al punto cero

Figura	$\gamma\left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right) \times A(\text{m}^2)$	W (kg)	Brazo (m)	Momento (kg – m)
1	$3.60 \times 0.40 \times 2250$	3240	0.9	2916.00
2	$\frac{1}{2} \times 0.70 \times 3 \times 2250$	2,362.5	0.47	1110.38
3	$0.70 \times 0.60 \times 2250$	945	0.35	330.75
4	$\frac{1}{2} \times 1.50 \times 0.35 \times 1800$	472.5	0.12	56.7
L	-----	907.72	0.90	816.95
Pp	-----	10,160.64	0.70	7112.45
		$\Sigma = 18,088.36$		$\Sigma = 12,343.23$

Chequeo contra volteo:

Momentos de volteo:

$$M_v = P_a \times \frac{H}{3}$$

$$M_v = 1,639.95 \text{ kg} \times \frac{3.60 \text{ m}}{3}$$

$$M_v = 1,967.94 \text{ kg – m}$$

Donde:

M_v = momento de volteo

P_a = presión activa

H = altura del muro

Para que el muro resista el volteo, el factor de seguridad (FS) debe ser mayor de 1.5.

$$FS = \frac{Mr}{Mv}$$

$$FS = \frac{12,343.23}{1,967.94}$$

$$FS = 6.27 > 1.5$$

Sí resiste el volteo.

Donde:

Mr = Momento resultante (total)

Mv = momento de volteo

Chequeo contra deslizamiento:

Debido a las características que presenta el suelo (grava con arena) se utiliza un coeficiente de fricción CF así:

$$CF = 0.9 \times \tan \emptyset$$

$$CF = 0.9 * \tan 26^\circ$$

$$CF = 0.44$$

Fuerza de fricción (Ff):

$$Ff = W \times CF$$

$$Ff = 18,088.44 \times 0.44$$

$$Ff = 7958.88 \text{ kg}$$

Donde:

W = carga total

CF = coeficiente de fricción

El factor de seguridad debe ser mayor de 1.5 para que soporte el deslizamiento.

$$FS = \frac{Pp + Ff}{Pa}$$

$$FS = \frac{10,160.64 \text{ kg} + 7,958.88 \text{ kg}}{1,639.95 \text{ kg}}$$

$$FS = 11.05 > 1.5$$

Sí resiste el deslizamiento.

Donde:

FS = factor de seguridad

Pp = presión pasiva

Ff = fuerza de fricción

Pa = presión activa

Chequeo de presiones

El suelo debe ser capaz de soportar todos los efectos de las cargas que provengan de la estructura, en este caso la capacidad de soporte del suelo (qu) es de 20 toneladas sobre metro cuadrado, según valores para el tipo de suelo.

$$X = \frac{Mr - Mv}{W}$$

$$X = \frac{12,343.23 - 1,967.94}{18,088.36}$$

$$X = 0.573 \text{ m}$$

$$e = X - \frac{L}{2}$$

$$e = 0.573 - \frac{1.10}{2}$$

$$e = 0.023 \text{ m}$$

Entonces:

$$q = \frac{W}{L} \pm \frac{6 e W}{L^2}$$

$$q = \frac{18,088.36}{1.10} \pm \frac{6 \times 0.023 \times 18,088.36}{1.10^2}$$

$$q_{\text{máx}} = 18,506.92 \text{ Kg} < q_{\text{uh}} \quad \text{Ok}$$

$$q_{\text{mín}} = 14,380.99 \text{ kg} > 0 \quad \text{OK}$$

Donde:

- e = excentricidad
- L = longitud del muro
- X = distancia aplicada
- q = presión sobre el suelo
- q_{máx} = presión máxima;
- q_{min} = presión mínima
- q_{uh} = capacidad soporte
- W = carga total
- L = longitud de la base del muro

De acuerdo con estos resultados el muro resiste las cargas a que estará sujeto, es decir, no habrá presión mayor al valor soporte, ni presión negativa.

Diseño de tanque de distribución.

Tanque 2.

Volumen de almacenamiento:

$$V = 50\% \times Q_m$$

$$V = 0.50 \times 0.84 \frac{\text{l}}{\text{s}} \times \frac{86400 \text{ s}}{1 \text{ Dia}} \times \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ l}}$$

$$V = 36.28 \frac{\text{m}^3}{\text{Dia}}$$

Las dimensiones aproximadas serán:

$$B = 2H$$

$$B = A$$

Esto como volumen neto de agua:

$$V = B * A * H$$

Sustituyendo queda:

$$231.12 = \frac{A^3}{2}$$

$$\sqrt[3]{2 \times 36.28} = A$$

$$A = 4.17 \text{ m}$$

Las dimensiones preliminares son: ancho de 4.17 metros, base de 4.17 metros y altura de 2.1 metros, siendo el volumen de 36.51 metros cúbicos de agua; sin embargo, por las características del suelo y el área disponible se opta por las medidas siguientes:

Base = 4.00 metros

Ancho = 4.00 metros

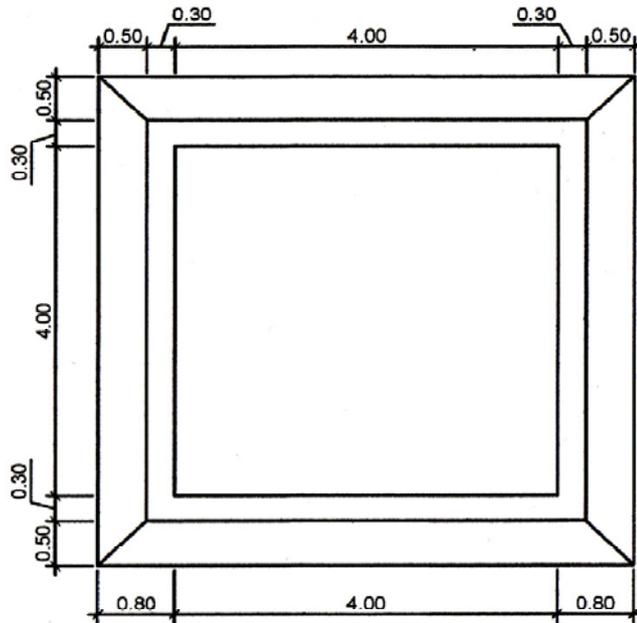
Altura = 2.5 metros.

Se obtiene un volumen final de agua de 40 metros cúbicos.

Diseño de losa

Para el diseño de la cubierta del tanque de distribución, se utilizará una losa plana, la cual se diseñará por el método 3 del código ACI, ésta presenta dimensiones externas como se muestra en la figura.

Figura 6. Losa de tanque de distribución 2



Coefficiente de momentos (m)

$$m = a/b$$

$$m = 4.00 \text{ m} / 4.00 \text{ m}$$

$$m = 1$$

Debido a que m es mayor que 0.5 se diseña losa en dos sentidos.

Espesor de losa (t):

$$t = \text{perímetro} / 180$$

$$t = 4.00 + 4.00 + 4.00 + 4.00 / 180$$

$$t = .088 \text{ m}$$

$$t = 9 \text{ cm}$$

Integración de cargas:

Carga muerta: asumir 2400 kg/m^3 , peso específico del concreto.

$$\begin{aligned}\text{Peso propio} &= 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 0.09\text{m} \times 1.0 \text{ m} \\ &= 216 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\end{aligned}$$

$$\text{Sobrepeso de losa:} = 60 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga muerta total (CM):} = 376 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga viva (CV): se consideró } 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga última (CU): es la sumatoria de la carga muerta última (CMU) y la carga viva última (CVU).

$$\text{CU} = \text{CMU} + \text{CVU}$$

$$\text{CMU} = 1.4 * \text{CM}$$

$$\text{CMU} = 1.4 * 276 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{CMU} = 386.4 \frac{\text{k}}{\text{m}}$$

$$\text{CVU} = 1.7 * \text{CV}$$

$$\text{CVU} = 1.7 * 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{CVU} = 170 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga última (CU)} = 386.4 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 170 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 556.4 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Momento:

Se calculan los momentos positivos y negativos, determinando el acero para los momentos más fuertes en ambos sentidos; se calcula como losa simplemente apoyada.

Momentos positivos:

$$MA (+) = MA(+)\text{CM} + MA(+)\text{CV}$$

$$MA (+) = (A^2 \times Ca \times \text{CMU}) + (A^2 \times Ca \times \text{CVU})$$

$$MA (+) = (4.00^2 \times 0.036 \times 386.4 \text{ kg/m}) + (4.00^2 \times 0.036 \times 170 \text{ kg/m})$$

$$MA (+) = 320.49 \text{ kg} - \text{m} = 321 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MB (+) = MB(+)\text{CM} + MB(+)\text{CV}$$

$$MB (+) = (B^2 \times Ca \times \text{CMU}) + (B^2 \times Ca \times \text{CVU})$$

$$MB (+) = (4.00^2 \times 0.036 \times 386.4 \text{ kg/m}) + (4.00^2 \times 0.036 \times 170 \text{ kg/m})$$

$$MB (+) = 320.49 \text{ kg} - \text{m} = 321 \text{ kg} - \text{m}$$

Momentos negativos:

$$MA (-) = A^2 \times Ca \times \text{CU}$$

$$MA (-) = 4.40^2 \times 0.00 \times 590 \text{ kg/m}$$

$$MA (-) = 0.00 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MB (-) = B^2 \times Ca \times \text{CU}$$

$$MB (-) = 4.40^2 \times 0.00 \times 590 \text{ kg/m}$$

$$MB (-) = 0.00 \text{ kg} - \text{m}$$

Los momentos negativos son cero porque es una losa simplemente apoyada, por tanto se toma 1/3 del valor del momento positivo tanto en A como en B.

$$MA (-) = \frac{1}{3} MA (+)$$

$$MA (-) = 107 \text{ kg} - \text{m}.$$

$$MB (-) = \frac{1}{3} MB (+)$$

$$MB (-) = 107 \text{ kg} - \text{m}.$$

Área de acero:

Análisis por flexión:

Mu (momento último)	=	32,100 kg - cm
f'c (resistencia del concreto)	=	210 kg / cm ²
f'y (resistencia del acero)	=	2810 kg / cm ²
b (franja unitaria en la losa)	=	100 cm
d (peralte efectivo)	=	7 cm
Φ (factor según ACI 3 - 18)	=	0.90

Cálculo del peralte (d)

$$d = t - r - \frac{\emptyset}{2} \quad \emptyset_{\frac{3}{8}} = 0.95 \text{ cm}$$

$$d = 9 - 2.5 - \frac{0.95}{2}$$

$$d = 6.02 \text{ cm}$$

Cálculo del área de acero mínimo.

$$A_{S_{\text{mín}}} = (40\%) \left(\frac{14.1}{f_y} \right) (b)(d)$$

$$A_{S_{\text{mín}}} = (0.40) \left(\frac{14.1}{2810} \right) (100 \text{ cm})(6.02 \text{ cm})$$

$$A_{S_{\text{mín}}} = 1.21 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento.

$$1.21 \text{ cm}^2 \text{ --- --- --- --- --- } 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ --- --- --- --- --- } S$$

$$S = 58.67 \text{ cm}$$

$$\text{Pero como } S_{\text{máx}} = 3t \rightarrow S_{\text{máx}} = 3(10 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Como $S > S_{\text{máx}}$, se debe calcular el área de acero para $S_{\text{máx}}$

$$AS \text{ --- --- --- --- } 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ --- --- --- --- } 30$$

$$AS = 2.37 \text{ cm}^2$$

Momento último que resiste el área de acero ($AS = 2.37 \text{ cm}^2$):

$$Mu = \phi \left[AS \times fy \left(d - \frac{AS \times fy}{1.7 \times f'c \times b} \right) \right]$$

$$Mu = 0.90 \left[2.37 \times 2,810 \left(7.03 - \frac{2.37 \times 2,810}{1.7 \times 210 \times 10} \right) \right]$$

$$Mu = 410.15 \text{ Kg} - \text{m} > Mu \text{ Ok.}$$

AS por temperatura:

$$AS = 0.002bt$$

$$AS = 0.002 \times 100 \times 10$$

$$AS = 2 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento:

$$2 \text{ cm}^2 \text{ --- --- --- --- } 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ --- --- --- --- } S$$

$$S = 35.5 \text{ cm}$$

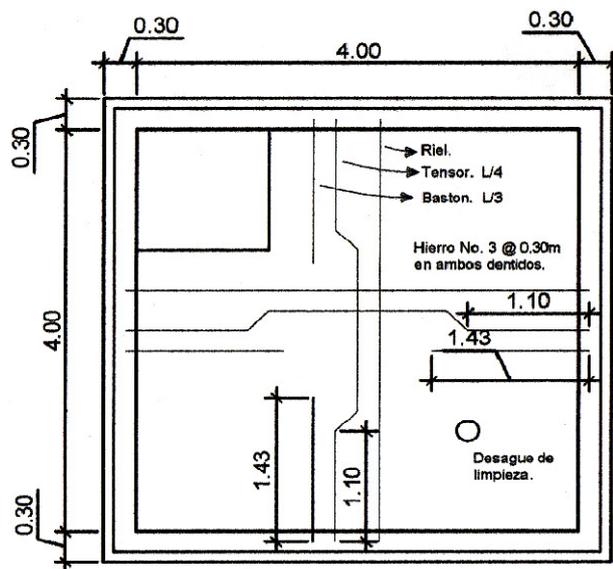
$$S = 35.5 \text{ cm}$$

Se tomará $S = 30 \text{ cm}$

Resumen de refuerzo:

Colocar Varillas No. 3 @ 0.30 cm, en ambos sentidos.

Figura 7. Armado final de losa tanque 2



Diseño de muro.

Tanque 2

El muro se consideró por gravedad, de concreto ciclópeo, las dimensiones preliminares y datos para su diseño se muestran en la figura.

Figura 8. Predimensionamiento de muro de tanque 2

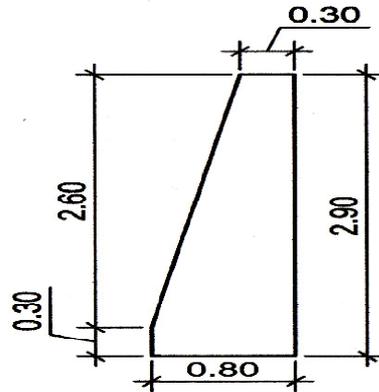
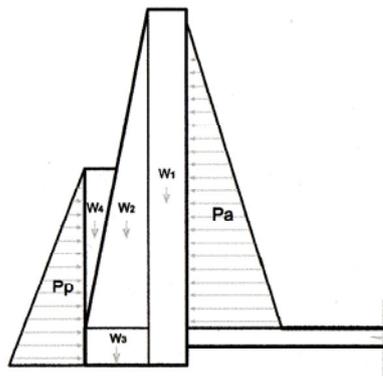


Figura 9. Distribución de cargas sobre muro de tanque 2



Donde:

P_a = presión activa

P_p = presión pasiva

W_{losa} = Carga de la losa en el muro

W_1, W_2, W_3, W_4 = Cargas del muro producidas por su propio peso

Carga de losa sobre muro (L)

Se toma un valor uniforme de peso muerto, y se considerará para el cálculo la carga última de la losa, actuando puntualmente sobre el muro como se muestra en la figura.

Cargas sobre el muro:

$$\text{Peso propio} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 0.09 \text{ m} \times 1 \text{ m}$$

$$\text{Peso propio} = 216 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Sobre peso de losa} = 60 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Peso de la viga} = 0.20\text{m} \times 0.35\text{m} \times 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Peso de la viga} = 168 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga muerta total} = 444 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga viva} = 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{CU} = \text{CMU} + \text{CVU}$$

$$\text{CMU} = 1.4 * \text{CM}$$

$$\text{CMU} = 1.4 * 444 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{CMU} = 621.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{CVU} = 1.7 * \text{CV}$$

$$\text{CVU} = 1.7 * 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{CVU} = 170 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga última (CU)} = 621.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 170 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 791.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{losa}} = \frac{\text{CU} \times A}{\text{Long}}$$

$$W_{\text{losa}} = \frac{791.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times \frac{1}{2} \times 2.00\text{m} \times 2.00\text{m} \times 2\text{m}}{4.00\text{m}}$$

$$W_{\text{losa}} = 791.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Donde:

Cu = Carga última

Long. = longitud del muro

A = área

Se calcula la franja unitaria que actuará sobre el muro:

$$L = W_{\text{losa}} \times 1\text{m}$$

$$L = 791.6 \frac{\text{Kg}}{\text{Mts}} \times 1\text{m}$$

$$L = 791.6 \text{ kg}$$

La presión a una altura H está dada por la siguiente fórmula:

$$W = \frac{\gamma_{\text{H}_2\text{O}} \times H^2 \times K_p}{2}$$

Donde es el peso específico del líquido almacenado, y el empuje F, el cual actúa a $\frac{2}{3}H$ del borde superior por la fórmula. $F = \frac{\gamma_{\text{H}_2\text{O}} \times H^2 \times K_a}{2}$, fuerzas debidas al suelo: el cálculo de estas presiones o fuerzas, está basada fundamentalmente en las dimensiones del tanque y en las características del suelo.

Los factores del suelo tomados en cuenta dependen del método a usar, siendo los más usuales en la actualidad los siguientes:

- e) Rankine
- f) Coulomb
- g) Método gráfico de Engesser
- h) Método gráfico de Cullman

Entre éstos el que más se usa, por su simplicidad, es el método de Rankine, cuya expresión responde a la siguiente fórmula:

Cálculo de las presiones activa (P_a) y pasiva (P_p).

$$P_a = \frac{\gamma_{H_2O} \times H^2 \times K_a}{2}$$

$$P_p = \frac{\gamma_s \times H^2 \times K_p}{2}$$

Donde:

γ_s = Peso específico del suelo

γ_{H_2O} = Peso específico del agua

H = Altura del material considerado

K_a = Coeficiente de fricción activa (a) y pasiva (p), definidas así:

El valor de K_a y K_p a su vez está determinado por la siguiente fórmula:

$$K_a = \cos\beta \times \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}$$

Donde:

β = inclinación del terreno con relación a la horizontal.

ϕ = ángulo de fricción interna.

Además si $\theta = \beta$

Entonces:

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}$$

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}$$

Nota: la fórmula anterior para determinar la constante de Rankine que da la presión horizontal según el tipo de suelo corresponde a la constante para el empuje activo.

A continuación se muestra la siguiente tabla que nos da los valores del ángulo de fricción interna, el valor soporte (V.S.) y el peso específico para cada tipo de suelo.

Tabla VII. Datos para asumir capacidad soporte, peso específico del suelo y ángulo de fricción interna

Tipo de suelo	Peso en $\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	ϕ	Vs $\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$
Arcilla dura	1,600 – 1,900	25 – 35	40
Arcilla suave	1,500 – 1,600	20 – 25	10
Arena y arcilla mezcladas	1500 – 1900	23 – 30	20
Arena fina	1,900 – 2,100	25 – 35	30
Arena gruesa	1,500 – 1,900	33 – 40	40
Grava	1,900 – 2,100	33 - 40	60

Como datos para el cálculo se utilizaron:

$$\gamma_s = 1,800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_{H_2O} = 1,000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_{\text{concreto ciclopeo}} = 2250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$V_s = 20 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$$

$$\phi = 26^\circ$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } 26^\circ}{1 + \text{sen } 26^\circ}$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen } 26^\circ}{1 - \text{sen } 26^\circ}$$

$$K_a = 0.39$$

$$K_p = 2.56$$

$$P_a = \frac{1,000 \times 2.50^2 \times 0.39}{2}$$

$$P_p = \frac{1,800 \times 1.60^2 \times 2.56}{2}$$

$$P_a = 1,218.75 \text{ kg.}$$

$$P_p = 5,898.24 \text{ kg}$$

Tabla X. Cálculo de momentos actuantes en el muro tanque 1 respecto al punto cero

Figura	$\gamma\left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right) \times A(\text{m}^2)$	W (kg)	Brazo (m)	Momento (kg – m)
1	$2.90 \times 0.30 \times 2250$	1957.5	0.65	1272.38
2	$\frac{1}{2} \times 0.50 \times 2.60 \times 2250$	1462.5	0.17	248.62
3	$0.50 \times 0.30 \times 2250$	337.5	0.25	84.38
4	$\frac{1}{2} \times 1.30 \times 0.25 \times 1800$	292.5	.08	23.4
L	-----	791.6	0.65	514.54
Pp	-----	5,898.24	0.53	3126.08
		Σ = 10,739.84		$\Sigma = 5,269.4$

Chequeo contra volteo:

Momentos de volteo:

$$M_v = P_a \times \frac{H}{3}$$

$$M_v = 1,218.75 \text{ kg} \times \frac{2.60 \text{ m}}{3}$$

$$M_v = 1,056.25 \text{ kg – m}$$

Donde:

Mv = momento de volteo

Pa = presión activa

H = altura del muro

Para que el muro resista el volteo, el factor de seguridad (FS) debe ser mayor de 1.5.

$$FS = \frac{Mr}{Mv}$$

$$FS = \frac{5269.4}{1,056.25}$$

$$FS = 4.98 > 1.5$$

Sí resiste el volteo.

Donde:

Mr = Momento resultante (total)

Chequeo contra deslizamiento:

Debido a las características que presenta el suelo (grava con arena) se utiliza un coeficiente de fricción CF así:

$$CF = 0.9 \times \tan \emptyset$$

$$CF = 0.9 * \tan 26^\circ$$

$$CF = 0.44$$

Fuerza de fricción (Ff):

$$Ff = W \times CF$$

$$Ff = 10,739.84 \times 0.44$$

$$Ff = 4,725.53 \text{ kg}$$

Donde:

W = carga total

CF = coeficiente de fricción

El factor de seguridad debe ser mayor de 1.5 para que soporte el deslizamiento.

$$FS = \frac{Pp + Ff}{Pa}$$

$$FS = \frac{5,898.24 \text{ Kg} + 4,725.53 \text{ kg Kg}}{1,218.75 \text{ kg}}$$

$$FS = 8.72 > 1.5$$

Sí resiste el deslizamiento.

Donde:

FS = factor de seguridad

Pp = presión pasiva

Ff = fuerza de fricción

Pa = presión activa

Chequeo de presiones.

El suelo debe ser capaz de soportar todos los efectos de las cargas que provengan de la estructura, en este caso, la capacidad de soporte del suelo (quh) es de 20 toneladas sobre metro cuadrado, según valores para el tipo de suelo.

$$X = \frac{Mr - Mv}{W}$$

$$X = \frac{5,269.4 - 1,056.25}{10,739.84}$$

$$X = 0.39 \text{ m.}$$

$$e = X - \frac{L}{2}$$

$$e = 0.39 - \frac{0.80}{2}$$

$$e = 0.01 \text{ m}$$

Entonces:

$$q = \frac{W}{L} \pm \frac{6 e W}{L^2}$$

$$q = \frac{10,739.84}{0.80} \pm \frac{6 \times 0.01 \times 10,739.84}{0.80^2}$$

$$q_{\text{máx}} = 14,431.66 \text{ kg} < q_{\text{uh}} \quad \text{Ok}$$

$$q_{\text{mín}} = 12,417.94 \text{ kg} > 0 \quad \text{Ok}$$

Donde:

e = excentricidad

L = longitud del muro

X = distancia aplicada

q = presión sobre el suelo

q_{máx} = presión máxima;

q_{min} = presión mínima

q_{uh} = capacidad soporte

W = carga total

L = longitud de la base del muro

De acuerdo con estos resultados, el muro resiste las cargas a que estará sujeto, es decir, no habrá presión mayor al valor soporte, ni presión negativa.

Paso aéreo.

Esta estructura se utiliza donde es imposible enterrar o revestir la tubería y para salvar depresiones de terreno, la tubería queda expuesta y generalmente es de HG.

Para este proyecto se requiere un paso aéreo de 24.80 m de luz, el cual se ubicada entre las estaciones E-24 y E-25 de la red de distribución y se compone de tubería de HG, soportada por cable galvanizado sujeto a dos columnas de concreto reforzado, con sus respectivos anclajes de concreto ciclópeo como lo muestran los planos en el apéndice.

Datos de diseño.

Diámetro de la tubería HG	= 1/2"
Longitud	= 24.80 m
Peso de tubería + accesorios	= 1 lb/pie
Peso específico del agua	= 62.4 lb/pie

Cálculo de cargas verticales.

Carga muerta.

$$CM = (\text{peso de tubería}) + (\text{peso del agua})$$

$$CM' = W_t + W_a$$

Peso de tubería de \varnothing 1/2"

$W_t =$ Peso de tubo + peso de accesorios

$$W_t = 0.75 \frac{\text{lb}}{\text{pie}} + 0.25 \frac{\text{lb}}{\text{pie}}$$

$$W_t = 1.00 \frac{\text{lb}}{\text{pie}}$$

Peso del agua.

$$W_a = A \times \gamma_{H_2O}$$

$$W_a = \frac{\pi}{4} \times \left(\frac{1}{2} \times \frac{1}{12} \right)^2 \text{ lb}^2 \times 62.4 \frac{\text{lb}}{\text{pie}}$$

$$W_a = 0.085 \frac{\text{lb}}{\text{pie}}$$

Carga muerta total.

$$CM' = 1 \frac{\text{lb}}{\text{pie}} + 0.085 \frac{\text{lb}}{\text{pie}}$$

$$CM' = 1.085 \frac{\text{lb}}{\text{pie}}$$

Carga viva.

Se asumirá el peso de una persona (170 lb) para pasar de un extremo a otro por posibles reparaciones que puedan ocurrir, por lo que se distribuirá el peso promedio de una persona a lo largo de cada tubo.

$$CV = \frac{170 \text{ lb}}{20 \text{ pie}}$$

$$CV = 8.5 \frac{\text{lb}}{\text{Pie}}$$

Cálculo de cargas horizontales:

Las cargas horizontales para este tipo de estructura, es la provocada por el viento. Para ello se asumirá una velocidad de viento crítico de 70 km/hora, mismo que desarrolla una presión de 20 lb/pie².

$$W_v = (\text{Diámetro de tubo}) \times (\text{Presión del viento})$$

$$W_v = \left(\frac{1}{12} \text{ pie} \right) \times \left(20 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^2} \right) \qquad W_v = 0.83 \frac{\text{lb}}{\text{pie}}$$

Integración de cargas:

De acuerdo a las normas ACI, cuando existe carga de viento, la carga última está dada por.

$$U = 0.75 \times (1.4 CM' + 1.7 CV + 1.7W_v)$$

$$U = 0.75 \times (1.4 \times 1.085 + 1.7 \times 8.5 + 1.7 \times 0.83)$$

$$U = 13.035 \frac{\text{lb}}{\text{pie}}$$

Pero U no debe ser menor a:

$$U = 1.4MC' + 1.7CV$$

$$U = 1.4 \times 1.085 + 1.7 \times 8.5$$

$$U = 15.969 \frac{\text{lb}}{\text{pie}}$$

Entonces se tomará la carga más crítica, la cual es:

$$U = 15.969 \frac{\text{lb}}{\text{pie}}$$

Diseño del cable principal.

Se utilizará la formula de Wire Rope Hand Book, 1963, sección 3.

$$TH = \frac{UL^2}{8d}$$

$$T = TH \times \sqrt{1 + \frac{16d^2}{L^2}}$$

$$TV = \sqrt{T^2 \times TH^2}$$

$$Y = \frac{UX \times (S - X)}{2TH}$$

Donde:

U = Carga última

L = Luz

D = Flecha

TH = Tensión horizontal

TV = tensión vertical

T = Tensión máxima

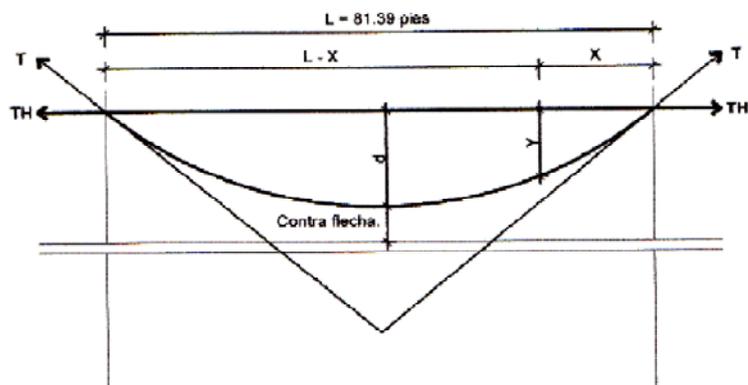
Para determinar la flecha "d" en pasos aéreos y puentes colgantes, el Dr. D.B. Steinman recomienda una relación económica entre flecha-luz de L/9 a L/12 para luces grandes, sin embargo da como resultado columnas muy

esbeltas, por lo que no se adoptará este criterio, se calcularán diferentes valores para “d” y se tomará el más conveniente tomando en cuenta que satisfaga la condición para columnas cortas (esbeltez ≤ 22) según lo establece el reglamento ACI, los resultados se presentan en el siguiente cuadro:

Tabla XI. Tensión en el cable

U	L	d		TH	T	TV
		(m)	pie			
(lb/pie)	(pie)	(m)	pie	(lb)	(lb)	(lb)
15.969	81.39	0.75	2.46	5375.20	5414.34	649.848
15.969	81.39	1	3.28	4031.40	4083.44	649.843
15.969	81.39	1.25	4.10	3225.12	3289.94	649.850
15.969	81.39	1.5	4.98	2655.22	2733.59	649.862
15.969	81.39	1.75	5.74	2303.66	2393.57	649.867

Figura 10. Modelo matemático del cable en suspensión.



De la tabla anterior, se seleccionó la flecha de 1.00 m, con lo cual se tiene una tensión máxima de 4,083.44 libras. El criterio que se tomó para elegir “d” es el siguiente: Para que la columna esté dentro del rango de una columna corta debe tener una longitud libre no mayor a 1.25 m, tomando en cuenta una sección de 0.30 m X 0.30 m (ya que si se toma una sección menor dará una longitud más pequeña).

Los diámetros más usados en pasos aéreos para agua potable son los siguientes:

Diámetro	Esfuerzo de ruptura	Peso
3/8”	12,620.00 lb	0.33 kg/m = 0.22 lb/pie
1/2”	27,200.00 lb	0.71 kg/m = 0.48 lb/pie

Con base a los datos anteriores se selecciona el cable de 3/8” de diámetro, con alma de acero de 6X9 hilos y una resistencia a la tensión de 12,620.00 lb. Integrando el peso propio del cable a la carga muerta se tiene:

$$CM = CM' + \text{peso del cable}$$

$$CM = 1.085 + 0.22$$

$$CM = 1.305 \frac{\text{lb}}{\text{pie}}$$

Carga última:

$$U = 1.4 \times 1.305 + 1.7 \times 8.5$$

$$U = 16.28 \frac{\text{lb}}{\text{pie}}$$

El valor corregido de la tensión es el siguiente:

$$T = 4,109.91 \text{ lb}$$

$$TH = 4,162.95 \text{ lb}$$

$$TV = 662.41 \text{ lb}$$

Cálculo de la longitud total del cable principal:

Según el Wire Hand Book, cuando “d” es el 5% de la longitud suspendida entre soportes o menos, la longitud (L_1) entre soportes viene dado por la siguiente fórmula:

$$\% = \left(\frac{d}{L}\right) \times 100$$

$$\% = \left(\frac{1.00}{24.80}\right) \times 100$$

$$\% = 4.03\% = 5\%$$

Entonces:

$$L_1 = L + \frac{8d^2}{3L}$$

$$L_1 = 24.80 + \frac{8 \times 1.00^2}{3 \times 24.80}$$

$$L_1 = 24.91 \text{ m}$$

Se tomara $L_1 = 25 \text{ m}$

Para la longitud de los tensores (L_2) el Dr. D.B. Steinman recomienda una relación de:

$$a = \frac{L}{4}$$

$$a = \frac{25}{4}$$

$$a = \frac{25}{4}$$

$$a = 6.25 \text{ m}$$

S = Separación de Péndolas

$$Q = 16.28 \frac{\text{lb}}{\text{pie}} \times 6.56 \text{ pie}$$

$$Q = 106.80 \text{ lb}$$

Se utilizará cable galvanizado de ¼" de diámetro, de 6 X 9 hilos cuya resistencia de ruptura es de 3600 libras.

Para calcular la longitud de cada péndola se utiliza la ecuación de Wire Rope Hand Book, que es la siguiente:

$$Y = \frac{UX(L - X)}{2TH}$$

Donde:

U = Carga última = 24.27 kg/m

X = Separación de péndolas = 2 m

L = Luz = 24.80 m

Y = Variación de flecha

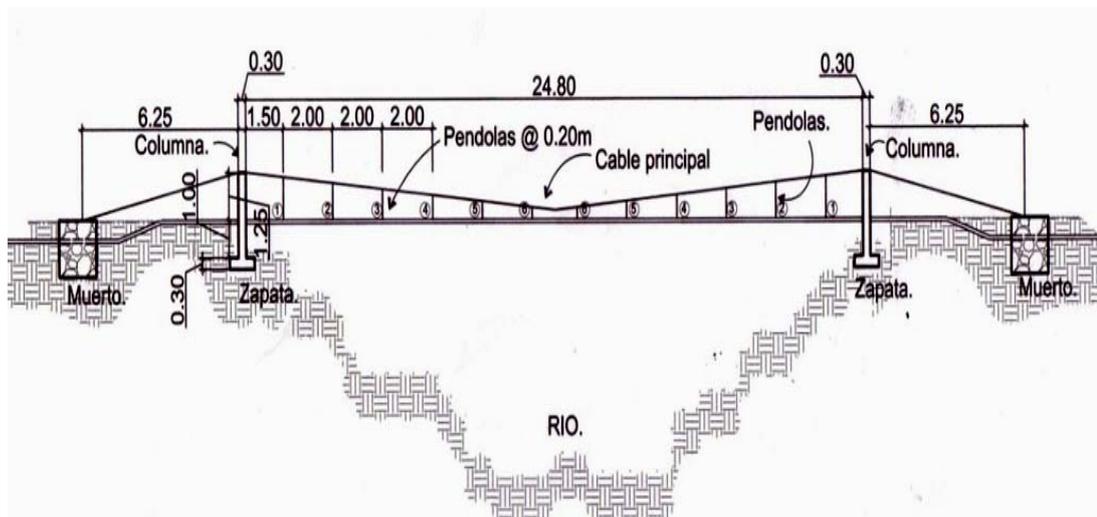
TH = Tensión horizontal = 4,109.91 kg

Tabla XII. Atura de péndolas.

X (m)	L-X (m)	Y (m)	Cantidad de péndolas	Altura péndola (m)	Longitud de péndolas (m)
1.50	23.30	0.10	2.00	1.15	2.3
3.50	21.30	0.22	2.00	1.03	2.06
5.50	19.30	0.31	2.00	0.94	1.88
7.50	17.30	0.38	2.00	0.87	1.74
9.50	15.30	0.43	2.00	0.82	1.64
11.50	13.30	0.45	2.00	0.80	1.60
				Σ	11.22

Debido a que las péndolas van sujetas al cable principal por medio de accesorios como abrazaderas, su longitud debe incrementarse en un 15%. Longitud total del cable para péndolas = 11.22 m X 1.15 = 12.90 m. El detalle de paso aéreo se muestra en la siguiente figura.

Figura 12. Elevación del paso aéreo.



Diseño de columnas:

Sirven básicamente para cambiarle el sentido a la tensión del cable principal, en dirección del momento o anclaje. Los materiales empleados para su construcción serán de concreto reforzado.

En cuando a sus dimensiones tendrá una altura de 2.25 m, con una sección de 0.30 m x 0.30 m. Estos elementos se empotrarán sobre zapatas de 1.00 m por lado.

Datos de diseño:

$$f'c = \text{Resistencia a la compresión del concreto} = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$fy = \text{Fluencia del acero grado 40} = 2,810 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Wc = \text{Peso específico del concreto} = 2,400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$$

$$I = \text{Inercia de la sección de la columna} = \frac{bh^3}{12}$$

Ag = Área de la sección de la columna

As = Área de la sección de acero de refuerzo

Lu = Longitud libre de columna = 2.25 k

Esbeltez.

La esbeltez en una columna está en función de la luz libre(Lu) y su dimensión transversal, llamada radio de giro (L/A) que están en función de la inercia y del área, por lo tanto un parámetro que determina la esbeltez de una columna es (L/r), sin embargo esta relación es válida si L es igual a la distancia de dos puntos de inflexión, que en caso general no será igual a la luz libre, por lo que se considera una longitud efectiva (Le) = KLu, que es proporcional a la luz libre en donde K es un factor que depende de:

El tipo de apoyo que tiene la columna, que no será simplemente apoyada ni un empotramiento perfecto, para el caso general.

Si la columna tiene posibilidades de ladeo, es decir una columna no contra venteadada, por el contrario la columna puede tener elementos que le impidan el ladeo, siendo este caso una columna contra venteadada o contra desplazamiento lateral.

Por lo descrito anteriormente se clasifican como columna esbelta, cuando la relación de esbeltez se encuentra en el siguiente intervalo.

$$22 < KL_u < 100$$

Cálculo de radio de giro

$$r = \text{Radio de giro} \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$r = \sqrt{\frac{\frac{(0.30 \times 0.30^3)}{12}}{0.30^2}}$$

$$r = 0.087 \text{ m}$$

Chequeo de esbeltez.

$$\text{Esbeltez} = \frac{K \times L_u}{r}$$

$$\text{Esbeltez} = \frac{2 \times 2.25}{0.87}$$

$$\text{Esbeltez} = 51.72$$

$$22 < 51.72 < 100$$

Como no se encuentra comprendida en el parámetro indicado, se clasifica como una columna esbelta.

La carga crítica de una columna es la máxima que se le puede aplicar a una columna sin que esta sufra pandeo, dicha carga va a depender de los tipos de empotramiento a los cuales se haya colocado la columna y está regida por la ecuación de Euler de la siguiente forma ($n= 2$) por considerarse como una columna empotrada y articulada.

$$P_{cr} = \frac{n \times E \times I \times \Pi^2}{(K \times Lu)^2}$$

$$P_{cr} = \frac{2 \times E \times I \times \Pi^2}{(K \times Lu)^2}$$

$$P_{cr} = \frac{2 \times 15,100 \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \times 67,500 \times \Pi^2}{(2 \times 225)^2}$$

$$P_{cr} = 1,439,776.501 \text{ kg} \cong 1,439.78 \text{ ton}$$

Donde:

P_{cr} = carga crítica

n = factor de Euler

E = módulo de elasticidad del concreto

I = inercia

Lu = luz efectiva

En este caso la columna solo está trabajando a compresión, bajo una fuerza axial sumamente pequeña compuesta por la tensión vertical que ejerce el cable TV = 662.41 lb \approx 0.662 ton. Con esta comparación de cargas actuantes, se procede a calcular el refuerzo de la columna como lo recomienda la sección 10.8.4 del reglamento de American Concrete Institute (A.C.I), dice

que cuando un elemento sujeto a compresión tiene una sección transversal mayor a la requerida por las condiciones de carga, con el fin de determinar el refuerzo mínimo, se utiliza un área efectiva A_g no menor de un medio del área total.

$$A_s = \frac{0.01 \times A_g}{2}$$

Dónde.

A_g = área gruesa.

$$A_s = \frac{0.01 \times 900\text{cm}^2}{2}$$

$$A_s = 4.5 \text{ cm}^2$$

Proponemos varilla No. 4 = $4.5 \text{ cm}^2 / 1.26\text{cm}^2 = 4$ varillas No. 4, Por lo tanto el armado longitudinal será de **4 varillas No. 4. $\approx 5.04 \text{ cm}^2$** con estribos No.2 espaciamiento según ACI 318S-05

7.10.5.2 — El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder 16 diámetros de barra longitudinal, 48 diámetros de barra o alambre de los estribos, o la menor dimensión del elemento sometido a compresión. (ACI 318S-05)

7.10.5.4 — La distancia vertical entre los estribos de los extremos del elemento y la parte superior de la zapata o losa de entrepiso, o el refuerzo horizontal más bajo de la losa o ábaco superior, debe ser menor a la mitad del espaciamiento entre estribos. (ACI 318S-05)

- 1) 16 diámetros de barra longitudinal = $16 \times 1.27 = 20.32 \text{ cm}$
- 2) 48 diámetros de barra o alambre de los estribos = $48 \times 0.6350 = 30.40$
- 3) la menor dimensión del elemento sometido a compresión = 30 cm .

Espaciamiento de estribos será a cada 0.20 m.

Carga axial que soporta la columna.

$$P_u = \phi[(0.85 \times f'_c \times A_g) + (A_s \times f_y)]$$

$$P_u = 0.70[(0.85 \times 210 \times 900) + (5.04 \times 2810)]$$

$$P_u = 1222368.69 \text{ kg.} \cong 122.37 \text{ ton}$$

Diseño de zapata.

Debido a la carga que soporta la zapata no es muy grande, se adoptara el peralte mínimo recomendado por el ACI.

- Peralte mínimo arriba del refuerzo inferior = 15cm
- Recubrimiento mínimo del refuerzo = 7.5cm

La suma de lo anterior = 22.5cm, se adopta 30cm de peralte.

Factor de carga última

Este factor multiplica a la carga que actúa bajo la zapata, para obtener finalmente la carga última (W_u) y se calcula de la siguiente manera:

$$FCU = \frac{U}{CM + CV}$$

$$FCU = \frac{16.28}{1.305 + 8.5}$$

$$FCU = 1.66$$

Carga que soporta la zapata.

Componente vertical de la tensión del cable $T_v/2 = 0.662/2 = 0.33 \text{ Ton}$

Peso de la columna $\gamma_c \cdot A_{col} \cdot h$ $2.4 \text{ ton/m}^2 \times 2.25 \text{ m} \times 0.09 \text{ m}^2 = 0.49 \text{ ton}$

Peso del suelo $\gamma_s \cdot \text{despl.} \cdot A_{zapt.}$ $1.8 \text{ ton/m}^2 \times 1.00 \text{ m} \times (1.00) \text{ m}^2 = 1.8 \text{ ton}$

Peso propio de la zapata $\gamma_c \cdot t \cdot A_{zapt.}$ $2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.30 \text{ m} \times (1.00 \text{ m})^2 = \underline{0.72 \text{ ton}}$

Suma de cargas que actúan bajo la zapata (P_z) **= 3.34 ton**

Debe cumplirse que la relación P_z/A_z debe ser menor que el valor soporte del suelo. $(3.34/(1.00 \times 1.00)) = 3.34 \text{ ton/m}^2 < V_s$, donde $V_s = 20 \text{ ton/m}^2$.

Carga última.

Es la carga más crítica que actúa sobre la zapata y se calcula así:

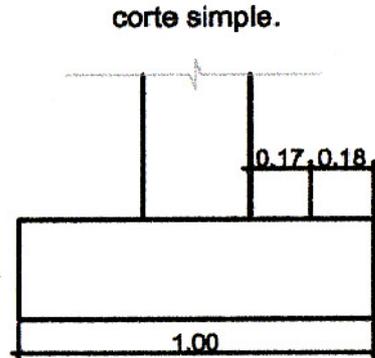
$$W_u = P_z \times F_{cu}$$

$$W_u = 3.34 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 1.66$$

$$W_u = 5.54 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Chequeo por corte simple:

Figura 13. Corte simple



$V_a < V_c$ donde:

V_a = corte actuante

V_c = corte resistente

d = peralte – recubrimiento

$$d = 0.30\text{m} - 0.07\text{m}$$

$$d = 0.23\text{m}$$

$$V_a = W_u \cdot b \cdot c$$

$$V_a = 5.54 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 1.00 \text{ m} \cdot 0.18\text{m}$$

$$V_a = 1.00 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c * b * (d/1000)}$$

$$V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 100\text{m} * (23/1000)}$$

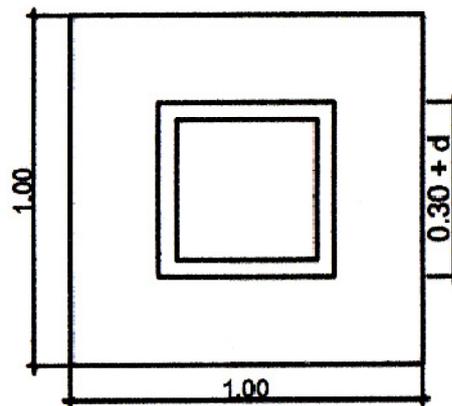
$$V_c = 9.90 \text{ ton}$$

9.90 ton > 1.00 ton; Vc > Va chequea.

Chequeo por corte punzonante.

Figura 14. Corte punzonante

corte punzante.



$$V_a = W_u \text{ (área de la zapata - área punzonante)}$$

$$V_a = 5.54 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times [(1 \text{ m})^2 - (0.40 + 0.22)^2]$$

$$V_a = 5.49 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c * \text{perímetro punzonante} * (d/1000)}$$

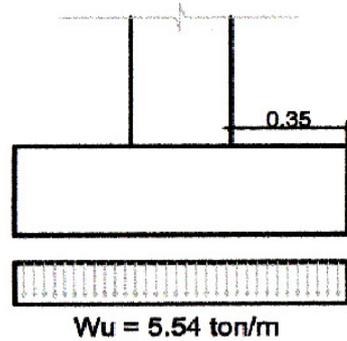
$$V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{(210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times (4(40 + 22)\text{cm}) * (\frac{22\text{cm}}{1000}))}$$

$$V_c = 30.50 \text{ ton.}$$

30.50 > 5.49 ton.; chequea Vc > Va chequea.

Chequeo por flexión.

Figura 15. flexión.



$$M_u = \frac{WU * L^2}{2}$$

$$M_u = \frac{5.54 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times (0.35\text{m})^2}{2}$$

$$M_u = 0.34 \text{ ton} - \text{m}$$

Cálculo de refuerzo:

$$AS = \left[(bd) - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mub}{(0.003825)(f'c)}} \right] \left(0.85 \frac{f'c}{f_y} \right)$$

$$AS = \left[(100 \times 22) - \sqrt{(100 \times 22)^2 - \frac{340 \times 100}{(0.003825)(210)}} \right] \left(0.85 \frac{210}{2810} \right)$$

$$AS = 0.61 \text{ cm}^2$$

$$AS_{\text{MIN}} = 0.002 \times b \times d$$

$$AS_{\text{MIN}} = 0.002 \times 100\text{cm} \times 22\text{cm}$$

$$AS_{\text{MIN}} = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$AS_{\text{máx}} = \rho_{\text{max}} \times b \times d$$

$$AS_{\text{máx}} = .50 \times \left[0.85 \times 0.85 \times \left(\frac{f'c}{fy} \right) \times \left(\frac{6090}{6090 + fy} \right) \times b \times d \right]$$

$$AS_{\text{máx}} = .50 \times \left[0.85 \times 0.85 \times \left(\frac{210}{2810} \right) \times \left(\frac{6090}{6090 + 2810} \right) \times 100 \times 22 \right]$$

$$AS_{\text{máx}} = 40.69 \text{ cm}^2$$

$$AS_{\text{mín}} = \mathbf{4.40 \text{ cm}^2}$$

$$AS_{\text{máx}} = \mathbf{0.61 \text{ cm}^2}$$

$$AS_{\text{máx}} = \mathbf{40.69 \text{ cm}^2}$$

Entonces como el acero mínimo es mayor que el acero requerido, procedemos a reforzar con acero mínimo de la siguiente manera: Proponemos varilla No 4 $\approx 1.26 \text{ cm}^2$.

$$4.40 - - - - - 100 \text{ cm}$$

$$1.26 \text{ cm}^2 - - - S$$

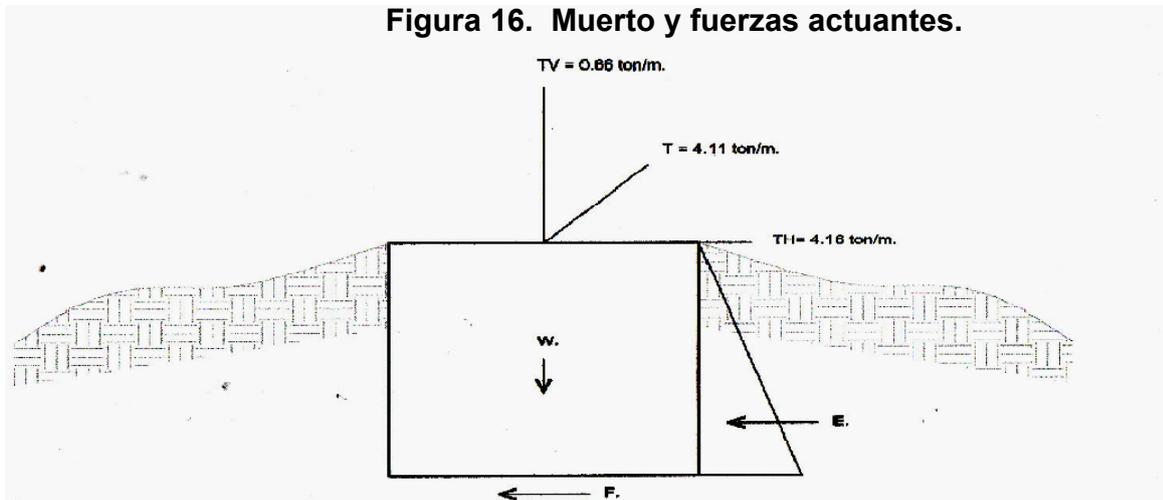
$$S = 28.63 \text{ cm}$$

Reforzamos con varilla **No. 4 grado 40 @ 0.20 cm** ambos sentidos.

Anclaje o muerto.

El anclaje o muerto será de concreto ciclópeo, enterrado en la superficie superior a nivel del suelo. Se utiliza la teoría de RANKIN para el empuje de tierras.

Figura 16. Muerto y fuerzas actuantes.



Datos a considerar:

TH = tensión horizontal 4,162.95 lb. \approx 4.16 ton

T = tensión máxima 4,109.91 lb. \approx 4.1 ton

TV = tensión vertical 662.41 lb. \approx 0.66 ton

= peso específico de concreto 2.4 ton/m^3

= peso específico de concreto ciclópeo 2.3 ton/m^3

= peso específico del suelo 1.8 ton/m^3

W = peso del muerto

Punzonante:

F = fuerza de fricción

E = empuje

h = ancho = largo = altura (muerto)

Asumiendo un ángulo de fricción $\phi = 30^\circ$

Suponiendo que: Ancho = Largo = Alto = h

$$E = \frac{1}{2} \gamma s \times h^3 \times Kp$$

$$E = \frac{1}{2} \left(1.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) \times h^3 \times 3$$

$$E = 2.7 h^3 \text{ ton}$$

Verificación contra volteo:

$$\frac{\Sigma M_{\text{resistentes}}}{\Sigma M_{\text{actuantes}}} \geq 1.5 \quad \rightarrow \quad \Sigma M_{\text{resistentes}} = 1.5 \Sigma M_{\text{actuantes}}$$

Momentos:

$$E \left(\frac{h}{3} \right) + W \left(\frac{h}{2} \right) = 1.5 \left(\frac{Tv \times h}{2} + TH \times h \right)$$

$$2.7h^3 \left(\frac{h}{3} \right) + 2.3h^3 \left(\frac{h}{2} \right) = 1.5 \left(\frac{0.66h}{2} + 4.16h \right)$$

$$2.05h^4 = 6.73h$$

$$2.05h^3 = 6.73$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{6.73}{2.05}}$$

$$h = 1.49 \cong 1.50$$

Despejando "h" se tiene: h = 1.49m → tomando h = 1.50m

$$\frac{2.7}{3} \times 1.50^4 + \frac{2.3}{2} \times 1.50^4 = 1.5 \frac{0.66 \times 1.50}{2} + 4.16 \times 1.50 \rightarrow \frac{10.38}{6.24} = 1.54$$

> 1.5 Ok.

Verificación contra deslizamiento:

$$F = \mu(W - TV)$$

$$F = 0.5(1.50^3 - 0.66) = 1.36 \text{ ton.}$$

$$E = 2.7h^3 = 2.7 \times 1.50^3 = 9.11 \text{ ton}$$

$$\frac{E + F}{TH} \geq 1.5 \rightarrow \frac{9.11 + 1.36}{4.10} = 2.55 > 1.5 \text{ Ok.}$$

Las dimensiones asumidas de 1.50 m por lado son correctas, pues resiste las cargas a las que estarán sometidas.

2.10. Diseño de red de distribución.

La línea o red de distribución está constituida por todo el sistema de tuberías, que van desde el tanque de distribución a las viviendas. Existen tres tipos de redes de distribución: abiertas, cerradas y combinadas.

Red abierta:

Son tuberías conectadas de tal forma que cada uno de sus ramales es terminal, en cada punto donde distribuya agua. Se utiliza cuando las viviendas están muy dispersas o la comunidad no tiene definida claramente las vías de tránsito como calles y avenidas, y no es posible efectuarla.

Red cerrada:

Está formada por tuberías interconectadas que forman mayas o circuitos, es la más eficiente de los sistemas pues mantiene las presiones, se utiliza en las comunidades que tienen definido claramente calles y avenidas o cuando la población esté dispuesta de tal forma que se pueda efectuar.

Red combinada:

Es una mezcla de red abierta y cerrada, se utiliza cuando por alguna circunstancia cierta cantidad de beneficiarios se encuentra en puntos dispersos de una población bien definida en sus vías de tránsito.

El diseño de la red de distribución se realizará como una red abierta, debido a que la población está muy dispersa, las calles no están bien definidas

y la topografía del terreno no beneficia la implementación de un sistema cerrado o combinado.

2.10.1. Cálculo hidráulico de redes de abiertas.

Caudal de diseño:

Es el caudal de hora máxima (Q_{mh}), Este es el caudal de salida del tanque de distribución (TD). Sin embargo, para el diseño de cada uno de los ramales, se utiliza el caudal por vivienda (Q_{viv}) o el caudal instantáneo (Q_i).

Velocidades:

Las velocidades de diseño se deben encontrar entre 0.6 m/seg, como mínimo debido a que si su valor es menor, existe sedimentación en la tubería, y un máximo de 3 m/seg, pues si es mayor, ocasiona daños a la tubería debido a la fricción del líquido en ésta.

Presiones de diseño:

Se debe considerar con un mínimo de 10 mca, en casos especiales 7 mca, ya que valores menores podrían ocasionar que el agua en algún momento no pueda subir a los chorros, y un máximo de 40 mca, ya que valores mayores ocasionan daños a los artefactos utilizados en las viviendas.

Nodos:

En una red abierta pueden considerarse los puntos de división de ramales en los cuales se analiza el consumo de agua, el concepto fundamental indica que el caudal que ingresa a un nodo es igual al caudal que sale de él.

Selección de diámetro:

En los diferentes puntos de la red se calcula con la fórmula de Hazen Williams mediante el procedimiento de prueba y error, de tal forma que en toda la red se puedan conservar las presiones mínimas y máximas de servicio.

En todos los tramos de la red de distribución deben colocarse accesorios como codos, tees, yees, adaptadores, reductores, uniones universales, etc. Según sea la necesidad, además de ello, deben colocarse válvulas según el tipo que se requiera en los tramos que lo necesiten, así también los pasos aéreos.

2.10.2. Cálculo hidráulico de redes de distribución.

El cálculo de la red de distribución se realizará de la siguiente manera; tomando como ejemplo el tramo desde E-73 a E-82, el caudal a utilizar en este tramo tiene un valor de 0.763 l/seg.

Aplicando la fórmula de Hazen Williams para encontrar el diámetro y verificando las velocidades en cada tramo se tiene lo siguiente:

$$Q = 0.763 \text{ l/s}$$

$$\text{Altura inicial} = 249.6 \text{ m}$$

$$\text{Altura final} = 236.6 \text{ m}$$

$$C = 150 \text{ (tubería pvc).}$$

$$\text{Longitud} = 315.4 \text{ m}$$

$$\Delta h = H_i - H_f$$

$$\Delta h = 249.6 \text{ m} - 236.6 \text{ m}$$

$$\Delta h = 13 \text{ m}$$

Se calcula el diámetro teórico

$$13 = \frac{1743.81114 \times 315.4 \times 1.05 \times 0.763^{1.85}}{\phi^{4.87} \times 150^{1.85}}$$

$$\phi = 1.20''$$

Ahora se debe calcular la pérdida con el diámetro comercial superior e inferior que son 1" y 1 1/2"; sin embargo, si la pérdida es muy alta o no se cumplen los requerimientos de diseño para redes abiertas se puede aumentar el diámetro de la tubería.

Con los diámetros comerciales se encuentran las pérdidas reales; se selecciona el que presente menor pérdida

Tabla XIII. Cálculo hidráulico

ϕ	ϕ 1"	ϕ 1 1/2"	ϕ 2"
Hf	31.42	4.36	1.07
Observaciones	pérdidas muy altas	Si cumple	si cumple

Se utilizará un diámetro de ϕ 1 1/2", pues los diámetros menores no cumplen y mayores a éste, si cumplen con los requerimientos mínimos de diseño pero su costo es más elevado, y de acuerdo con las diferencias de nivel que hay en los diferentes puntos del ramal, debe reducirse la pérdida a la mínima, siempre y cuando cheque las velocidades.

La cota piezométrica final (Cpf) será:

$$Cpf = Cpi - Hf = 274.33 \text{ m} - 4.36 \text{ m}$$

$$Cpf = 269.97 \text{ m}$$

La carga dinámica Cd será:

$$Cd = Cpf - \text{Altura final} = 269.97 \text{ m} - 236.6 \text{ m}$$

$$Cd = 33.37 \text{ m}$$

Lo cual ésta bien considerando que el mínimo es 10 mca y el máximo, 40 mca.

Por último se verifica si la velocidad V del fluido dentro de la tubería, está entre los parámetros establecidos.

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$V = \frac{0.000763 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{\frac{\pi}{4} \times (1.5 \times .025389)^2 \text{m}^2}$$

Si cumple

$$V = 0.67 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Por lo contrario, para el diámetro de 2 1/2" la velocidad es:

$$V = \frac{0.000763 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{\frac{\pi}{4} \times (2.5 \times .025389)^2 \text{m}^2}$$

Si cumple, pero su costo es más elevado y se busca un equilibrio costo beneficio.

$$V = 0.37 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Los resultados del cálculo hidráulico completo se presentan en la tabla.

L.G.D. No. 1																			
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI
8	13	310.84	296.44	406.2	2.39	150	1.90	2	11.44	1.21722	correcto	310.84	299.40	0.00	2.96	0.00	4.24	74	160 PSI
13	15	296.44	292.35	184.2	2.39	150	2.10	2.5	1.75	0.77902	correcto	299.40	297.65	9.54	5.30	13.68	7.60	34	160 PSI
15	32	292.35	281.14	56.2	1.903	150	1.23	2	1.04	0.96919	correcto	297.65	281.14	5.30	0.00	7.60	0.00	10	160 PSI
32	60	281.14	254.85	1306.8	1.903	150	1.96	2	2.00	0.96919	correcto	281.14	279.14	0.00	24.29	0.00	34.83	240	160 PSI
60	73	254.85	249.6	457.8	1.402	150	1.96	2	4.81	0.71403	correcto	279.14	274.33	2.14	24.73	20.68	35.47	84	160 PSI
73	82	249.6	236.6	315.4	0.763	150	1.20	1.5	4.36	0.69083	correcto	274.33	269.97	0.44	33.37	0.64	47.85	58	160 PSI
82	94	236.6	224.56	463.8	0.566	150	1.17	1.5	3.69	0.51247	correcto	269.97	266.28	8.64	41.72	12.39	59.83	85	160 PSI
94	106	224.56	199.41	558.4	0.277	150	0.80	1	8.54	0.56430	correcto	266.28	257.74	8.35	58.33	11.97	83.65	102	160 PSI
106	109	199.41	183.66	120	0.125	150	0.47	0.5	12.31	1.01859	correcto	257.74	245.43	16.61	61.77	23.82	88.58	22	160 PSI
Ramal No. 1																			
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI
15	16	292.45	281.2	150	0.289	150	0.73	0.75	10.07	1.04666	correcto	301.23	291.16	0	9.96	0.000	14.286	28	160 PSI
16	31	281.2	236.72	220.2	0.289	150	0.60	0.75	14.78	1.04666	correcto	291.16	276.38	9.54	39.66	13.681	56.876	40	160 PSI
Ramal No. 1.1.																			
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI
16	19	281.2	236.26	211.6	0.152	150	0.46	0.5	31.17	1.23861	correcto	291.16	259.99	0	23.73	0.000	34.035	39	160 PSI
19	25	236.26	196.71	333.8	0.122	150	0.48	0.5	32.73	0.99415	correcto	259.99	227.26	9.54	30.55	13.681	43.810	61	160 PSI
25	29	196.71	183.13	228.5	0.04	150	0.36	0.5	2.85	0.32595	correcto	227.26	224.41	9.54	41.28	13.681	59.200	42	160 PSI
Ramal No. 1.1.1.																			
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI
25	27	196.71	179.71	326	0.046	150	0.39	0.5	5.26	0.37484	correcto	227.26	222.00	9.73	42.29	13.957	60.642	60	160 PSI
Ramal No. 2.																			
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI
40	41	239.75	215.94	136	0.046	150	0.31	0.5	2.19	0.37484	correcto	279.87	277.68	9.73	61.74	13.957	88.528	25	160 PSI
Ramal No. 3.																			
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI
43	44	248.96	247.4	100.8	0.04	150	0.48	0.5	1.26	0.32595	correcto	279.65	278.39	9.73	30.99	13.957	44.445	18	160 PSI
Ramal No. 4.																			
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI
45	49	246.65	187.84	371.6	0.091	150	0.40	0.5	21.19	0.74154	correcto	279.58	258.39	9.73	70.55	13.957	101.174	68	160 PSI
Ramal No. 5.																			
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI
50	53	252.94	235.31	353	0.228	150	0.73	0.75	15.28	0.82574	correcto	279.44	264.16	1.08	28.85	1.552	41.370	65	160 PSI
53	56	235.31	231.78	111	0.153	150	0.68	0.75	2.30	0.55411	correcto	264.16	261.86	2.35	30.08	3.369	43.138	20	160 PSI
56	59	231.78	220.59	147.8	0.061	150	0.40	0.5	4.02	0.49707	correcto	261.86	257.84	1.23	37.25	1.768	53.419	27	160 PSI
Ramal No. 5.1.																			

De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI
53	55	235.31	233.15	159.5	0.061	150	0.58	0.5	4.34	0.49707	correcto	264.16	259.82	9.73	26.67	13.957	38.246	29	160 PSI
Ramal No. 5.2.																			
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI
56	57	231.78	219.03	147.8	0.076	150	0.43	0.5	6.04	0.61930	correcto	261.86	255.82	9.73	36.79	13.957	52.763	27	160 PSI

Ramal No. 6.																			
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI
63	64	254.8	249.87	52.8	0.198	150	0.61	0.75	1.76	0.71709	correcto	276.33	274.57	1.08	24.70	1.552	35.419	10	160 PSI
64	68	249.87	237.52	304	0.106	150	0.57	0.75	3.19	0.38390	correcto	274.57	271.38	2.35	33.86	3.369	48.554	56	160 PSI
68	71	237.52	233.39	130.3	0.04	150	0.41	0.5	1.62	0.32595	correcto	271.38	269.76	1.23	36.37	1.768	52.148	24	160 PSI
Ramal No. 6.1.																			
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI
64	65	249.87	249.25	120	0.046	150	0.63	0.5	1.94	0.37484	correcto	274.57	272.63	9.73	23.38	13.957	33.531	22	160 PSI
Ramal No. 6.2.																			
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI
68	70	237.52	226.04	129	0.046	150	0.35	0.5	2.08	0.37484	correcto	271.38	269.30	9.73	43.26	13.957	62.031	24	160 PSI
Ramal No. 7.																			
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI
77	73	259.55	249.6	343.6	0.289	150	0.89	1	5.68	0.58875	correcto	274.33	268.65	1.08	19.05	1.552	27.320	63	160 PSI
77	79	259.55	196.63	160	0.096	150	0.34	0.5	10.07	0.78228	correcto	268.65	258.58	1.08	61.95	1.552	88.837	29	160 PSI
Ramal No. 7.1.																			
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI
77	78	259.55	237.54	102	0.061	150	0.33	0.5	2.77	0.49707	correcto	268.65	265.88	1.08	28.34	1.552	40.635	19	160 PSI
Ramal No. 8.																			
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI
82	85	236.6	225.11	396	0.076	150	0.53	0.5	16.18	0.61930	correcto	269.97	253.79	1.08	28.68	1.552	41.130	73	160 PSI
Ramal No. 9.																			
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI
82	88	236.6	216.52	298.2	0.091	150	0.48	0.5	17.00	0.74154	correcto	269.97	252.97	1.08	36.45	1.552	52.269	55	160 PSI
Ramal No. 10.																			
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI
94	98	224.56	215.08	290.8	0.198	150	0.75	0.75	9.70	0.71709	correcto	266.28	256.58	1.08	41.50	1.552	59.515	53	160 PSI
Ramal No. 10.1.																			
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI
97	100	232.18	185.54	222.2	0.137	150	0.45	0.5	27.00	1.11638	correcto	260.02	233.02	1.08	47.48	1.552	68.081	41	160 PSI
Ramal No. 11.																			
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI
106	108	199.41	175.94	160.2	0.091	150	0.41	0.5	9.13	0.74154	correcto	257.74	248.61	1.08	72.67	1.552	104.208	29	160 PSI
L.G.D. No. 2																			
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI

		inicial	final	m	l/s	CHW	pulgadas	Comercial	m	m/s	velocidad	Inicio	Final	Inicial m	final m	inicial psi	final psi	PVC tubos	PSI
8	110	310.84	307.86	71.8	1.6	150	1.58	2	0.96	0.81487	correcto	310.84	309.88	0	2.02	0	2.893	13	160 PSI
110	112A	306	258.34	271.4	1.6	150	1.18	2	3.64	0.81487	correcto	309.88	306.24	2.02	47.90	2.893	68.687	50	160 PSI
112A	118	258.34	229.16	449.8	1.448	150	1.39	2	5.01	0.73746	correcto	258.34	253.33	0.00	24.17	0.00	34.655	82	160 PSI
118	121	229.16	224.37	202	1.189	150	1.59	2	1.56	0.60555	correcto	253.33	251.76	24.17	27.39	34.655	39.281	37	160 PSI
121	125	224.37	223.6	247	1.8	150	2.69	3	0.46	0.36217	correcto	251.76	251.30	27.39	27.70	39.281	39.726	45	160 PSI
125	140	223.6	220.33	694.4	0.962	150	2.04	2.5	1.23	0.31356	correcto	251.30	250.08	27.70	29.75	39.726	42.658	127	160 PSI
140	153	220.33	205.09	706.8	0.582	150	1.23	1.5	5.92	0.52695	correcto	250.08	244.15	29.75	39.06	42.658	56.018	130	160 PSI
153	157	205.09	152.06	400.6	0.217	150	0.58	0.75	15.82	0.78590	correcto	244.15	228.33	39.06	76.27	56.018	109.370	73	160 PSI

Ramal No. 12.																				
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI	
118	119	234.36	229.16	108	0.061	150	0.44	0.5	2.94	0.49707	correcto	253.33	250.39	1.08	21.23	1.552	30.442	20	160 PSI	
Ramal No. 13.																				
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI	
121	122	224.37	222.59	106	0.03	150	0.42	0.5	0.78	0.24446	revisar	251.76	250.99	1.08	28.40	1.552	40.721	19	160 PSI	
Ramal No. 14.																				
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI	
121	123	224.37	221.28	60	0.03	150	0.33	0.5	0.44	0.24446	revisar	251.76	251.32	1.08	30.04	1.552	43.082	11	160 PSI	
Ramal No. 15.																				
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI	
125	126	229.63	223.6	90.8	0.03	150	0.32	0.5	0.66	0.24446	revisar	251.30	250.64	1.08	27.04	1.552	38.773	17	160 PSI	
Ramal No. 16.																				
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI	
125	127	223.6	213.36	150	0.076	150	0.45	0.5	6.13	0.61930	correcto	251.30	245.17	1.08	31.81	1.552	45.622	28	160 PSI	
Ramal No. 17.																				
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI	
131	133	223.81	193.76	296.2	0.289	150	0.69	0.75	19.88	1.04666	correcto	250.6	230.72	1.08	36.96	1.552	53.000	54	160 PSI	
133	137	201.27	193.76	358.8	0.122	150	0.68	0.75	4.86	0.44184	correcto	230.72	225.84	1.08	32.08	1.552	45.996	66	160 PSI	
Ramal No. 17.1.																				
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI	
134	133	199.23	193.76	184	0.03	150	0.37	0.5	1.35	0.24446	revisar	230.72	229.37	1.08	35.61	1.552	51.069	34	160 PSI	
Ramal No. 18.																				
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI	
140	141	220.33	210.94	122.8	0.03	150	0.31	0.5	0.90	0.24446	revisar	250.08	249.18	1.08	38.24	1.552	54.835	23	160 PSI	
Ramal No. 19.																				
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI	
143	145	234.66	233.78	104	0.076	150	0.69	0.75	0.59	0.27525	revisar	248.13	247.54	1.08	13.76	1.552	19.732	19	160 PSI	
Ramal No. 20.																				
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI	
147	149	231.89	230.31	174.2	0.183	150	0.95	1	1.24	0.37280	correcto	247.16	245.92	1.08	15.61	1.552	22.389	32	160 PSI	
L.G.D. No. 3																				
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión Inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI	
8	162	310.84	250.49	365.6	0.655	150	0.85	1	27.47	1.33436	correcto	310.84	283.37	0	32.88	0	47.157	67	160 PSI	

162	167	250.49	226.4	371.8	0.533	150	0.95	1	19.08	1.08582	correcto	283.37	264.30	0	37.90	0	54.347	68	160 PSI
167	180	226.4	204.05	723.4	0.305	150	0.90	1	13.21	0.62134	correcto	264.30	251.08	5.01	47.03	7.19	67.447	133	160 PSI
Ramal No. 21.																			
De	A	Cota terreno inicial	Cota terreno final	longitud m	Caudal l/s	C CHW	Diámetro Teórico pulgadas	Diámetro Comercial	Hf m	velocidad m/s	Verificación velocidad	Piezométrica Inicio	Piezométrica Final	Presión Inicial m	Presión final m	Presión inicial psi	Presión final psi	Tubería PVC tubos	Tubos PSI
167	169	226.4	215.87	166	0.187	150	0.64	0.75	4.98	0.67725	correcto	264.30	259.32	1.08	43.45	1.552	62.306	30	160 PSI
169	170	215.87	210.27	140	0.12	150	0.60	0.75	1.85	0.43460	correcto	259.32	257.47	1.08	47.20	1.552	67.686	26	160 PSI

L.G.D. No. 4																				
De	A	Cota terreno		longitud	Caudal	C	Diámetro Teórico		Diámetro	Hf	velocidad	Verificación	Piezométrica	Piezométrica	Presión	Presión	Presión	Presión	Tubería	Tubos
		inicial	final	m	l/s	CHW	pulgadas	Comercial	m	m/s	velocidad		Inicio	Final	Inicial m	final m	Inicial psi	final psi	PVC tubos	PSI
8	187	310.84	297.84	654	0.685	150	1.33	2	1.83	0.34887	correcto	310.84	309.01	0	11.17	0	16.025	120	160	PSI
187	192	297.84	276.01	592.2	0.427	150	0.98	1.5	2.80	0.38661	correcto	309.01	306.22	3.1	30.21	4.439	43.316	109	160	PSI
Ramal No. 22.																				
De	A	Cota terreno		longitud	Caudal	C	Diámetro Teórico		Diámetro	Hf	velocidad	Verificación	Piezométrica	Piezométrica	Presión	Presión	Presión	Presión	Tubería	Tubos
		inicial	final	m	l/s	CHW	pulgadas	Comercial	m	m/s	velocidad		Inicio	Final	Inicial m	final m	Inicial psi	final psi	PVC tubos	PSI
187	230	297.84	263.32	357.6	0.091	150	0.45	0.5	20.39	0.74154	correcto	309.01	288.63	1.08	25.31	1.552	36.290	66	160	PSI
Ramal No. 23.																				
De	A	Cota terreno		longitud	Caudal	C	Diámetro Teórico		Diámetro	Hf	velocidad	Verificación	Piezométrica	Piezométrica	Presión	Presión	Presión	Presión	Tubería	Tubos
		inicial	final	m	l/s	CHW	pulgadas	Comercial	m	m/s	velocidad		Inicio	Final	Inicial m	final m	Inicial psi	final psi	PVC tubos	PSI
188	222	298.91	295.12	106.8	0.122	150	0.61	0.75	1.45	0.44184	correcto	308.75	307.30	1.08	12.18	1.552	17.461	20	160	PSI
Ramal No. 24.																				
De	A	Cota terreno		longitud	Caudal	C	Diámetro Teórico		Diámetro	Hf	velocidad	Verificación	Piezométrica	Piezométrica	Presión	Presión	Presión	Presión	Tubería	Tubos
		inicial	final	m	l/s	CHW	pulgadas	Comercial	m	m/s	velocidad		Inicio	Final	Inicial m	final m	Inicial psi	final psi	PVC tubos	PSI
188	225	298.91	277.84	281.8	0.167	150	0.59	0.75	6.86	0.60482	correcto	308.75	301.89	1.08	24.05	1.552	34.492	52	160	PSI
225	227	277.84	270.68	274.8	0.091	150	0.59	0.75	2.17	0.32957	correcto	301.89	299.72	1.08	29.04	1.552	41.640	50	160	PSI
L.G.D. No. 1.2.																				
De	A	Cota terreno		longitud	Caudal	C	Diámetro Teórico		Diámetro	Hf	velocidad	Verificación	Piezométrica	Piezométrica	Presión	Presión	Presión	Presión	Tubería	Tubos
		inicial	final	m	l/s	CHW	pulgadas	Comercial	m	m/s	velocidad		Inicio	Final	Inicial m	final m	Inicial psi	final psi	PVC tubos	PSI
202	208	342.29	288.78	379.6	0.746	150	0.92	1.5	5.04	0.67544	correcto	342.29	337.25	0	48.47	0	69.512	70	160	PSI
208	212	288.78	281.98	220	0.517	150	1.09	1.5	1.48	0.46810	correcto	337.25	281.98	15.23	0.00	21.845	0.000	40	160	PSI
212	219	281.98	209.41	581.6	0.487	150	0.80	1	25.25	0.99211	correcto	281.98	256.73	0	47.32	0	67.855	107	160	PSI
219	221	209.41	207.69	260	0.167	150	0.98	1	1.56	0.34021	correcto	256.73	255.17	15.23	47.48	21.845	68.087	48	160	PSI
Ramal No. 2.1																				
De	A	Cota terreno		longitud	Caudal	C	Diámetro Teórico		Diámetro	Hf	velocidad	Verificación	Piezométrica	Piezométrica	Presión	Presión	Presión	Presión	Tubería	Tubos
		inicial	final	m	l/s	CHW	pulgadas	Comercial	m	m/s	velocidad		Inicio	Final	Inicial m	final m	Inicial psi	final psi	PVC tubos	PSI
203	205	335.81	327.4	230.8	0.107	150	0.58	0.75	2.46	0.38752	correcto	340.45	337.99	1.08	10.59	1.552	15.179	42	160	PSI
L.G.D. No. 2.2.																				
De	A	Cota terreno		longitud	Caudal	C	Diámetro Teórico		Diámetro	Hf	velocidad	Verificación	Piezométrica	Piezométrica	Presión	Presión	Presión	Presión	Tubería	Tubos
		inicial	final	m	l/s	CHW	pulgadas	Comercial	m	m/s	velocidad		Inicio	Final	Inicial m	final m	Inicial psi	final psi	PVC tubos	PSI
202	199	342.29	313.29	377.93	0.35	150	0.78	1	8.91	0.71301	correcto	342.29	333.38	0	20.09	0	28.815	89	160	PSI
199	193	313.29	285.64	661.83	0.137	150	0.62	1	2.75	0.27909	revisar	333.38	330.63	18.09	44.99	25.947	64.521	121	160	PSI
L.G.D.C. No.2																				
De	A	Cota terreno		longitud	Caudal	C	Diámetro Teórico		Diámetro	Hf	velocidad	Verificación	Piezométrica	Piezométrica	Presión	Presión	Presión	Presión	Tubería	Tubos
		inicial	final	m	l/s	CHW	pulgadas	Comercial	m	m/s	velocidad		Inicio	Final	Inicial m	final m	Inicial psi	final psi	PVC tubos	PSI
8	184	310.84	298.74	324	1.096	150	1.40	2	2.16	0.55819	correcto	310.84	308.68	0	9.94	0	14.258	59	160	PSI
184	190	298.74	287.55	626.2	1.096	150	1.63	2	4.17	0.55819	correcto	308.68	304.51	18.09	16.96	25.947	24.325	115	160	PSI
190	192	287.55	271.01	824	1.096	150	1.59	2	5.49	0.55819	correcto	304.51	299.03	18.09	28.02	25.947	40.176	151	160	PSI

2.11. Obras hidráulicas.

También son llamadas obras de arte, se utilizan en el recorrido de la tubería, según la necesidad que se presente en cualquier punto que pueda afectar al sistema hidráulico, entre las obras hidráulicas se utilizaron:

Caja y válvula de compuerta: son válvulas que funcionan mediante el descenso progresivo de una compuerta, lo cual evita el golpe de ariete, se utilizan para regular el paso del agua en ramales, se colocaron en las estaciones E-8, E-9, E-15, E-50, E-63, E-82, E-131 y E-202.

Caja rompe presión: su función es bajar la presión a la tubería en donde se tienen presiones y velocidades muy altas debido a la pendiente. Las dimensiones mínimas serán las que permitan la maniobra del flotador y demás accesorios y en ningún caso menores a 0.65 m x 0.50 m x 0.80 m libres, no se colocaron porque no hay tramos largos de conducción, se colocaran en las estaciones E-32 y E-112A.

2.12. Sistemas de desinfección.

Tratamiento

Tratamiento es el proceso que se le da al agua que por sus características no reúne condiciones específicas para un uso determinado, esto se realiza generalmente para poblaciones grandes y cuando se captan ríos, lagos o lagunas.

El tratamiento mínimo que se le debe dar al agua para el consumo humano es el de la desinfección y generalmente para comunidades del área rural y fuentes provenientes de manantiales, donde el caudal requerido no es muy grande, esto es posible, tal es el caso del siguiente proyecto, por lo que se diseña el proceso de desinfección.

Desinfección

La desinfección es el proceso de destrucción de microorganismos presentes en el agua mediante la aplicación directa de medios físicos o químicos.

La filtración es un método físico, aunque por sí sólo no garantiza la calidad del agua. Por ebullición es otro método que destruye microorganismos patógenos que suele encontrarse en el agua. Rayos ultra violeta es un método de muy alto costo.

Los métodos químicos más empleados para desinfección son: el yodo, la plata y cloro.

El cloro es un poderoso desinfectante que tiene la capacidad de penetrar en las células y de combinarse con las sustancias celulares vivas y es el más común en sistemas de acueductos rurales.

Cloración

Cloración, es el procedimiento que se le da al agua utilizando el cloro o alguno de sus derivados (hipocloritos de calcio o sodio y tabletas de tricloro). Este método es el de más fácil aplicación y el más económico, por lo que es el más usado en el área rural.

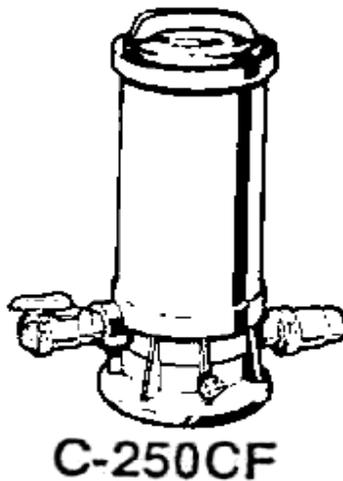
Tabletas de tricloro

Es una forma de presentación del cloro, la cual consiste en pastillas o tabletas, tienen un tamaño de 3" de diámetro, por 1" de espesor, con una solución de cloro al 90% y un 10% de estabilizador, el peso de la tableta es de 200 gr. y la velocidad a la que se disuelve en agua en reposo es de 15 gr. en 24 horas.

Alimentador automático de tricloro.

El alimentador de tricloro es un recipiente en forma de termo que alberga tabletas, las que se disuelven mediante el paso del agua en el mismo; estos alimentadores vienen en diferentes capacidades de tabletas, las que depende del caudal requerido para el proyecto, el modelo a utilizar se muestra a continuación:

Figura 17. Alimentador automático de tricloro



Fuente: Almacern Americano. Guía de instalación y operación de hipocloradores automáticos. Pág. 2.

De entre los tres derivados de cloro se eligió las tabletas a través del alimentador automático, dado que este método es más económico en cuanto a su costo y operación, comparado con el hipoclorito que necesita de un operador experimentado y a tiempo completo, sin mencionar el costo y operación del gas cloro que es otra opción en el mercado.

Para determinar la cantidad de tabletas para clorar el caudal de agua para el proyecto se hace mediante la fórmula que se utiliza para hipocloritos, la cual es la siguiente:

$$G = \frac{C \times M \times D}{\% \times c}$$

Donde:

G = Gramos de tricloro

C = Miligramos por litro

M = Litros de agua a tratarse por día

D = Número de días que durará

%C = Concentración de cloro

Para el diseño de este proyecto se determina la cantidad de tabletas de tricloro que se necesita para clorar el agua, para un periodo de 7 días.

$$G = \frac{0.001 \times 462,240.00 \times 6}{0.9}$$

$$G = 3595.2 \text{ gr.}$$

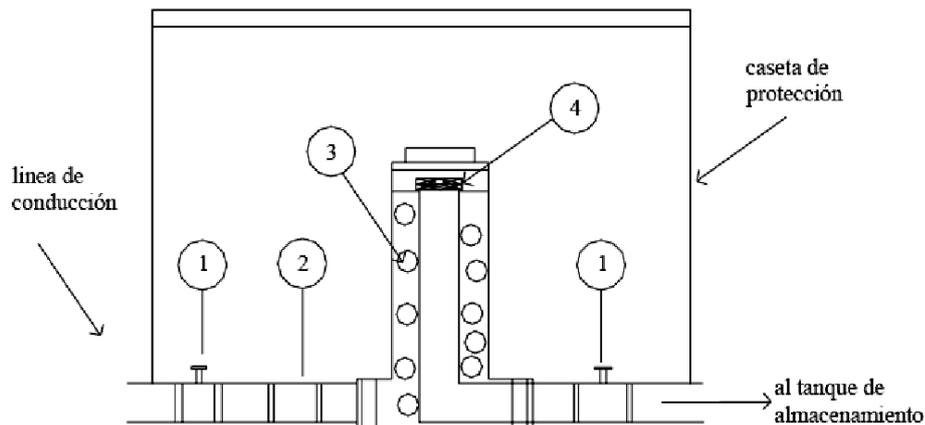
Esto significa, que se necesitan 3592.2 gramos de tricloro, el equivalente a 17.96 tabletas 7 días, para lo cual se requiere de un alimentador automático modelo C-250CF, con capacidad para 18 tabletas máximo.

Instalación del alimentador automático de tricloro

La instalación de este tipo de sistema de cloración debe hacerse en función del diámetro de la tubería de conducción así; para diámetros mayores de 2 pulgadas el alimentador debe colocarse en paralelo con la línea de conducción; en tanto que se el diámetro de la tubería de conducción es igual o menor a 2 pulgadas el alimentador debe colocarse en serie con ésta.

Con base a lo anterior, para este caso la instalación del hipoclorador se hará en paralelo con la tubería de conducción, tal como se muestra en la figura, entre la caja de válvula de entrada y el tanque de distribución; este sistema permite que en forma directa se inyecte la solución a la tubería, con esto se logra una mezcla más homogénea en menor tiempo, en el tanque de distribución.

Figura 18. Instalación del alimentador automático de tricloro



1. Válvula de paso
2. Válvula de cheque
3. Ubicación de las pastillas de tricloro

Estas se disuelven por erosión y disolución normal causada por agua

4. Filtro para solución

2.13. Planos

Los planos elaborados para el sistema de abastecimiento de agua potable son: planta general, planta perfil de los ramales, tanque de distribución, y de las obras de arte utilizadas, se presentan en los anexos.

2.14. Operación y mantenimiento.

Operación: para la correcta operación de un sistema de agua potable se hace necesaria la contratación de un fontanero. A éste se le atribuirá la función de velar por una adecuada operación del sistema.

Mantenimiento: como es lógico suponer, es previsible, únicamente, el mantenimiento preventivo, pero es muy difícil estimar el correctivo. El mantenimiento incluye la compra de herramienta y equipo necesario para realizar reparaciones al sistema.

2.15. Estudio tarifario.

Tarifa:

Para que un sistema de agua potable cumpla con su cometido y sea sostenible durante el período para el que se diseña, se requiere de un fondo para operar el sistema y darle mantenimiento. Para esto se determinó una tarifa que cada una de las viviendas como usuarios debe cancelar, en función del costo de operación, mantenimiento, tratamiento, administración y reserva.

Costo de operación (O):

Este costo representa el pago al fontanero por revisión de la tubería y conexiones domiciliarias. Asumiendo que el fontanero recorrerá 3 Km. de línea al día revisándola minuciosamente y podrá revisar 20 conexiones al día, además se contempla un factor que representa las prestaciones como aguinaldo, bono 14 e indemnización.

$$O = \left(\left(\text{Long. tubería} \times \frac{1}{3} \times \text{jornal} \right) + \left(\text{No. conexiones} \times \frac{1}{20} \times \text{jornal} \right) \right) \times 1.43$$

$$O = \left(\left(6.00 \text{ mts} \times \frac{1}{3} \times Q 50.00 \right) + \left(422 \times \frac{1}{20} \times Q 50.00 \right) \right) \times 1.43$$

$$O = Q 1652.65$$

Costo de mantenimiento (M):

Este costo servirá para la compra de materiales del proyecto, en caso de que sea necesario cambiar los ya instalados o para la ampliación de los mismos. Se estima como el 4 por millar del costo total del proyecto.

$$M = \frac{0.004 \times \text{costo total del proyecto}}{20}$$

$$M = \frac{0.004 \times Q\ 2392282.83}{20}$$

$$M = Q\ 478.46$$

Costo de tratamiento (T):

Es el costo que se requiere para la compra de tabletas de tricloro, que es el método seleccionado para la desinfección del agua, el cual se hará mensualmente.

$$T = \frac{30 \times \text{costo tableta en gr.} \times \text{relacion agua cloro} \times Q_c \times 86400}{\text{concentracion de cloro}}$$

$$T = \frac{30 \times .30 \times 0.001 \times 5.35 \times 86400}{0.9}$$

$$T = Q\ 4622.4$$

Costo de administración (A)**Costo de administración:**

Representa del fondo que servirá para gastos de papelería, sellos, viáticos, etc. Se estima que es el 15% de la suma de los tres anteriores.

$$A = 15\%(O + M + T)$$

$$A = 0.15 \times (1652.65 + 478.46 + 4622.4)$$

$$A = Q\ 1013.03$$

Costo de reserva (R):

Costo de reserva se le denomina a una reserva de dinero para cualquier imprevisto que afecte al proyecto, el cual será el 12% de la suma de los costos de operación, mantenimiento y tratamiento.

$$R = 12\% (O + M + T)$$

$$R = .12 \times (1652.65 + 478.46 + 4622.4)$$

$$R = Q 810.42$$

Cálculo de la energía (E):

El motor a utilizar es sumergible de 30 HP

Lo que equivale a 22,380 Watts.

De donde se obtiene:

Tiempo de servicio al inicio: 13 horas

Total de conexiones al inicio del proyecto: 422

Consumo diario de energía= 22,380 Watts*(13 horas)= 290,940 Watts.

Costo del consumo diario= 290.76 KWatts*(Q .90 por cada Kw) =

Q. 261.68

Costo del consumo mensual= 30días*(Q. 261.68)= Q. 7550. 52/mes.

Tarifa calculada

La tarifa calculada es la suma de los costos anteriores, dividido el número de viviendas:

$$\text{Tarifa} = \frac{O + M + T + A + R + E}{\text{No. de viviendas}}$$

$$\text{Tarifa} = (1652.65 + 478.46 + 4622.4 + 1013.03 + 810.42 + 7550.52)/422$$

$$\text{Tarifa} = Q. 38.22$$

La tarifa se puede ajustar de conformidad con las características del proyecto.

2.16. Evaluación socioeconómica.

2.16.1. Valor presente neto.

La obtención del valor presente neto constituye una herramienta fundamental para la evaluación y gerencia de proyectos, así como para la administración financiera. Al evaluar proyectos con la metodología del VPN se recomienda que se calcule con una tasa de interés superior a la tasa de Interés de Oportunidad (TIO), con el fin de tener un margen de seguridad para cubrir ciertos riesgos, tales como liquidez, efectos inflacionarios o desviaciones que no se tengan previstas. Al VPN también se le llama VAN, su fórmula es:

$$VAN = \sum_{n=0}^N \frac{I_n - E_n}{(1 + i)^n}$$

Donde:

In = Ingresos

En = Egresos.

N = Número de períodos considerado

i = Tasa de interés de oportunidad

La obtención de la tasa de interés de oportunidad (TIO) para este caso se calcula así:

$i = 72 / N$ en caso de que N sea menor de 50 años.

$i = 72 / 22$ años

$i = 3.27 \%$ con el fin de tener un margen de seguridad utilizaremos $i = 5\%$.

El valor presente neto del diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo para la aldea suculique dado que tenemos una anualidad será:

$$VPN1 = 1,656,973.09 + 3,350.81 \cdot (P/A, 0.05, 22)$$

$$VPN1 = Q. 1,701,079.80$$

2.16.2. Tasa interna de retorno.

Este método consiste en encontrar una tasa de interés en la cual se cumplan las condiciones buscadas en el momento de iniciar o aceptar un proyecto de inversión. Tiene como ventaja frente a otras metodologías como la del Valor Presente Neto (VPN) o el Valor Presente Neto Incremental (VPNI) porque en este se elimina el cálculo de la Tasa de Interés de Oportunidad (TIO); esto le da una característica favorable en su utilización por parte de los administradores financieros.

2.17. Especificaciones técnicas.

Limpieza, nivelación y zanjeo:

Se deberá limpiar o remover del área de construcción la capa vegetal, basura, raíces y cualquier obstáculo que pueden interferir o dificultar la construcción de las obras hidráulicas.

La nivelación:

Consiste en el trazo de ejes y colocación de las marcas para realizar la nivelación del terreno. Incluye todos trabajos, materiales y elementos necesarios para la demarcación de ejes y deberá hacerse en cada obra que indique los planos de construcción, cajas de captación, cajas de válvulas, etc.

Se deberá retirar todos los troncos, raíces de la superficie que ocupará la obra de arte. La capa vegetal a retirar deberá de corresponder a un mínimo de

30 centímetros. Antes de iniciar el zanjeo debe realizarse una plataforma perfectamente definida. De ser necesario, antes de fundir el cemento debe realizarse un tratamiento del suelo con material de mejores propiedades, grava o selecto, con una capa no menor de 25 centímetros en las zanjas compactadas en capas de 10 centímetros.

Excavaciones para cimentación:

Éstas no deberán exceder las cotas de cimentación indicadas en los planos. El subsuelo deberá tener las capacidades de soporte mínimas en condiciones de cargas o esfuerzos de trabajo que resistan con la carga de las obras sin ningún problema.

Mampostería de piedra:

Se utilizará para la construcción de algunas obras de arte, según se indica en los planos de construcción; ésta se realizará con un 67% de piedra bola y un 33% de sabieta con una proporción de 1:2 cemento y arena, respectivamente; se colocará en las obras requeridas, debidamente formaleteadas y en buenas condiciones para su colocación; los muros de mampostería deberán impermeabilizarse por medio de una capa de sabieta de proporción 1:2 cemento y arena, debidamente alisada, especialmente en donde éste tenga contacto con el agua.

Losas y tapaderas de cajas:

Son las que cubren cada una de las diferentes obras hidráulicas; éstas deben cubrir perfectamente cada una de ellas y proveer un acceso (tapadera) para poder inspeccionar su funcionamiento, se les deberá dar un desnivel mínimo de 1% hacia los lados y su superficie deberá quedar cernida con cemento y arena remolineada en proporción 1:2.

Tubería HG:

La tubería de hierro galvanizado HG a utilizar, será tipo liviano y se colocará exclusivamente sobre el terreno natural y en ningún momento se podrá enterrar; ésta debe transportarse cuidadosamente para evitar daños en la misma.

Cada tubo, antes de colocarse, deberá limpiarse perfectamente con Wipe y se colocará teflón en las uniones para evitar la pérdida de flujo. Deberá enroscarse perfectamente entre un tubo y otro, y colocarse apropiadamente teniendo el cuidado de no doblar el mismo; los tubos se sentarán sobre bases de concreto según las especificaciones de los planos y se sujetará firmemente mediante un gancho de hierro No. 3/8 a la base, los anclajes de los ganchos deberán medir por lo menos 20 centímetros dentro de la fundición y se colocarán como mínimo 2 bases de concreto por tubo.

Tubería PVC:

Ésta será de cloruro de polivinilo y se utilizará en todos los lugares en donde el terreno permita que se pueda enterrar, la tubería debe estar libre de golpes, imperfecciones o daños que puedan afectar su funcionamiento. Para su colocación deberá limpiarse perfectamente con Wipe y se pegará perfectamente para evitar fugas de agua, esta tubería debe quedar perfectamente cubierta por material compactado a una profundidad no menor de 40 centímetros sobre el nivel del terreno, la resistencia de la tubería será de 160 PSI.

Cajas y válvulas:

Todas las cajas a utilizar serán de concreto reforzado y cumplir con las especificaciones de los planos de construcción, se debe probar cada una de las válvulas y comprobar su perfecto funcionamiento antes de ser colocadas en los lugares respectivos.

Concreto:

Se realizará con proporciones 1:2:3 cemento, arena y pedrín, respectivamente; el cemento será de 4000 psi, la arena debe estar libre de materia vegetal y tener una granulometría regular, el pedrín será exclusivamente triturado, en ningún caso se permitirá una baja calidad de estos materiales; el mezclado se realizará en un lugar limpio y libre de contaminantes orgánicos, de preferencia utilizar mezcladora para concreto. Al final debe curarse el concreto por un período de 28 días para que alcance su resistencia óptima, la resistencia del concreto debe ser de 210 kg/cm².

2.18. Presupuesto.

El presupuesto de un proyecto es una valoración sobre lo que podría costar la construcción de la obra, en éste se calculan los costos directos que incluyen los materiales y mano de obra y costos indirectos que incluyen la dirección y administración, para el presente proyecto el presupuesto se elaboró con base en precios unitarios; se tomaron los siguientes criterios:

Los rendimientos de mano de obra, de acuerdo con la experiencia en proyectos de agua potable ejecutados por la institución.

Los costos de mano de obra y los precios de materiales cotizados en el lugar.

La ejecución del proyecto se realizará mediante el contrato de una empresa privada.

La mano de obra no calificada será aportada por los habitantes de la comunidad.

INTEGRACIÓN DE LOS RENGLONES DE TRABAJO

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO
ALDEA SUCULIQUE
MUNICIPIO DE HUEHUETENAGO, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO**

Hoja 1/2

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (en Quetzales)	COSTO (en Dolares)
1. PRELIMINARES					
BODEGA	1	GLOBAL	Q 6,500.00	Q 6,500.00	\$ 779.38
Sub Total				Q 6,500.00	\$ 779.38
2. SISTEMA DE SUCCIÓN					
2.1 SUCCIÓN	1	GLOBAL	Q 91,550.23	Q 91,550.23	\$ 10977.25
2.2 IMPULSOR	1	GLOBAL	Q 28,500.00	Q 28,500.00	\$ 3417.27
Sub Total				Q 120,050.23	\$ 14394.51
3. CASETA DE BOMBEO					
3.1 CASETA	1	GLOBAL	Q 17,500.55	Q 17,500.55	\$ 2098.39
Sub Total				Q 17,500.55	\$ 2098.39
4. TOPOGRAFÍA					
REPLANTEO TOPOGRÁFICO	22443.80	ML	Q 0.64	Q 14,309.82	\$ 1715.81
Sub Total				Q 14,309.82	\$ 1715.81
5. TRAZO Y ESTAQUEADO					
TRAZO Y ESTAQUEADO	234.23	ML	Q 10.71	Q 2,508.60	\$ 300.79
Sub Total				Q 2,508.60	\$ 300.79
6. EXCAVACIÓN					
MANUAL	30.00	M3	Q 78.39	Q 2,351.70	\$ 281.98
MAQUINARIA	345.00	M3	Q 7.14	Q 2,463.30	\$ 295.36
Sub Total				Q 4,815.00	\$ 577.34
7. NIVELACION MANUAL					
NIVELACION	170.00	M2	Q 10.71	Q 1,820.70	\$ 218.31
Sub Total				Q 1,820.70	\$ 218.31
8. TANQUES					
5.1 MUROS DE MAMPOSTERÍA	158.00	M3	Q 703.13	Q 111,094.54	\$ 13320.69
5.2 LOSA	97.00	M2	Q 786.43	Q 76,283.71	\$ 9146.73
5.3 LOSA DE PISO	97.00	M2	Q 355.63	Q 34,496.11	\$ 4136.22
5.4 SOLERA DE CORONA	53.60	ML	Q 117.61	Q 6,303.90	\$ 755.86
5.5 COLUMA T-1	3.60	ML	Q 348.88	Q 1,255.97	\$ 150.6
5.6 VIGA	18.00	ML	Q 126.21	Q 2,271.78	\$ 272.4
5.7 TAPADERA TIPO T-1	2.00	UND	Q 160.76	Q 321.52	\$ 38.55
5.8 ZAPATA	1.00	UND	Q 303.71	Q 303.71	\$ 36.42
5.9 ACCESORIOS TANQUE No.1	1.00	GLOBAL	Q 6,236.61	Q 6,236.61	\$ 747.79
5.10 ACCESORIOS TANQUE No. 2	1.00	GLOBAL	Q 991.07	Q 991.07	\$ 118.83
Sub Total				Q 239,558.91	\$ 28724.09

INTEGRACION DE LOS RENGLONES DE TRABAJO

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO
ALDEA SUCULIQUE
MUNICIPIO DE HUEHUETENAGO, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO**

Hoja 2/2

9. CAJA DE VÁLVULAS							
6.1 CAJA	17.00	UND	Q 893.17	Q	15,183.89	\$	1820.61
6.2 TAPADERA T-2	17.00	UND	Q 146.77	Q	2,495.09	\$	299.17
6.3 ACCESORIOS	1.00	GLOBAL	Q 8,711.71	Q	8,711.71	\$	1044.57
Sub Total					Q 27,059.95	\$	3164.35
10. CAJA ROMPE PRESIÓN							
7.1 CAJA	3.00	UND	Q 2,781.88	Q	8,345.64	\$	1000.68
7.2 TAPADERA T-2	3.00	UND	Q 146.77	Q	440.31	\$	52.79
7.3 ACCESORIOS	1.00	GLOBAL	Q 1,152.68	Q	1,152.68	\$	138.21
Sub Total					Q 9,938.63	\$	1191.68
11. PASO AÉREO DE 24.80M							
8.1 COLUMNA T-2	4.50	ML	Q 348.88	Q	1,569.96	\$	188.24
8.1 ZAPATA	2.00	UND	Q 303.71	Q	607.42	\$	72.83
8.3 MUERTO	6.75	M3	Q 703.13	Q	4,746.13	\$	569.08
8.4 ACCESORIOS	1.00	GLOBAL	Q 8,382.14	Q	8,382.14	\$	1005.05
Sub Total					Q 15,305.65	\$	1835.21
12. PASO SE ZANJON TIPO-A							
	9.00	UND	Q 2,500.04	Q	22,500.37	\$	2697.89
Sub Total					Q 22,500.37	\$	2697.89
12. PASO SE ZANJON TIPO-B							
	3.00	UND	Q 3,255.67	Q	9,767.01	\$	1171.1
Sub Total					Q 9,767.01	\$	1171.1
13. LINEA DE CONDUCCION							
13.1 TUBERIA HG	1070.40	ML	Q 353.67	Q	378,568.37	\$	45391.89
Sub Total					Q 378,568.37	\$	45391.89
14. LINEA DE DISTRIBUCION							
14.1 TUBERIA PVC 1/2"	13451.73	ML	Q 19.08	Q	256,659.01	\$	30774.46
14.2 TUBERIA PVC 3/4"	3720.00	ML	Q 20.62	Q	76,706.40	\$	9197.41
14.3 TUBERIA PVC 1"	4142.85	ML	Q 21.75	Q	90,106.99	\$	10804.2
14.4 TUBERIA PVC 1 1/2"	2725.71	ML	Q 26.48	Q	72,176.80	\$	8654.29
14.5 TUBERIA PVC 2"	4657.14	ML	Q 32.60	Q	151,822.76	\$	18204.17
14.6 TUBERIA PVC 2 1/2"	1285.71	ML	Q 41.67	Q	53,575.54	\$	6423.93
14.7 TUBERIA PVC 3"	245.71	ML	Q 54.49	Q	13,388.74	\$	1605.36
14.8 ACCESORIOS	1.00	GLOBAL	Q 6,488.29	Q	6,488.29	\$	777.97
Sub Total					Q 714,436.23	\$	86441.79
15. CONEXIONES DOMICILIARES							
15.1 CONEXIONES	422	UND	Q 136.82	Q	57,738.04	\$	6923.03
Sub Total					Q 57,738.04	\$	6923.03
16. SISTEMA DE CLORACIÓN							
16.1 HIPOCLORADOR	1.00	UDN	Q 14,595.00	Q	14,595.00	\$	1750.
Sub Total					Q 14595.	\$	1750.
Total costos directos					Q 1,656,973.06	\$	198677.83
NOTA: El cambio con fecha 9/9/09 de 1\$= 8.34 quetzales							
NOTA:							
SOLO SE HACE EL CÁLCULO DE COSTOS DIRECTOS.							

2.19. Estudio de impacto ambiental.

En la construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, edificios públicos y, en general, todas las actividades realizadas por el ser humano en la tierra, generan un impacto en los componentes ambientales, ambiente físico, biológico y social. Este impacto puede ser de carácter positivo, negativo irreversible o negativo con posibles mitigaciones o neutros.

De acuerdo con las leyes actuales, se pueden realizar dos tipos de estudios de impacto ambiental:

- Impacto ambiental no significativo o evaluación rápida.
- Impacto ambiental significativo o evaluación general.

El estudio de impacto ambiental no significativo o evaluación rápida, se lleva a cabo por medio de una visita de observación al sitio propuesto para el proyecto por parte de técnicos en la materia, aprobados por el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales y por cuenta del interesado, para determinar si la acción propuesta no afecta, significativamente, el ambiente. El criterio debe basarse en proyectos similares según tamaño, localización e indicadores que se crean pertinentes.

El estudio de impacto ambiental significativo o evaluación general se podrá desarrollar en dos fases:

- Fase preliminar o de factibilidad
- Fase completa

La fase preliminar o de factibilidad deberá contener, datos de la persona interesada, descripción del proyecto y escenario ambiental principales impactos

y medidas de mitigación, sistema de disposición de desechos, plan de contingencia, plan de seguridad humana y otros que se consideren necesarios.

La fase completa, generalmente, se aplica a proyectos con grandes impactos y debe ser un estudio, lo más completo posible que, además de lo establecido en la fase preliminar, deberá responder a una serie de interrogantes necesarias para determinar el impacto que tendrá el proyecto.

- a) ¿Qué sucederá al medio ambiente como resultado de la ejecución del proyecto?
- b) ¿Cuál es el alcance de los cambios que sucedan?
- c) ¿Qué importancia tienen los cambios?
- d) ¿Qué puede hacerse para prevenir o mitigar dichos cambios?
- e) ¿Qué opciones o posibilidades son factibles?
- f) ¿Qué piensa la comunidad del proyecto?

Fines de la evaluación de impacto ambiental.

Tanto para la construcción de un sistema de abastecimiento de agua potable como para la construcción de un salón comunal, los impactos generados se consideran poco significativos, por lo que se puede realizar una evaluación rápida. Esta evaluación debe contener información básica y establecer con suficiente nivel de detalle, los impactos negativos previstos y sus medidas de mitigación propuestas.

Evaluación rápida.

Información sobre el proyecto.

- a) Nombre de la comunidad: Aldea Suculique
- b) Municipio: Huehuetenango
- c) Departamento: Huehuetenango

Tipo del proyecto.

Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo.

Consideraciones especiales.**Consideraciones sobre áreas protegidas.**

a) ¿Se ubica el proyecto dentro de un área protegida legalmente establecida?

No

b) Nombre del área protegida: no aplica.

c) Categoría de manejo del área protegida: no aplica.

d) Base legal de la declaratoria del área protegida: no aplica.

e) Ente administrador del área protegida: no aplica.

f) Ubicación del proyecto dentro de la zonificación del área protegida: no se encuentra dentro de áreas protegidas.

g) Por la ubicación del proyecto dentro de áreas del SIGAP: El proyecto no requiere un estudio de impacto ambiental.

Consideraciones sobre ecosistemas naturales.

a) ¿Cruza el proyecto un ecosistema terrestre natural? No

b) ¿Estado actual del ecosistema? no aplica.

Otras consideraciones.

Cruza el proyecto alguno de las siguientes zonas:

a) Zona de alto valor escénico: no

b) Área turística: no

c) Sitio ceremonial: no

d) Sitio arqueológico: no

e) Área de protección agrícola: no

f) Área de asentamiento humano: no

- g) Área de producción forestal: no
- h) Área de producción pecuaria: no

El presente impacto ambiental negativo requiere de medidas de mitigación específicas que deberán ser implementadas por:

Tabla XVI. Impactos ambientales durante la ejecución.

Impacto ambiental previsto	El presente impacto ambiental negativo requiere de medidas de mitigación específicas que deberán ser implementadas por:		
	Ejecutor	Comunidad	Municipalidad
Remoción de la cobertura vegetal	X		
Movimiento de material	X		
Disposiciones inadecuadas de materiales de desperdicio	X		
Alteración y contaminación de aguas superficiales	X		
Contaminación del aire por polvo generado en Construcción	X		
Alteración del paisaje natural		X	
Alteración del paisaje natural	X		
Generación de desechos sólidos	X		

Los impactos ambientales negativos identificados durante la operación de los proyectos son:

Tabla XVII. Impactos ambientales negativos durante la operación.

Impacto ambiental previsto	El presente impacto ambiental negativo requiere de medidas de mitigación específicas que deberán ser implementadas por:		
Actividad	Comité Mantenimiento	Comunidad	Municipalidad
Disminución del nivel del agua subterránea	X	X	X
Pequeñas inundaciones debido a fugas en el sistema de agua residuales	X		
Disposición inadecuada de las aguas	X	X	
Generación de desechos sólidos derivados de las actividades de limpieza en el salón comunal	X	X	

Medidas de mitigación

Tabla XVIII. Medidas de mitigación y compensación en la ejecución y operación

ETAPA PROYECTO	CONSTRUCCIÓN		OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	
Componentes ambientales y sociales	Impacto	Medidas de mitigación	Impacto	Medidas de mitigación
Ambiente físico				
Suelos	Remoción de cobertura vegetal Movimiento de material	La construcción y adecuada disposición de los residuos orgánicos. Seleccionar sitios adecuados y colocar en capas no mayores de 0.25 m	Desechos sólidos derivados de las actividades de limpieza del pavimento.	Mantener recipientes de receptores de los desechos sólidos y disponerlos en sitios adecuados.
Recursos hídricos	Disposición inadecuada de materiales de desperdicio			

Calidad del aire	Alteración y contaminación de aguas superficiales Contaminación del aire por polvo generado en construcción.	compactado. Posteriormente colocar una capa de material orgánico. Construcción durante estación seca, alteración mínima de corrientes de aguas naturales. Usos de agua para minimizar la Generación de polvo.	Disposiciones inadecuadas de las aguas residuales. Disminución del nivel de agua Subterránea.	Construcción de un sistema recolector o pozos de absorción o de filtración. Medidas de reforestación y creación de estructuras que permitan la filtración del agua
Ambiente Biológico				
Hábitat natural	No significativo		No significativo	
Fauna y flora	No significativo		No significativo	

Al observar los impactos ambientales negativos generados y las medidas de mitigación requeridas se considera que, tanto el proyecto de agua potable como la construcción del pavimento, son ambientalmente viables. También, se prevé que habrá impactos sociales de carácter positivo, al mejorar la salud de los habitantes de la comunidad al contar con agua sanitariamente segura para su consumo y que además en la comunidad se generarán fuentes de trabajo con la construcción del proyecto de abastecimiento de agua potable y la construcción del pavimento.

3. DISEÑO DEL PAVIMENTO PARA LA ALDEA LLANO GRANDE.

3.1. Descripción del proyecto a desarrollar.

En la actualidad la aldea Llano Grande no cuenta con la infraestructura adecuada en su calle principal, siendo esta de terracería. Actualmente los habitantes sufren por no poder transitar libremente por dicha calle, la falta de la infraestructura adecuada provoca que en época de verano se produzcan grandes polvaredas que ocasionan problemas respiratorios, dicha situación también provoca que en época de invierno dificulte el tránsito de personas y vehículos por empozamiento de agua.

3.2. Documentación bibliográfica.

Al realizar el trabajo de campo, se inicia el estudio para fijar el eje de la carretera o diseño de la línea de localización. Un trazo óptimo es aquel que se adapta económicamente a la topografía del terreno, dependiendo del criterio adoptado, que a su vez depende del volumen de tránsito y la velocidad de diseño a utilizar.

Una vez fijadas las especificaciones que regirán el proyecto geométrico, se busca una combinación de alineamientos que se adapte a las condiciones del terreno y que cumpla con los requisitos establecidos. Existen factores que suelen forzar una línea influyendo en la determinación de los alineamientos horizontal y vertical de una carretera, por lo que es necesario tomar una serie de normas generales que ha surgido a través de la práctica y del sentido común.

Debido a la dependencia entre sí de los alineamientos, que debe de guardar una relación que permita la construcción con el menor movimiento de

tierras posible y con el mejor balance entre los volúmenes de excavación y relleno a producirse, obligan en determinadas circunstancias, al no cumplimiento de estas normas, solamente cuando sean justificables por razones económicas; sin olvidar la importancia de estas recomendaciones para lograr el diseño de carreteras seguras y de tránsito cómodo.

Normas generales para el alineamiento horizontal:

Consiste en el diseño de la línea final de localización en planimetría, mediante el cálculo de las curvas horizontales, las cuales definirán la ruta a seguir y constituyen la guía fundamental para la cuadrilla de topografía en el trazo de la carretera.

Tangente mínima:

Es la distancia entre dos curvas, la cual debe cumplir con la siguiente especificación:

$$T_{g\text{mín}} = (L_{s1} + L_{s2}) (0.5)$$

Donde:

L_s es la longitud espiral de curva.

Normas AASHTO:

Estas normas se refieren a las especificaciones de diseño de estructuras de pavimentos y carreteras.

Normas ASTM:

Creada en 1898, Asociación Americana de Ensayos y Materiales (ASTM) Internacional es una de las mayores organizaciones en el mundo, que desarrollan normas voluntarias por consenso. ASTM es una organización que

brinda un foro para el desarrollo y publicación de normas voluntarias por consenso, aplicables a los materiales, productos, sistemas y servicios.

Normas COGUANOR:

Comisión Guatemalteca de normas COGUANOR; se refiere a normas de especificaciones, métodos de ensayo, muestreo, terminología y otras áreas, en los campos de alimentos, medicamentos, plaguicidas, materiales de construcción, productos del petróleo, y, en general a todo lo relativo a la seguridad y conservación de la seguridad y la vida.

3.2.1. Tipos de pavimentos.

Dividiremos los pavimentos en dos clases: flexibles y rígidos. Esta división, si bien es un tanto arbitraria, la hemos adoptado por ser la más conocida y generalizada.

Además de los pavimentos anteriormente mencionados, existe un gran número de pavimentos de tipo especial, tales como aquellos formados por adoquines, ladrillos, bloques de madera, etcétera, los que son empleados, algunas veces, en calles y plazas.

3.2.2. Definición de pavimentos.

Un pavimento es una estructura vial que tiene como fin principal ofrecer una superficie de tráfico vehicular, que sea limpia, cómoda, segura y durable.

Estas estructuras viales pueden construirse directa y continuamente apoyadas sobre el suelo (vías normales en cortes y rellenos), o pueden estar fuera del contacto directo con el terreno (puentes, pasos elevados, pasos a desnivel, viaductos, etc.).

El funcionamiento de los pavimentos apoyados continuamente sobre el suelo está estrechamente ligado a las propiedades del mismo, por lo tanto el diseño de estos pavimentos está íntimamente ligado a los principios y procedimientos de la mecánica de suelos.

3.2.3. Elementos estructurales de pavimentos.

Su espesor lo determina el valor soporte del suelo subyacente, el nivel de carga a soportar (tipo de vehículos y número), el módulo de reacción del suelo de apoyo y las propiedades mecánicas de las capas del pavimento.

Los pavimentos rígidos constan de dos capas: base y carpeta de rodadura, mientras que los flexibles de carpeta de rodadura, base y sub-base.

3.2.4. Pavimentos flexibles.

Son aquellos que tienen una base flexible o semirrígida, sobre la cual se ha construido una capa de rodamiento formada por una mezcla bituminosa de alquitrán o asfalto.

3.2.5. Pavimentos rígidos.

Son aquellos en los cuales la capa de rodamiento está formada por concreto de cemento Portland, con o sin armadura metálica. En algunos casos estos pavimentos podrán llevar una carpeta de desgaste formada por una mezcla bituminosa.

Terminología, función y características de las diferentes capas estructurales de un pavimento flexible:

En la actualidad no existe una terminología única para la designación de las diferentes partes que constituyen un pavimento. Así, por ejemplo, algunos llaman pavimentos a la capa superficial de mezcla bituminosa o de concreto;

otros designan esta capa con el nombre de firme o afirmado, y muchos llaman pavimento al conjunto de todas las capas.

Terreno de fundación:

De su capacidad de soporte depende, en gran parte, el espesor que debe tener un pavimento, sea éste flexible o rígido. Si el terreno de fundación es pésimo, por ejemplo, o si el material que lo compone tiene un alto contenido de materia orgánica, debe desecharse este material y sustituirse por otro de mejor calidad. Si el terreno de fundación es malo y se halla formado por un suelo fino, limoso o arcilloso, susceptible de saturación, habrá de colocarse una sub-base granular de material seleccionado antes de poner la base y capa de rodamiento.

Si el terreno de fundación es regular o bueno y está formado por un suelo bien graduado que no ofrece peligro de saturación, o por un material de granulometría gruesa, posiblemente no se requerirá la capa de sub-base.

Finalmente, si el terreno de fundación es excelente, es decir, que tiene un valor soporte elevado y no existe, además, la posibilidad de que se sature de agua, bastaría colocar encima la capa de rodamiento.

Dado lo expuesto anteriormente, tendremos que:

- a) Si el terreno de fundación es pésimo, debe desecharse el material que lo compone, siempre que sea posible, y sustituirlo por un suelo de mejor calidad.
- b) Si el terreno de fundación es malo, habrá que colocar una sub-base de material seleccionado antes de poner la base.

- c) Si el terreno de fundación es regular o bueno, podría prescindirse de la sub-base.
- d) Si es excelente, podría prescindirse de la sub-base y la base.

Sub-base:

Es la capa de material seleccionado que se coloca encima de la sub-rasante.

Tiene por objeto:

- a) Servir de capa de drenaje al pavimento.
- b) Controlar, o eliminar en lo posible, los cambios de volumen, elasticidad y plasticidad perjudiciales que pudiera tener el material de la sub-rasante.
- c) Controlar la ascensión capilar del agua proveniente de las capas freáticas cercanas, o de otras fuentes, protegiendo así el pavimento contra los hinchamientos que se producen en épocas de helada. Este hinchamiento es causado por el congelamiento del agua capilar, fenómeno que se observa especialmente en suelos limosos donde la ascensión capilar del agua es grande.

El material de la sub-base debe ser seleccionado y tener mayor capacidad soporte que el terreno de fundación compactado. Este material puede ser arena grava, granzón escoria de los altos hornos, o residuos del material de cantera.

En algunos casos es posible emplear para sub-base el material de la sub-rasante mezclado con cemento, etcétera.

El material ha de tener las características de un suelo A1 o A2. Aproximadamente, su límite líquido debe ser inferior a 35 % y su índice plástico, no mayor de 6%. El CBR no podrá bajar de 15 %.

Si la función principal de la sub-base es servir de capa de drenaje, el material a emplearse debe ser granular, y la cantidad de material fino (limo y arcilla) que pase al tamiz número 200 no ha de ser mayor del 8 %.

Base:

Esta capa tiene por finalidad absorber los esfuerzos transmitidos por las cargas de los vehículos y, además, repartir uniformemente estos esfuerzos a la sub-base y al terreno de fundación.

Las bases pueden ser granulares, o bien estar formadas por mezclas bituminosas o mezclas estabilizadas con cemento u otro material ligante. El material pétreo que se emplee en la base deberá llenar los siguientes requisitos:

- a) Ser resistente a los cambios de humedad y temperatura.
- b) No presentar cambios de volumen que sean perjudiciales.
- c) El porcentaje de desgaste, según el ensayo "Los Ángeles", debe ser inferior a 50.
- d) La fracción del material que pase el tamiz No. 40, ha de tener un límite líquido menor del 25 %, y un índice de plasticidad inferior a 6.
- e) La fracción que pasa el tamiz No. 200, no podrá exceder de 1/2, y en ningún caso de los 2/3 de la fracción que pase el tamiz No. 40.
- f) La graduación del material de la base, es menester que se halle dentro de los límites indicados.
- g) El CBR tiene que ser superior a 50 %.

- h) Por lo general, para la capa de base se emplea piedra triturada, grava o mezclas estabilizadas de suelo cemento, suelo bituminoso, etcétera.

Capa de rodamiento:

Su función primordial será proteger la base impermeabilizando la superficie, para evitar así posibles infiltraciones del agua de lluvia que podrían saturar parcial o totalmente las capas inferiores. Además, evita que se desgaste o se desintegre la base a causa del tránsito de los vehículos.

Asimismo, la capa de rodamiento contribuye, en cierto modo, a aumentar la capacidad soporte del pavimento, especialmente si su espesor es apreciable (mayor de 3").

Materiales bituminosos

Asfalto de petróleo:

Obtenido directamente por refinación del petróleo de base asfáltica. Es un material ligante sólido o semisólido, de color negro o marrón, que se licua gradualmente al calentarlo. Sus constituyentes principales son betunes.

Betunes:

Son mezclas de hidrocarburos naturales o pirogenados, o combinación de ambos, que pueden ser gaseosos, líquidos, semisólidos o sólidos. Son completamente solubles en bisulfuro de carbono.

Cemento asfáltico (AC):

Es asfalto refinado, o una combinación de asfalto y aceite fluidificante, de consistencia apropiada para trabajos de pavimentación.

Aceite fluidificante:

Es un aceite viscoso, espeso, no volátil, obtenido por la destilación de productos volátiles livianos que se encuentran en el petróleo crudo. Se usa para

ablandar los asfaltos muy duros, cuya penetración es menor de 10, hasta obtener la consistencia deseada.

Asfalto líquido:

Es un cemento asfáltico licuado mediante la adición de un fluidificante (destilado de petróleo ligero y volátil). Cuando se halla expuesto a la intemperie, se evapora el destilado volátil y queda únicamente el cemento asfáltico. Hay tres tipos: de cura rápida, mediana y lenta.

Asfalto líquido de rápido curado (RC - Cut-Backs):

Es un cemento asfáltico fluidificado con nafta, o con un destilado del tipo de la gasolina.

Asfalto líquido de medio curado (MC - Cut-Backs):

Es un cemento asfáltico fluidificado con kerosén.

Asfalto líquido de cura lenta (SC - Road Oil):

Es un aceite asfáltico residual o una mezcla de estos aceites con destilados de volatilización lenta.

Asfalto emulsionado:

Es una emulsión de cemento asfáltico y agua, conteniendo una pequeña cantidad de agente emulsivo.

Alquitrán:

Es un material bituminoso, viscoso o fluido, obtenido por destilación destructiva de materias orgánicas como carbón, lignito, madera y material vegetal. La palabra alquitrán debe ir siempre acompañada del nombre de la materia de la cual es extraído.

Tipos de asfaltos y alquitranes en pavimentos:

Los asfaltos y alquitranes comúnmente empleados en la pavimentación de carreteras, calles o aeropistas, son los siguientes:

Cementos asfálticos (AC), con los siguientes grados de penetración:

60-70,85-100; 120-150 y 200-300.

Asfaltos líquidos de rápido curado (RC) de los grados RC-0, RC-1, RC-2, RC-3, RC-4 y RC-5. A mayor número corresponde mayor porcentaje de cemento asfáltico.

Asfaltos líquidos de medio curado (MC - Cut-backs): MC-0, MC-1, MC-2, MC-3, MC-4 y MC-5. A mayor número corresponde mayor porcentaje de cemento asfáltico.

Asfaltos líquidos de cura lenta (SC-Road oils): SC-0, SC-1, SC-2, SC-3, SC-4 y SC-5. A mayor número corresponde mayor porcentaje de cemento asfáltico.

Asfaltos emulsionados:

- de asentamiento rápido: RS-1 y RS-2;
- de asentamiento medio: MS-1;
- de asentamiento lento: SS-I,
- alquitranes: RT-1 a RT-12.

Granulometría del material pétreo empleado en mezclas asfálticas

En la Figura se indican los ocho tipos de mezclas asfálticas en caliente, dos recientemente por el instituto de Asfalto de los EE.UU. El tamaño máximo

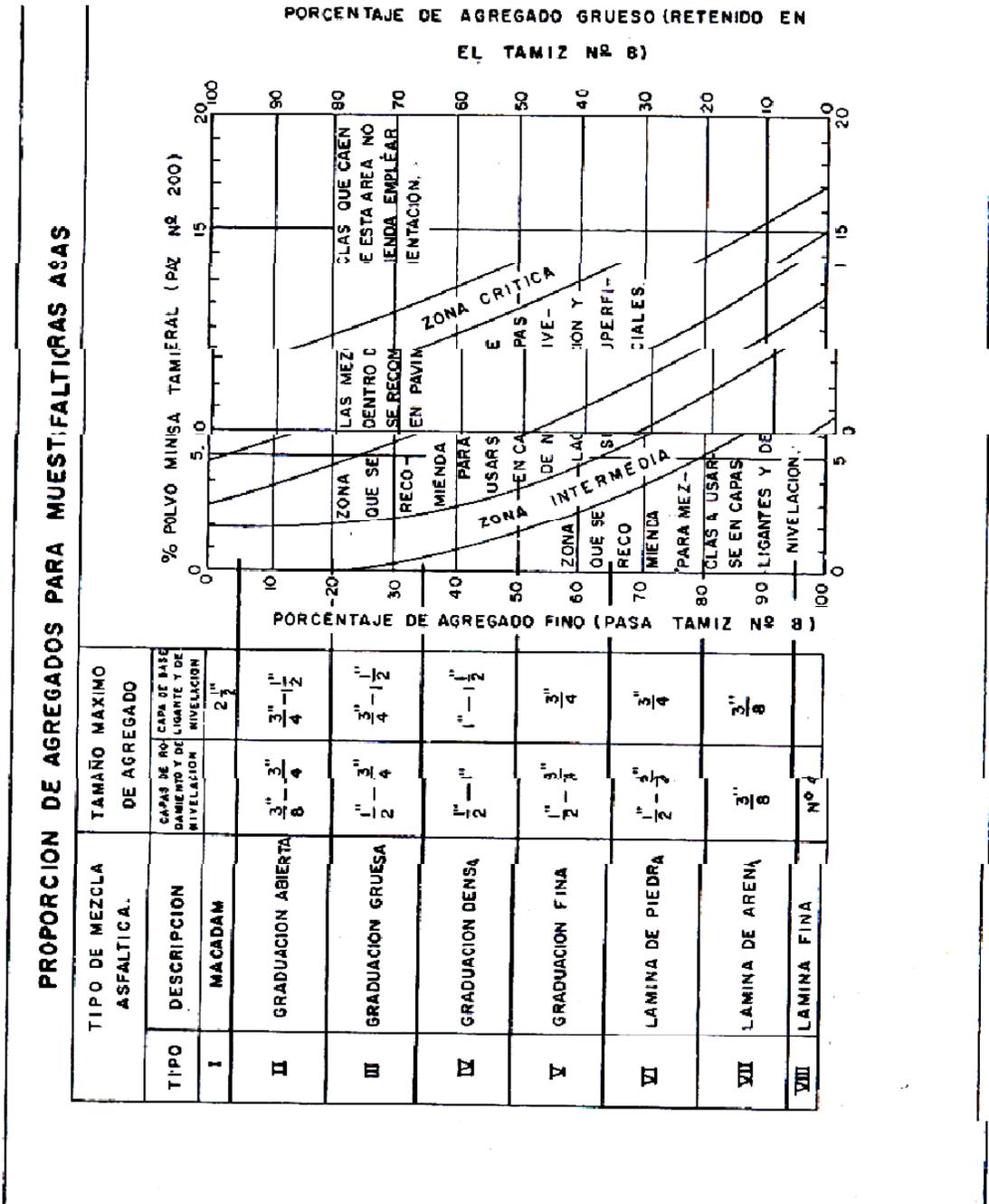
del agregado a emplearse varía desde 2 1/2" para el tipo Macadam hasta el No. 4 para láminas asfálticas. Asimismo, en la tabla XIX se indica la proporción de agregados grueso, fino y polvo mineral, recomendable para estas mezclas en caliente.

El contenido de polvo mineral indicado en las zonas crítica e intermedia de la Figura, deberá emplearse en la siguiente manera:

Zona crítica: el contenido de polvo mineral indicado en esta zona debe emplearse sólo cuando se tiene amplia experiencia con este tipo de mezclas y además, cuando se hayan realizado los correspondientes ensayos de laboratorio.

Zona intermedia: el contenido de polvo mineral indicado en esta zona puede emplearse en mezclas destinadas a capas de rodamiento y de nivelación, así como en capas ligantes y de base.

Tabla XIX. Proporción de agregados para muestras asfálticas



3.3. Parámetros de diseño.

Los principales parámetros que considera el método para el diseño son los siguientes:

Resistencia de la capa de apoyo de la losa de concreto (K).

El método establece como parámetro de resistencia el valor del módulo de reacción de la capa sub-rasante cuando la losa va apoyada directamente sobre ella o adopta el valor del módulo de reacción del conjunto Sub-base/Sub-rasante cuando se usan los diferentes tipos de sub base previstos en el método.

Tránsito:

La variable se cuantifica estableciendo el espectro de cargas y el número de repeticiones de cada rango de cargas que se espera en el carril de diseño durante el período de diseño. Se plantea también un factor de seguridad de cargas para amplificar la magnitud de la carga representativa de cada rango.

Período de diseño (T).

Normalmente estas estructuras se diseñan para periodos mayores de 20 años. Este parámetro se considera en la estimación del variable tránsito.

Resistencia del concreto.

Con respecto a la resistencia del concreto se evalúa mediante el módulo de reacción (M_r), el cual se recomienda que esté en un rango entre 40 y 50 Kg/cm^2 .

Tipo de juntas y bermas.

Con el fin de realizar los análisis de fatiga y erosión el método contempla dentro de sus análisis la incidencia de la protección lateral de las losa de concreto y el tipo de transmisión de cargas en las juntas.

3.4. Ensayos de laboratorio de suelos.

3.4.1. Granulometría.

El análisis granulométrico tiene como objetivo determinar la proporción de las diferentes granulometrías que presenta un suelo, es decir, mediante este análisis sabemos qué cantidad de suelo comprende cada intervalo granulométrico. Para realizar este ensayo tomamos la muestra inicial y la separamos en finos (los que pasan por el tamiz 2 y son retenidos por el tamiz 0.06) de los gruesos (los que son retenidos por el tamiz 2), y haremos el análisis de unos y otros por separado pero antes los lavaremos con metafosfato sódico por tal de eliminar las partículas más finas que pueden quedar enganchadas en la superficie de los granos. Después de haber lavado la muestra, tomamos los gruesos y los pasamos por los tamices dispuestos en serie, desde el tamiz número 5 hasta el tamiz número 0.25 y después pesamos y anotamos la cantidad de suelo retenido por cada tamiz.

El tamizado se suele realizar con una tamizadora automática, que puede ser de diferentes modelos. Luego hacemos lo mismo con los finos pero esta vez con la serie que va del 2 hasta el 0.25. Una vez conocemos la cantidad de suelo (en peso) que cae en cada intervalo granulométrico, es decir la cantidad de suelo retenida por cada tamiz, hacemos una gráfica donde representamos la cantidad de suelo respecto el tamaño de grano lo que nos dará una curva más o menos recta en función de las características del suelo. De esta forma suelos con curvas similares tendrán un comportamiento granulométrico similar.

Los resultados de este ensayo, correspondientes al suelo de la aldea Llano grande, según A.A.S.H.T.O. T-27 T-11 son:

% de grava: 11.01

% de arena: 60.91

% de finos: 28.08

Clasificación C. S.U.: SM

Clasificación P.R.A.: A-1-b

3.4.2. Límites de Attemberg.

Cuando un suelo arcilloso se mezcla con una cantidad excesiva de agua, éste puede fluir como un semilíquido. Si el suelo se seca en forma gradual, se comportará como un material plástico, semisólido o sólido, dependiendo su contenido de agua. Se define como límite líquido (LL) al porcentaje de contenido de agua con que el suelo cambia de un estado líquido a un estado plástico. Igualmente, se define como límite plástico (PL) y límite de contracción (SL) a los contenidos de agua, en por ciento, con el que el suelo cambia de un estado plástico a un semisólido y de uno semisólido a uno sólido, respectivamente. Estos tres parámetros se denominan límites de Attemberg.

El límite líquido:

De un suelo se determina por medio de la copa de Casagrande (Designación de prueba D-4813 de la ASTM) y se define como el contenido de agua con el cual se obtiene un cierre en la ranura de 12.7 mm (1/2 pulg) al aplicar 25 golpes.

El límite plástico:

Se define como el contenido de agua para el cual el suelo se desmorona al moldear en un rollito de 3.18 mm (1/8 pulg) de diámetro (Designación de prueba D-4318 de la ASTM)

El límite de contracción:

Se define como el contenido de agua por lo cual el suelo no sufre ningún cambio adicional de volumen con la pérdida de humedad (Designación de prueba D-427 de la ASTM)

La diferencia entre el límite líquido y el plástico de un suelo se define como **índice de plasticidad (PI)**, o

$$PI = LL - PL$$

Los resultados de laboratorio del ensayo de los límites de consistencia según A.A.S.H.T.O. T-89 y T-90 son los siguientes:

% Límite líquido: 35.6

% Límite plástico: 5.50

% Índice plástico: 30.1

Clasificación C. S.U.: SM Arena limoso arcilloso con grava de color café.

3.4.3. Ensayo de compactación o proctor modificado.

El ensayo Proctor (Proctor en honor a quien lo desarrolló) es un ensayo de compactación de suelo que tiene como finalidad obtener la humedad óptima de compactación de un suelo para una determinada energía de compactación. La humedad óptima de compactación es aquella humedad (%de agua) para la cual la densidad del suelo es máxima, es decir qué cantidad de agua le hemos de añadir a un suelo para poderlo compactar al máximo con una energía concreta. Para encontrar este parámetro lo que hacemos es realizar 4 ensayos con un mismo suelo (uno por saco de muestra preparada) pero con diferentes humedades de forma que después de haber realizado las compactaciones obtendremos 4 densidades de este suelo para 4 humedades diferentes, no obstante estas no son las humedades óptimas, pero sí que podemos usarlas para obtener la humedad óptima mediante interpolación. Es decir que situando

los 4 valores obtenidos en una gráfica de densidad respecto % agua obtendremos 4 puntos que nos permitirán trazar una curva, de manera que el punto más alto de la curva será el de mayor densidad y por tanto el de la humedad óptima.

Los resultados de laboratorio del ensayo de los límites de consistencia, según A.A.S.H.T.O. T-180 son los siguientes:

Densidad máxima: 2095 kg/m³ o 130.8 lb/pie³

Humedad óptima: 8.00%

3.4.4. Ensayo del valor soporte (C.B.R).

El ensayo CBR (California Bearing Ratio) mide la carga necesaria para penetrar un pistón de dimensiones determinadas a una velocidad previamente fijada en una muestra compactada de suelo después de haberla sumergido en agua durante cuatro días y de haber medido su hinchamiento. El hecho de sumergir la muestra se debe a que así podemos preveer la hipotética situación de acumulación de humedad en el suelo después de la construcción. Por tanto después de haber compactado el suelo y de haberlo sumergido, lo penetramos con un pistón el cual va conectado a un pequeño "plotter" que nos genera una gráfica donde se nos representa la carga respecto la profundidad a la que ha penetrado el pistón dentro de la muestra. Esta gráfica suele ser una curva con el tramo inicial recto y el tramo final cóncavo hacia abajo (si el tramo inicial no es recto se corrige). Una vez tenemos la gráfica miramos los valores de la carga que soportaba el suelo cuando el pistón se había hundido 2.5 mm y 5mm y los expresamos en tanto por ciento, tomando como índice CBR el mayor de los porcentajes calculados.

Los valores límites del CBR son los siguientes:

00.00% a 05.00% sub-rasantes muy malas

05.00% a 10.00% sub-rasantes malas

10.00% a 20.00% sub-rasantes de regulares a buenas

20.00% a 30.00% sub-rasantes muy buenas

30.00% a 50.00% sub-bases buenas

50.00% a 80.00% suena para bases de gravas

80.00% a 100.00% buenas bases de piedra y grava triturada

Los resultados de laboratorio del ensayo de los límites de consistencia según A.A.S.H.T.O. T-193 son los siguientes:

Tabla XX. Resultados de los límites de consistencia

PROBETA	GOLPES	A LA COMPACTACION		C	EXPASION	C.B.R.
No.	No.	H (%)	¥d Lb/pie ³	(%)	(%)	(%)
1	10	6.50	117.5	89.87	1.83	4.4
2	30	6.50	126.9	97.04	1.59	18.4
3	65	6.50	130.9	100.00	1.80	27.8

3.4.5. Ensayo equivalente de arena.

El equivalente de arena (EA) se define como el cociente multiplicado por 100 de la altura de la parte arenosa sedimentaria y de la altura total de finos floculados depositados en una probeta. Para realizar este ensayo necesitaremos dos porciones de muestra de unos 120 grs cada una que pase por el tamiz 5. Hay que decir que como trabajamos con dos muestras, las diferentes operaciones que realizamos las hacemos con una diferencia de 2 ó 3 minutos entre la primera y la segunda muestra. Cada una de estas muestras se

sitúa en una probeta en la cual previamente hemos añadido solución desfloculante. Una vez hemos introducido la muestra en las probetas y hemos eliminado las burbujas que se hayan formado al verter el suelo dejamos reposar cada probeta 10 minutos. Después tapamos la probeta y la agitamos manteniéndola horizontal haciendo unos 90 ciclos en unos 30 segundos. A continuación tomamos la probeta y con una varilla acanalada introducimos más líquido desfloculante por el fondo de la muestra por tal de poner en suspensión las partículas más finas. Después dejamos reposar cada probeta 20 minutos y medimos en cada una la altura (respecto a la base) a la que llegan los finos y también la altura a la que llegan los gruesos. Para obtener el valor del equivalente de arena dividimos para cada probeta la altura de los gruesos entre la altura de los finos y lo multiplicamos por 100 de manera que obtenemos un valor para cada probeta, y para que el ensayo resultante se considere válido el resultado obtenido para cada probeta no puede diferir en más del 2%.

3.4.6. Análisis de resultados.

Para realizar el estudio de suelos se tomó una muestra representativa del lugar, a una profundidad de 60 cm.

3.5. Diseño de pavimento.

3.5.1. Trabajos previos al realizar antes del dimensionamiento de un pavimento.

3.5.1.1. Topografía.

El levantamiento topográfico se realizó para una red por ramales abiertos, debido a la dispersión de las viviendas dentro de la aldea. La topografía se realizó en calles, caminos vecinales y puntos estratégicos, de tal forma que comprendió la mayoría de viviendas beneficiarias del servicio.

3.5.1.2. Planimetría.

Se aplicó el método de conservación de azimut, y se obtuvieron los ángulos azimutales y verticales y lectura de hilos.

3.5.1.3. Altimetría.

La altimetría no es más que la diferencia de alturas de un terreno y generalmente se proyecta en un plano vertical, la nivelación se obtuvo taquimétricamente, obteniendo datos como ángulos cenitales, lectura de hilos y altura de instrumento en cada estación.

Todo el levantamiento topográfico se realizó con el siguiente equipo:

Teodolito marca PENTAX

Estadal de 4 metros

Cinta métrica

Plomada

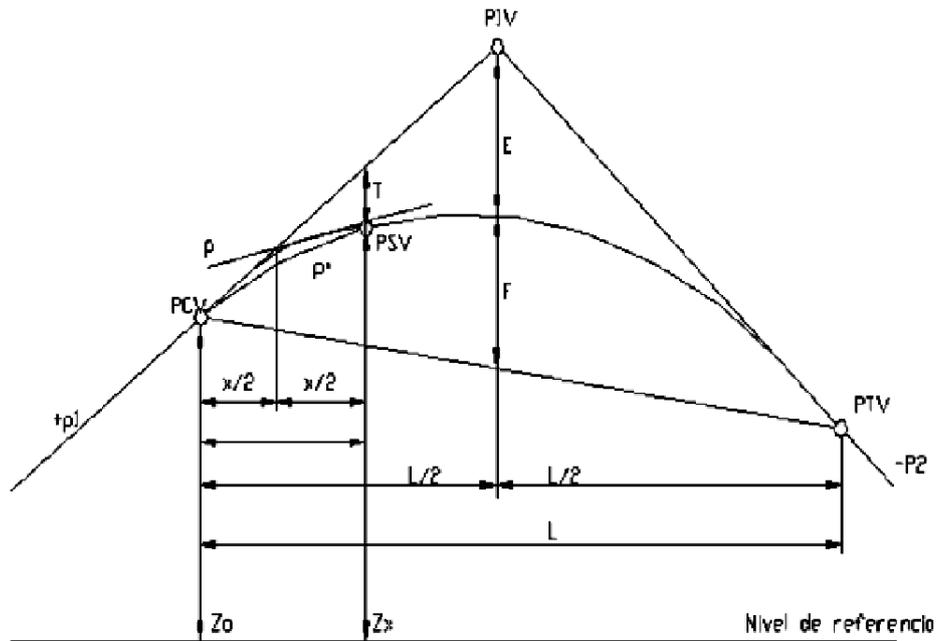
La libreta topográfica se encuentra en el apéndice

3.5.2. Cálculo de curvas verticales.

Trazo de curvas verticales:

Una curva vertical es un arco de parábola de eje vertical que une dos tangentes del alineamiento vertical; la curva vertical puede ser en columpio o en cresta, la curva vertical en columpio es una curva vertical cuya concavidad queda hacia arriba, y la curva vertical en cresta es aquella cuya concavidad queda hacia abajo.

Figura 19. Elementos de curva vertical



- PIV** Punto de intersección de las tangentes verticales
- PCV** Punto en donde comienza la curva vertical
- PTV** Punto en donde termina la curva vertical
- PSV** Punto cualquiera sobre la curva vertical
- p1** Pendiente de la tangente de entrada, en m/m
- p2** Pendiente de la tangente de salida, en m/m
- A** Diferencia algebraica de pendientes
- L** Longitud de la curva vertical, en metros
- K** Variación de longitud por unidad de pendiente (parámetro)
- X** Distancia del PCV a un PSV, en metros
- p** Pendiente en un PSV en m/m
- p'** Pendiente de una cuerda en m/m
- E** Externa en metros
- F** Flecha en metros
- T** Desviación de un PSV a la tangente de entrada, en metros

Z₀ Elevación del PCV, en metros

Z_x Elevación de un PSV, en metros

Nota: Si X y L se expresan en estaciones de 20 m la elevación de un PSV puede calcularse con cualquiera de las expresiones:

$$Z_x = Z_0 + (20 p_1 - (10AX/L))X$$

$$Z_x = Z_{x-1} + 20 p_1 - (10A/L)(2X - 1)$$

$$A = P_1 - (-P_2)$$

$$K = L / A$$

$$P = P_1 - A (X/L)$$

$$P' = \frac{1}{2} (P_1 + P)$$

$$E = (AL) / 8$$

$$F = E$$

$$T = 4E (X / L)^2$$

$$Z_x = Z_0 + [P_1 - (AX/2L)] X$$

Tangentes:

Las tangentes verticales estarán definidas por su pendiente y su longitud.

Pendiente gobernadora:

Los valores máximos determinados para la pendiente gobernadora se indican en la siguiente tabla de valores máximos de las pendientes gobernadoras y de las pendientes máximas, para los diferentes tipos de carreteras y terreno.

Pendiente máxima.

Los valores determinados para pendiente máxima se indican en la siguiente tabla de valores máximos de las pendientes gobernadoras y de las pendientes máximas, para los diferentes tipos de carreteras y terreno.

Pendiente mínima.

La pendiente mínima en zonas de sección en corte y/o bacón no deberá ser menor del cero punto cinco por ciento (0.5%) y en zonas con sección de terraplén la pendiente podrá ser nula.

Longitud crítica.

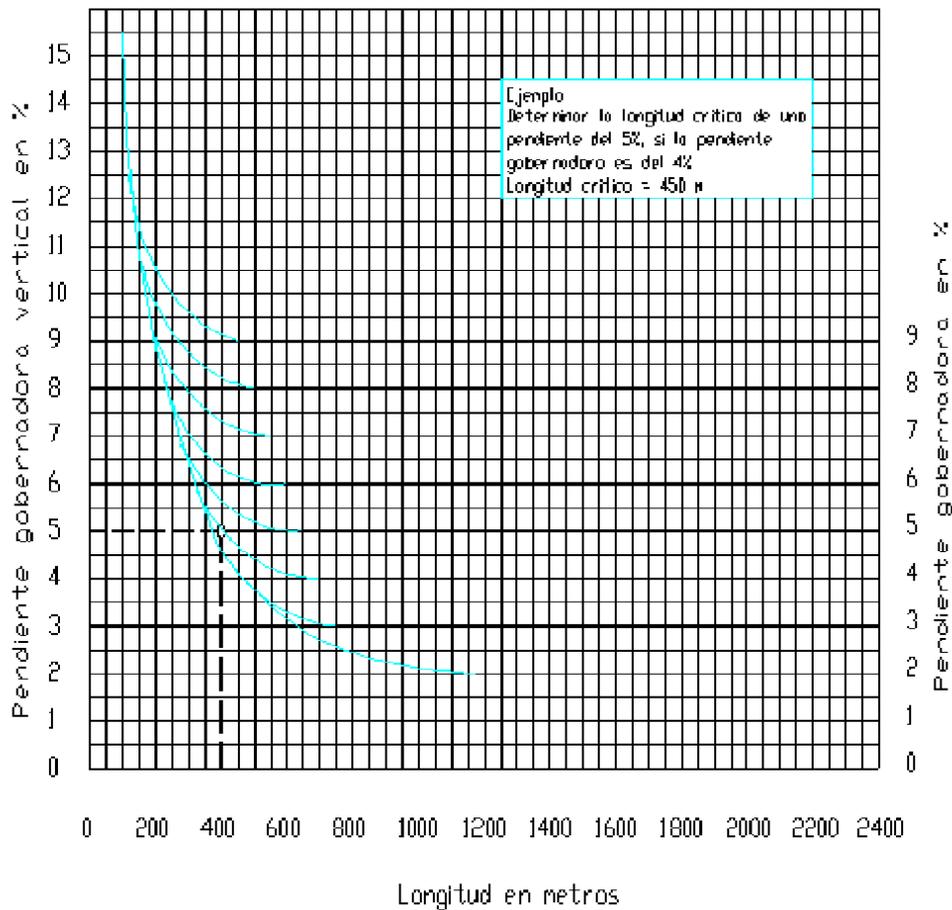
Los valores de la longitud crítica de las tangentes verticales con pendientes mayores que la gobernadora, se obtendrán de la gráfica de longitud crítica de tangentes verticales con pendiente mayor que la gobernadora.

Tabla XXI. Valores máximos de pendientes gobernadoras y las pendientes mínimas

Valores máximos de las pendientes gobernadora y de las pendientes máximas

CARRETERA TIPO	PENDIENTE GOBERNADORA (%)	PENDIENTE MÁXIMA (%)
	TIPO DE TERRENO	TIPO DE TERRENO
	PLANO LOMERIO MONTAÑOSO	PLANO LOMERIO MONTAÑOSO
E	-- 7 9	7 10 13
D	-- 6 8	6 9 12
C	-- 5 6	5 7 8
B	-- 4 5	4 6 7
A	-- 3 4	4 5 6

Tabla XXII. Longitud crítica de tangentes verticales con pendiente mayor que la gobernadora.



Visibilidad

a.- Curvas verticales en cresta.- Para que las curvas verticales en cresta cumplan con la distancia de visibilidad necesaria su longitud deberá calcularse a partir del parámetro K, que se obtiene con la expresión:

Donde:

D = distancia de visibilidad, en metros

H = altura al ojo del conductor (1.14m)

h = altura del objeto (0.15 m)

Curvas verticales en columpio:

Para que las curvas verticales en columpio cumplan con la distancia necesaria de visibilidad, su longitud deberá calcularse a partir del parámetro K, que se obtiene con la expresión:

Donde:

D = distancia de visibilidad, en metros

T = pendiente del haz luminoso de los faros (0.0175)

H = altura de los faros (0.64 m)

Requisitos de visibilidad.

1. La distancia de visibilidad de parada deberá proporcionarse en todas las curvas verticales, este requisito esta tomado en cuenta en el valor del parámetro K, especificado en la siguiente tabla "Valores mínimos del parámetro K y de la longitud mínima aceptable de las curvas verticales"

2. La distancia de visibilidad de encuentro deberá proporcionarse en las curvas verticales en cresta de las carreteras tipo "E", tal como se especifica en la siguiente tabla, "Valores mínimos del parámetro K y de la longitud mínima aceptable de las curvas verticales"

Tabla XXIII. Valores mínimos del parámetro k y de la longitud mínima aceptable de las curvas verticales

Velocidad de proyecto (km/h)	Valores del parámetro K (m/%)			Longitud mínima aceptable (m)
	Curvas en cresta		Curvas en columpio	
	Carretera tipo E,D,C,B,A		Carretera tipo E,D,C,B,A	
30	4	3	4	20
40	7	4	7	30
50	12	8	10	30
60	23	12	15	40
70	36	20	20	40
80	-	31	25	50
90	-	43	31	50
100	-	57	37	60
110	-	72	43	60

La distancia de visibilidad de rebase solo se proporcionara cuando así lo indiquen las especificaciones de proyecto y/o lo ordene la secretaria, los valores del parámetro K, para satisfacer son:

Tabla XXIV. Valores del parámetro K para rebase

Velocidad de proyecto en km/h	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Parámetro K para rebase en m/%	18	32	50	73	99	130	164	203	245

Curvas verticales.

Las curvas verticales serán parábolas de eje vertical y están definidas por su longitud y por la diferencia algebraica de las pendientes de las tangentes verticales que une.

Longitud mínima:

1. La longitud mínima de las curvas verticales se calculará con la expresión:

$$L = K A$$

En donde:

L = Longitud mínima de la curva vertical, en metros

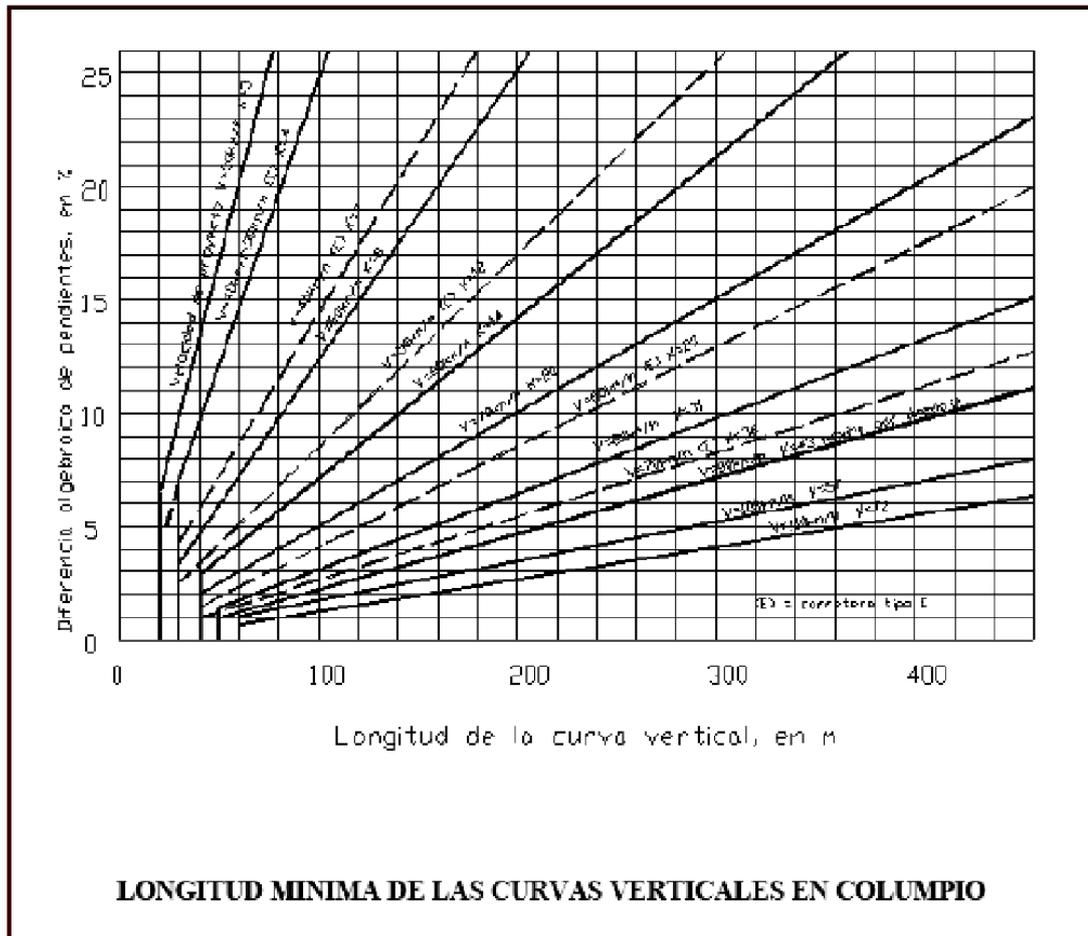
K = Parámetro de la curva cuyo valor mínimo se especifica en la tabla de valores mínimos del parámetro K y de la longitud mínima aceptable de las curvas verticales

A = Diferencia algebraica de las pendientes de las Tangentes verticales.

2. La longitud mínima de las curvas verticales en ningún caso deberá ser menor a las mostradas en las siguientes dos tablas: "Longitud mínima de las curvas verticales en cresta" y "Longitud mínima de las curvas verticales en columpio"

b).- Longitud máxima.- No existirá límite de longitud máxima para las curvas verticales. En caso de curvas verticales en cresta con pendiente de entrada y salida de signos contrarios, se deberá revisar el drenaje cuando a la longitud de la curva proyectada corresponda un valor del parámetro K superior a 43.

Tabla XXV. Longitud mínima de las curvas verticales en columpio



Las fórmulas de trazo de curvas verticales son en comparación, más simples que las de curvas horizontales, como se muestra a continuación.

$L = P_o + P_f \rightarrow$ Dos estaciones como mínimo

$$K = \frac{P_o + P_f}{10 \times L}$$

P_o = pendiente de entrada

P_i = pendiente de salida

L = número total de estaciones

Empleo simultáneo de las curvas verticales y horizontales.

Con relación a la combinación del alineamiento horizontal con el vertical se procurará observar lo siguiente:

a. En alineamientos verticales que originen terraplenes altos y largos son deseables

Alineamientos horizontales rectos o de muy suave curvatura.

b. Los alineamientos horizontal y vertical deben estar balanceados. Las tangentes o las curvas horizontales suaves en combinación con pendientes fuertes y curvas verticales cortas, o bien una curvatura excesiva con pendientes suaves corresponden a diseños pobres. Un diseño apropiado es aquel que combina ambos alineamientos ofreciendo el máximo de seguridad, capacidad, facilidad y uniformidad en la operación, además una apariencia agradable dentro de las restricciones impuestas por la topografía.

c. Cuando el alineamiento horizontal está constituido por curvas con grados menores al máximo, se recomienda proyectar curvas verticales con

longitudes mayores que las mínimas especificadas; siempre que no se incremente considerablemente el costo de construcción de la carretera.

d. Conviene evitar la coincidencia de la cima de una curva vertical en cresta con el inicio o terminación de una curva horizontal.

e. Debe evitarse proyectar la cima de una curva vertical en columpio en o cerca de una curva horizontal.

f. En general, cuando se combinen curvas verticales y horizontales, o una este muy cerca de la otra, debe procurarse que la curva vertical esté fuera de la curva horizontal o totalmente incluida en ella, con las salvedades mencionadas.

g. Los alineamientos deben combinarse para lograr el mayor número de tramos con distancias de visibilidad de rebase.

h. En donde esté previsto el proyecto de un entronque, los alineamientos deben de ser lo más suave posible.

3.5.3. Teoría de diseño de pavimentos rígidos.

El objetivo del diseño de pavimentos es contar con una estructura sostenible y económica que permita la circulación de los vehículos de una manera cómoda y segura, durante un período fijado por las condiciones de desarrollo. Con respecto a los métodos de diseño de pavimentos, tradicionalmente se han limitado a determinar el espesor de la estructura. En el caso de los pavimentos de concreto, estos métodos se basan exclusivamente en los conceptos de fatiga mecánica para determinar, mediante modelos matemáticos, el espesor y la calidad del concreto. Es decir, el diseño se orienta

fundamentalmente a dimensionar la placa para unas condiciones de fundación generalizada y un tránsito tipificado. En un sentido estrictamente teórico es posible que todos estos métodos sean válidos tanto en sus fundamentos como en sus concepciones. La cuestión es determinar que tanto se aproximan estos métodos extranjeros a las realidades muy particulares de países y regiones en las cuales la naturaleza de los suelos o materiales térreos de fundación no pueden ser generalizados. De igual forma las técnicas de trabajo y la tecnología empleada en la construcción no son muchas veces homologables y ni decir de las políticas estatales de mantenimiento de la red vial.

3.5.4. Diseño de pavimento rígido.

Los dos métodos de diseño descritos en este Sistema de Diseño de Pavimentos de Concreto, el de la American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO) y el de la Portland Cement Association (PCA) corresponden a los métodos de diseño de espesores de pavimentos más ampliamente usados a nivel mundial.

- Método AASHTO
- Diseño por método AASHTO

Prueba de pavimentación AASHTO:

El método de diseño de espesores de pavimentos rígidos está basado en los resultados obtenidos de la prueba de carreteras concebida y promovida gracias a la organización que ahora conocemos como AASHTO para estudiar el comportamiento de estructuras de pavimento de espesores conocidos, bajo cargas móviles de magnitudes y frecuencias conocidas y bajo el efecto del medio ambiente en secciones conocidas de pavimentos rígidos y flexibles.

Diseño por método PCA:

Formulación del método. El método de diseño de la Portland Cement Association es exclusivamente un método de diseño desarrollado para pavimentos de concreto.

El método de diseño de la PCA considera dos criterios de evaluación en el procedimiento de diseño, el criterio de erosión de la sub-base por debajo de las losas y la fatiga del pavimento de concreto.

El criterio de erosión reconoce que el pavimento puede fallar por un excesivo bombeo, erosión del terreno de soporte y diferencias de elevaciones en las juntas. El criterio del esfuerzo de fatiga reconoce que el pavimento pueda fallar, presentando agrietamiento derivado de excesivas repeticiones de carga.

A diferencia del método AASHTO el método de diseño PCA, consideró un valor fijo de módulo de elasticidad del Concreto (E_c) = 4'000,000 psi que no lo hizo variar en relación con la resistencia a la flexión del concreto (MR), así como tampoco varió el coeficiente de poisson de 0.15.

Este método considera algunas limitaciones en los valores de módulo de reacción K del suelo, en donde el rango de valores para los que el método fue desarrollado oscila entre los 50 y 700 psi.

Una ventaja que se debe reconocer en el método del PCA es que toma el tráfico real que estima circulará sobre el pavimento, sin convertirlo en ejes sencillos equivalentes.

Variables: Las variables que intervienen en el diseño son:

Espesor inicial del pavimento, módulo de reacción K del suelo, tráfico, transferencia de carga, soporte lateral propiedades del concreto y módulo de

ruptura (Considera una reducción del 15% por seguridad). Módulo de elasticidad fijo = 4, 000,000 psi. Módulo de Poisson Fijo = 0.15. Comparativa entre los métodos de diseño.

Ambos métodos de diseño son apropiados para el diseño de espesores de pavimentos rígidos en cualquier tipo de proyecto, sin embargo el método AASHTO hace intervenir un mayor número de variables que nos ayudan a modelar de mejor manera las condiciones del proyecto al momento de estar diseñando su espesor. Los resultados del método de la PCA son adecuados para cualquier tipo de proyecto a pesar de que no se puedan tomar en cuenta algunos factores importantes como lo son la serviciabilidad inicial y final. En cambio considera de una manera más real la contribución del tráfico en la formulación.

ESTE PROYECTO SE DISEÑÓ POR MÉTODO PCA:

Diseño de la base:

La base es necesaria con el objeto de prevenir el efecto de succión, pero además incrementa la capacidad soporte del pavimento, situación que se aprovecha con el objeto de poder reducir el espesor de la losa.

Para este proyecto se propone una base de material selecto, con un espesor de 0.20 m. Este material posee la capacidad de obtener un alto grado de compactación, y provee impermeabilidad hacia la sub-rasante, con lo que se reducen en gran porcentaje las probabilidades de deformación de la misma.

Diseño del espesor del pavimento:

La Portland Cement Association (PCA) cuenta con un procedimiento simplificado de diseño de espesores de pavimento, el cual se utilizará siguiendo los siguientes pasos:

Determinar el TPD (Tránsito Promedio Diario) y TPD-C (Tránsito Promedio Diario de Camiones). La clasificación utilizada para determinar el tipo de camino a rehabilitar es la clasificación de la Dirección General de Caminos para carreteras nacionales; esta clasificación se basa en el Tráfico Promedio Diario o TPD de la siguiente forma:

Tabla XXVII. Tipos de sección típica según la Dirección General de Caminos

Tipo de carretera	TPD	Ancho de calzada
Tipo A	3000 a 5000	2 x 7.20 m
Tipo B	1500 a 3000	7.20 m
Tipo C	900 a 1500	6.50 m
Tipo D	500 a 900	6.00 m
Tipo E	100 a 500	5.50 m
Tipo F	10 a 100	5.50 m

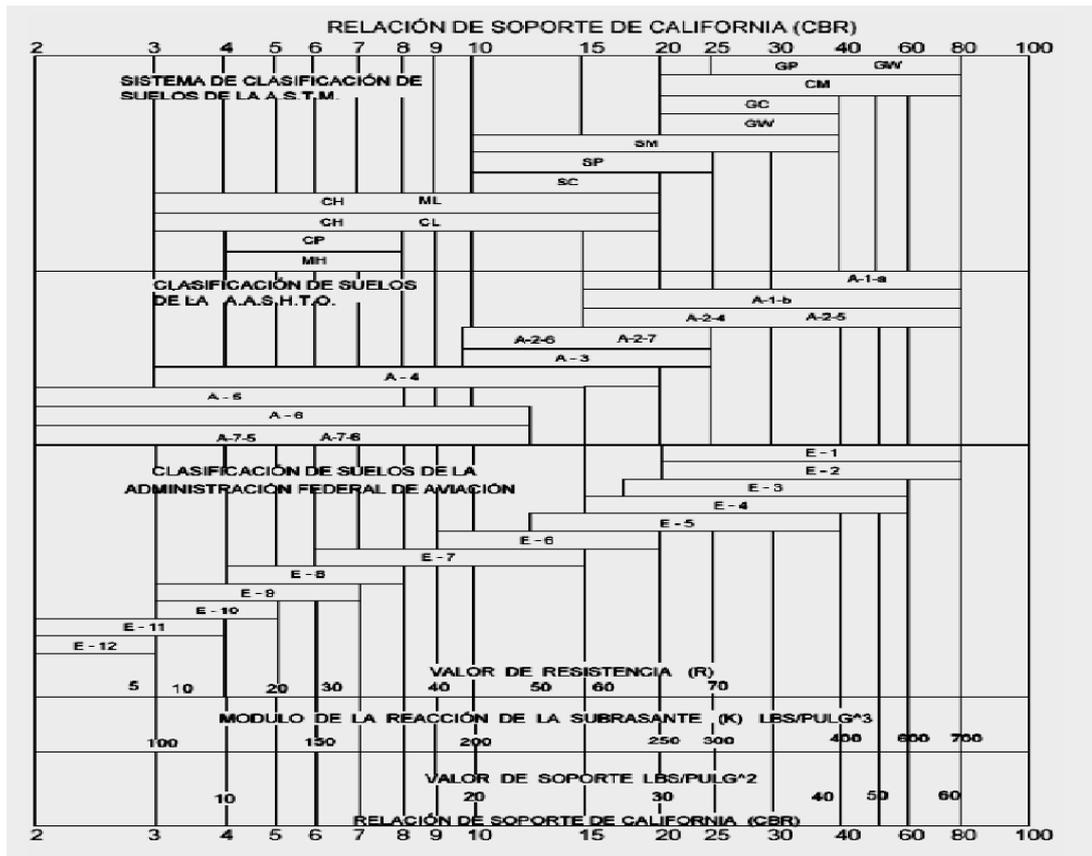
La sección típica a utilizar es una Tipo F, con un TPD de 10 a 100. Sin embargo se debe tomar en cuenta el aumento del tránsito de vehículos una vez este construida la carretera, por lo tanto, se propone un TPD máximo de 1000. La PCA propone el cálculo del TPD-C como un porcentaje del TPD, con la utilización de la tabla III, con lo cual obtenemos un rango del 5 al 18% por cada día. Se utiliza el promedio de entre estos dos, el cual corresponde a un valor de 12%, obteniendo un TPD-C de 120.

Tabla XXVIII. Categorías de carga por eje

Categoría Carga de Eje	Descripción	Tráfico			Máxima de Eje Kips	
		TPD	TPD-C		Eje Simple	Eje Tandem
			%	Por día		
1	Calles residenciales, carretera rural no secundaria.	200/800	1-3	Más de 25	22	36
2	Calles colectoras, carreteras rurales o secundarias, calles arterias y carreteras primarias.	700/5000	5-18	40-1000	26	44
3	Calles arterias y carreteras primarias. Autopistas e interdepartamentales urbanas y rurales.	2 pistas 3000/12000 4 pistas 3000/50000	8-30	500-5000	30	52
4	Calles arterias, carreteras primarias y autopistas. Interestatales urbanas y rurales.	2 pistas 3000/20000 4 pistas 3000/15000	8-30	1500-8000	22	60

Determinar el módulo de reacción k de la sub-rasante, utilizando la tabla. XXX de correlación aproximada entre la clasificación de los suelos y los diferentes ensayos. Para realizar el cálculo de k se utilizará el valor de CBR más crítico, según los resultados obtenidos de los ensayos. El valor de CBR más bajo obtenido es de 4.4%, para el cual corresponde un valor de k de 3.26 kg/cm^3 o 117.50 lb/plg^3 aproximadamente.

Tabla XXIX. Interrelaciones aproximadas de clasificación de suelos y valores soporte



Una vez determinado el valor de k, utilizando la tabla XXX, se puede observar que tipo de suelo se tiene y la calidad de apoyo ante los esfuerzos de carga:

**Tabla XXX. Tipos de suelo de la Sub-rasante y valores aproximados de k
(lb/pulg³)**

Tipo de Suelo	Apoyo	Rango de Valores k
Suelos de grano fino en los cuales predominan las partículas de limo y arcilla.	Bajo	75-120
Arena y mezclas de arena y grava con cantidades moderadas de limo y arcilla.	Medio	120-170
Arena y mezcla de arena y grava relativamente libres de finos plásticos.	Alto	170-250
Sub-bases tratadas con cemento.	Muy Alto	250-400

Observando la tabla anterior se determina que el apoyo del suelo es del tipo medio.

Determinar el módulo de ruptura del concreto, el cual se obtiene como un porcentaje del valor de la resistencia del concreto a utilizar. Este valor corresponde a un 15% de f'_c . El concreto a utilizar tendrá una resistencia de 4000 PSI, tal como lo norma la Dirección General de Caminos por medio de su libro azul. Por lo tanto, el módulo de ruptura tiene un valor de 600 PSI.

Tomando en cuenta los datos anteriormente encontrados, se procede a determinar el espesor del pavimento de acuerdo a la tabla XXXI:

Tabla XXXI. TPD-C permisible. Carga por eje, categoría 2. Pavimento con juntas con agregados de trabe

Sin hombros de concreto o bordillo				Con hombros de concreto o bordillo			
Espesor Losa en plgs.	Sub-rasante Sub-base de apoyo			Espesor Losa en plgs.	Sub-rasante Sub-base de apoyo		
	Bajo	Medio	Alto		Bajo	Medio	Alto
5.5				5	3	9	42
6	4	12	59	5.5	9	120	450
6.5	9	43	490	6	96	700	970
7	80	320	1200	6.5	650	1400	2100
7.5	490	1200	1500	7	1100	1900	
8	1300	1900					
MR = 650 PSI							
6				5			8
6.5	8	24	110	5.5	1	23	98
7	15	70	750	6	19	220	810
7.5	110	440	2100	6.5	160	1400	2100
8	590	1900		7	1000	1900	
8.5	1900						
MR = 600 PSI							
6.5				5.5			17
7	11	34	150	6	3	41	160
7.5	19	84	890	6.5	29	320	1100
8	120	470	1200	7	210	1900	
8.5	560	2200		7.5	1100		
9	2400						
MR = 550 PSI							

El pavimento a construir no cuenta con hombros de concreto, debido al espacio reducido de la sección típica, pero para efectos de confinamiento del concreto se colocarán bordillos de concreto, por lo tanto, teniendo un módulo de ruptura de 600 PSI, un tipo de apoyo de suelo medio y un TPD-C de 120 podemos observar en la tabla que corresponde un espesor de pavimento entre 6 pulgadas, equivalente aproximadamente a 15 cm.

Cálculo del drenaje transversal:

El objetivo principal de este elemento de la carretera es evitar que el agua de lluvia proveniente del área que genera el caudal que desfoga hacia la parte baja de la cuenca en el sentido perpendicular a la carretera no pase por la estructura de la misma.

Para calcular cada una de las variables de éste elemento utilizaremos la fórmula de Kippich para el tiempo de concentración t , y el método racional para el cálculo del caudal.

Calculando con el método racional:

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

Donde:

Q = caudal [m^3/s]

I = intensidad de lluvia [mm/h]

C = coeficiente de escorrentía, en el cual se utilizará $C = 0.80$
(terreno con mucha loma)

A = Área de la cuenca. [Ha]

$$I = \frac{a}{b + t}$$

Donde:

a y b = variación en cada región, de los datos proporcionados por el INSIVUMEH

t = tiempo de concentración en minutos

Fórmula de Kippich para el tiempo:

$$t = \left(\frac{0.886 \times L^3}{h} \right)^{0.385} \times 60$$

Donde:

L = longitud del cauce (km.)

H = diferencia de elevación entre el punto más lejano y el punto analizado. (m)

$$t = \left(\frac{0.886 \times 0.534^3}{1.885} \right)^{0.385} \times 60$$

$$t = 21.22 \text{ min}$$

$$I = \frac{965}{3.1 + 21.22}$$

$$I = 39.68 \frac{\text{mm}}{\text{h}}$$

Nota:

Los datos a = 965 y b = 3.1 pertenecen a la estación meteorológica: 786270 del INSIVUMEH, correspondiente al departamento de Huehuetenango, con un período de retorno de 30 años.

$$Q = \frac{0.80 \times 39.68 \times 2.63}{360}$$

$$Q = 0.23 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Utilizando Manning:

$$D = \left(\frac{Q \times n \times 4^{\frac{5}{3}}}{S^{\frac{1}{2}} \times \pi} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$D = \left(\frac{0.23 \times 0.013 \times 4^{\frac{5}{3}}}{0.36^{\frac{1}{2}} \times \pi} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$D = 0.21 \text{ m}$$

Donde:

n = coeficiente de rugosidad del material

n = 0.013 (Riblock)

Área de descarga:

$$A = \frac{\pi \times D^2}{4}$$

$$A = \frac{\pi \times 0.21^2}{4}$$

$$A = 0.04 \text{ m}^2$$

Usando $\varnothing = 14$ pulgadas = 0.3556 m

$$A = \frac{\pi \times 0.3526^2}{4}$$

$$A = 0.1 \text{ m}^2$$

Colocar tubo de 14 pulgadas.

Diseño de mezcla de concreto: El diseño de la mezcla de concreto se realizará con las siguientes condiciones:

Resistencia requerida: 4000 psi

Tamaño máximo de agregado grueso: 1 1/2"

Módulo de finura de agregado fino: 2.6-2.9

Asentamiento para pavimento de concreto: 5-7.5 cm.

Primeramente, se procede a definir la relación agua/cemento (w/c) para la mezcla. Ya que el asentamiento es de 5 a 7.5 cm y el tamaño máximo del agregado grueso es de 1" corresponde una relación w/c de 0.49.

La función w/c se define de la siguiente manera:

$$w/c = f(w/c)$$

Por lo tanto, como observamos en la siguiente tabla, $w/c = 0.49$.

Donde $c = 348.98 \text{ kg/m}^3$

El peso unitario del concreto se compone de la sumatoria de los pesos del cemento, agua y agregados, así:

$$PUc = C + A + Ag$$

Donde:

PUc = peso unitario del concreto en kg/m^3

C = peso del cemento en kg/m^3

A = peso del agua en kg/m^3

Ag = peso de agregados (fino y grueso) en kg/m^3

De estos datos conocemos el peso del agua, del cemento y el peso unitario del concreto, por lo que falta definir el peso de los agregados.

Así, despejando la fórmula obtenemos:

$$Ag = PUc - C - A$$

$$Ag = 2415 - 348.98 - 171$$

$$Ag = 1895.02 \text{ kg/m}^3$$

Ahora obtenemos los porcentajes de cada agregado según la Tabla XXVI.

Agregado fino: 39%

Agregado grueso: 61%

Entonces, se multiplica el peso del agregado por cada porcentaje para obtener pesos separados de arena y pedrín.

$$1895 \times 0.39 = 739.06 \text{ kg/m}^3$$

$$1895 \times 0.61 = 1155.96 \text{ kg/m}^3$$

De esta manera tenemos todos los pesos de los componentes de la mezcla de concreto, para 1 m³, los cuales son:

$$C = 348.98 \text{ kg}$$

$$Af = 739.06 \text{ kg}$$

$$Ag = 1155.96 \text{ kg}$$

$$W = 166 \text{ kg}$$

El diseño teórico se define en función de las proporciones, tomando como referencia la unidad de cemento.

$$\frac{\text{Cemento}}{\text{cemento}} : \frac{\text{Arena}}{\text{cemento}} : \frac{\text{Piedrin}}{\text{Cemento}} : \frac{\text{Agua}}{\text{cemento}}$$

El resultado del diseño teórico es el siguiente:

El resultado del diseño teórico es el siguiente:

1:2:3:0.5

Cabe mencionar que la mezcla se debe de realizar pesando los materiales, sin embargo, estas solo son condiciones ideales, ya que en obra se procede a realizar la mezcla de forma volumétrica. Para este diseño se colocaría por cada unidad de cemento, dos de arena, tres de pedrín y la mitad de agua.

3.6. Planos

Los planos elaborados para el diseño del pavimento para la aldea llano grande son: planta general y planta perfil, se presentan en el apéndice.

3.7. Operación y mantenimiento.

Mantener un pavimento rígido es muy simple, si están bien proyectados, es decir; si se han relacionado en forma conveniente los elementos correspondientes como el tránsito y la resistencia del concreto y de la capa subrasante, de otra manera lo más probable es que se presente la falla estructural y haya que desechar este pavimento.

Las actividades principales al mantener un pavimento rígido son: Limpieza de juntas. Debido a que los productos utilizados para sellar las juntas longitudinales y transversales se endurecen y se agrietan con el tiempo, es necesario limpiarlos cuando menos cada tres años y extraerlo el sello anterior como cualquier material extraño que se encuentre; en seguida; la junta se vuelve a sellar con material fresco.

Cuando haya indicios de que se está presentando el fenómeno de bombeo o de plano; debido a una fractura de la losa que quedo sin apoyo al salir el material que la sustentaba; es necesario realizar inyecciones de mortero fluido para llenar los huecos. Si la losa está fracturada es conveniente renivelar la zona antes de la inyección.

Es necesario calentar los agrietamientos que se hayan presentado por el fenómeno anterior y de cualquier otro para evitar, la introducción de materiales extraños o de agua.

Cuando por defecto del gradiente de la losa, está de alabeo con la concavidad hacia arriba es necesario rebajar las orillas de la losa para nivelarlas y evitar un tránsito defectuoso a través de ellas, sobre todo en aeropuertos para lo que existen maquinas desbastadoras especiales, cuando la concavidad está hacia abajo se hace hacia el centro de la losa si es necesario

esta deformación es casi siempre menor que la anterior cuando el pavimento rígido presenta un fuerte descarnado de la superficie de rodadura, se puede distinguir la losa, por lo que se necesita construir en este caso una carpeta asfáltica de 3 a 5 cm. De espesor, para evitar que el concreto se siga deteriorando.

Este tipo de carpeta asfáltica se puede construir también para mejorar el tránsito de pavimento rígido con alabeo en sus losas.

Por último, si un pavimento rígido se comporta de manera adecuada, pero se prevé un tránsito, más intenso en los años siguientes o se requiere aumentar la vida útil del camino, es posible construir una sobre losa, para ello es necesario asegurar la unión entre el concreto antiguo y el nuevo, por lo que se corruga primero la superficie de rodadura actual, y antes de colocarlo, se esparce un aditivo especial que suelda las dos losas, estos aditivos se expenden comercialmente

3.8. Estudio de impacto ambiental.

En la construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, edificios públicos y, en general, todas las actividades realizadas por el ser humano en la tierra, generan un impacto en los componentes ambientales, ambiente físico, biológico y social. Este impacto puede ser de carácter positivo, negativo irreversible o negativo con posibles mitigaciones o neutros.

De acuerdo con las leyes actuales, se pueden realizar dos tipos de estudios de impacto ambiental:

- Impacto ambiental no significativo o evaluación rápida.
- Impacto ambiental significativo o evaluación general.

El estudio de impacto ambiental no significativo o evaluación rápida, se lleva a cabo por medio de una visita de observación al sitio propuesto para el proyecto por parte de técnicos en la materia, aprobados por el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales y por cuenta del interesado, para determinar si la acción propuesta no afecta, significativamente, el ambiente. El criterio debe basarse en proyectos similares según tamaño, localización e indicadores que se crean pertinentes.

El estudio de impacto ambiental significativo o evaluación general se podrá desarrollar en dos fases:

- Fase preliminar o de factibilidad
- Fase completa

La fase preliminar o de factibilidad deberá contener, datos de la persona interesada, descripción del proyecto y escenario ambiental, principales impactos y medidas de mitigación, sistema de disposición de desechos, plan de contingencia, plan de seguridad humana y otros que se consideren necesarios.

La fase completa, generalmente, se aplica a proyectos con grandes impactos y debe ser un estudio, lo más completo posible que, además de lo establecido en la fase preliminar, deberá responder a una serie de interrogantes necesarias para determinar el impacto que tendrá el proyecto.

- g) ¿Qué sucederá al medio ambiente como resultado de la ejecución del proyecto?
- h) ¿Cuál es el alcance de los cambios que sucedan?
- i) ¿Qué importancia tienen los cambios?
- j) ¿Qué puede hacerse para prevenir o mitigar dichos cambios?
- k) ¿Qué opciones o posibilidades son factibles?

- l) ¿Qué piensa la comunidad del proyecto?

Fines de la evaluación de impacto ambiental.

Tanto para la construcción de un sistema de abastecimiento de agua potable como para la construcción de un salón comunal, los impactos generados se consideran poco significativos, por lo que se puede realizar una evaluación rápida. Esta evaluación debe contener información básica y establecer con suficiente nivel de detalle, los impactos negativos previstos y sus medidas de mitigación propuestas.

Evaluación rápida.

Información sobre el proyecto.

- d) Nombre de la comunidad: Aldea Llano Grande
e) Municipio: Huehuetenango
f) Departamento: Huehuetenango

Tipo del proyecto.

“DISEÑO DEL PAVIMENTO PARA LA ALDEA LLANO GRANDE.”

Consideraciones especiales.

Consideraciones sobre áreas protegidas.

- h) ¿Se ubica el proyecto dentro de un área protegida legalmente establecida? No
i) Nombre del área protegida: no aplica.
j) Categoría de manejo del área protegida: no aplica.
k) Base legal de la declaratoria del área protegida: no aplica.
l) Ente administrador del área protegida: no aplica.

- m) Ubicación del proyecto dentro de la zonificación del área protegida: no se encuentra dentro de áreas protegidas.
- n) Por la ubicación del proyecto dentro de áreas del SIGAP: El proyecto no requiere un estudio de impacto ambiental.

Consideraciones sobre ecosistemas naturales.

- c) ¿Cruza el proyecto un ecosistema terrestre natural? No
- d) ¿Estado actual del ecosistema? no aplica.

Otras consideraciones.

Cruza el proyecto alguno de las siguientes zonas:

- i) Zona de alto valor escénico: no
- j) Área turística: no
- k) Sitio ceremonial: no
- l) Sitio arqueológico: no
- m) Área de protección agrícola: no
- n) Área de asentamiento humano: no
- o) Área de producción forestal: no
- p) Área de producción pecuaria: no

El presente impacto ambiental negativo requiere de medidas de mitigación específicas que deberán ser implementadas por:

Tabla XXXIII. Impactos ambientales durante la ejecución

Impacto ambiental previsto	El presente impacto ambiental negativo requiere de medidas de mitigación específicas que deberán ser implementadas por:		
Actividad	Ejecutor	Comunidad	Municipalidad
Remoción de la cobertura vegetal	X		
Movimiento de material	X		
Disposiciones inadecuadas de materiales de desperdicio	X		
Alteración y contaminación de aguas superficiales	X		
Contaminación del aire por polvo generado en construcción	X		
Alteración del paisaje natural		X	
Alteración del paisaje natural	X		
Generación de desechos sólidos	X		

Los impactos ambientales negativos identificados durante la operación de los proyectos son:

Tabla XXXIV. Impactos ambientales negativos durante la operación

Impacto ambiental previsto	El presente impacto ambiental negativo requiere de medidas de mitigación específicas que deberán ser implementadas por:		
Actividad	Comité Mantenimiento	Comunidad	Municipalidad
Disminución del nivel del agua subterránea	X	X	X
Pequeñas inundaciones debido a fugas en el sistema de agua residuales	X		
Disposición inadecuada de las aguas	X	X	
Generación de desechos sólidos derivados de las actividades de limpieza en el salón comunal	X	X	

Medidas de mitigación

Tabla XXXV. Medidas de mitigación y compensación en la ejecución y operación

ETAPA PROYECTO	CONSTRUCCIÓN		OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	
Componentes ambientales y sociales	Impacto	Medidas de mitigación	Impacto	Medidas de mitigación
Ambiente ísico				
Suelos	Remoción de cobertura vegetal	La construcción y adecuada	Desechos sólidos derivados de las actividades de limpieza del pavimento.	Mantener recipientes receptores de los desechos sólidos y disponerlos en sitios adecuados.
Recursos hídricos	movimiento de material disposición inadecuada de materiales desperdicio	disposición de los residuos orgánicos. Seleccionar sitios adecuados y colocar en capas no mayores de 0.25 m compactado. Posteriormente colocar una capa de material orgánico.		Construcción de un sistema recolector o pozos de absorción o de filtración.
	Alteración y contaminación de aguas superficiales	Construcción durante estación seca, alteración mínima de corrientes de aguas naturales.		Disposiciones inadecuadas de las aguas residuales. Disminución del nivel de agua subterránea.
Calidad del aire	Contaminación del aire por polvo generado en construcción.	Usos de agua para		

		minimizar la generación de polvo.		del agua
Ambiente biológico				
Hábitat natural	No significativo		No significativo	
Fauna y flora	No significativo		No significativo	

Al observar los impactos ambientales negativos generados y las medidas de mitigación requeridas se considera que, para la construcción del pavimento, son ambientalmente viables. También, se prevé que habrá impactos sociales de carácter positivo, al mejorar la salud de los habitantes de la comunidad al contar con una vía de acceso viable segura para su transitar y que además en la comunidad se generarán fuentes de trabajo con la construcción del proyecto de pavimentación.

3.9. Evaluación socioeconómica.

El estudio socioeconómico trata del tiempo en el cual será reembolsado el costo del proyecto, el tiempo de reembolso debe ser el menor. Por medio de este estudio se puede conocer la rentabilidad del proyecto, en este caso se analizó el valor presente neto y su comparación con la tasa interna de retorno.

3.9.1. Valor presente neto.

La obtención del valor presente neto constituye una herramienta fundamental para la evaluación y gerencia de proyectos, así como para la administración financiera. Al evaluar proyectos con la metodología del VPN se recomienda que se calcule con una tasa de interés superior a la tasa de Interés de Oportunidad (TIO), con el fin de tener un margen de seguridad para cubrir

ciertos riesgos, tales como liquidez, efectos inflacionarios o desviaciones que no se tengan previstas. Al VPN también se le llama VAN, su fórmula es:

$$VAN = \sum_{n=0}^N \frac{I_n - E_n}{(1 + i)^n}$$

Donde:

I_n = Ingresos

E_n = Egresos.

N = Número de períodos considerado

i = Tasa de interés de oportunidad

La obtención de la tasa de interés de oportunidad (TIO) para este caso se calcula así:

$i = 72 / N$ en caso de que N sea menor de 50 años.

$i = 72 / 22$ años

$i = 3.27\%$ con el fin de tener un margen de seguridad utilizaremos $i = 5\%$.

El valor presente neto del diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo para la aldea Suculique dado que tenemos una anualidad será:

$$VPN1 = 3,371,663.01 + 2,550.81 \cdot (P/A, 0.05, 22)$$

$$VPN1 = Q. 3,406,430.55$$

3.9.2. Tasa interna de retorno.

Este método consiste en encontrar una tasa de interés en la cual se cumplan las condiciones buscadas en el momento de iniciar o aceptar un proyecto de inversión. Tiene como ventaja frente a otras metodologías como la del Valor Presente Neto (VPN) o el Valor Presente Neto Incremental (VPNI) porque en este se elimina el cálculo de la Tasa de Interés de Oportunidad (TIO);

esto le da una característica favorable en su utilización por parte de los administradores financieros.

3.10. Especificaciones técnicas.

Bodega:

Deberá contarse con una bodega para el almacenamiento de los materiales de construcción que por su naturaleza no puedan permanecer a la intemperie o puedan ser objeto de robo o destrucción. Dicha bodega deberá almacenar también las herramientas y el equipo que necesite guardarse en un lugar.

Conformación y nivelación:

Se procederá la conformación del terreno, con un corte de cajuela de 0.30 metros, bajo los niveles de pavimento, se realizara con maquinaria (Retroexcavadora), se rectificará el nivel, para darle al pavimento, las características necesarias para su correcto funcionamiento, haciendo el retiro del material sobrante con camiones con una carga de 10 metros cúbicos.

Rellenos:

El relleno de la sub-base será de material selecto, el cual deberá efectuarse compactado adecuadamente en capas no mayores de 0.08 m, deberá utilizarse agua limpia para obtener un mejor resultado. La compactación necesaria es de 95% proctor; con una humedad óptima según estudio de suelos de 12.7%.

Será colocada y compactada la base de material selecto en una cantidad de 798metros cúbicos de material ya compactado, para el pavimento, lo que conformará la base de concreto para el pavimento rígido.

Bordillo:

Se hará de concreto reforzado con resistencia mínima de 210kg/cm², en proporción 1: 2: 2 (cemento, arena, piedrín) ó (según diseño de mezclas). El bordillo tendrá una sección transversal de 0.10 m de ancho por 0.45 m de alto, en una longitud de 400 m lineales. También se procurará guardar una relación de agua-cemento de 216 l/m³. Ó (según diseño de mezclas). La estructura de concreto del bordillo será reforzado con acero longitudinal en 2 varillas de 3/8" de pulgada más eslabones de 1/4" de pulgada a cada 0.20 m. El bordillo es un elemento estructural del pavimento rígido que es utilizado en la construcción del mismo, por lo que se deberán fundir de forma independiente.

Pavimento rígido:

Será hecho con concreto de alta resistencia de 281 kg/cm², proporción 1: 2: 2.5 (cemento Pórtland, arena y piedrín) o (según diseño de mezclas). El concreto con resistencia óptima alcanzada a los 28 días de fraguado, además de guardar una relación de proporción agua-cemento de 216 l/m³. El pavimento de concreto tendrá un área de 1200metros cuadrados y una longitud de 200 m. Se fundirán 240 m³ de concreto hidráulicos. Se realizará el pavimento con un bombeo o pendiente de 2% en ambos sentidos desde el eje de la calle, dependiendo del área a fundir y lo especificado en planos.

Testigos de concreto:

Se deben extraer muestras de concreto para evaluar su calidad y resistencia tanto a compresión como a flexión, mismas que deben ser del concreto que se está colocando en obra.

Los testigos de concreto estarán constituidos en elaborar un cilindro de dimensiones 6" de diámetro y 12" de altura, esto mediante una camisa metálica.

Esta prueba se realizara en función al volumen de fundición total del proyecto, pero no menor a una por tramo de 50mts de longitud, decisión que tomará el supervisor de obra

Procedimiento en obra:

Extraer tres testigos de Concreto del material colocado en obra (no se acepta realizar una mezcla específica para el llenado de cilindros).

Mantener los cilindros después de 24hrs de su elaboración en un lugar fresco y seguro, de tal manera que los rayos del sol no dañen los mismos.

Inmediatamente después de las 24hrs de su elaboración deben ser sumergidos completamente en agua, hasta el momento que sean trasladados al laboratorio de ensayos.

Una vez estando en el laboratorio se deben realizar los ensayos respectivos a los 7, 14 y 28 días de edad para tener un control de su resistencia.

Nota: La resistencia que se debe obtener a los 28 días de fraguado debe ser de 4,000 psi a compresión y 45 psi a flexión, de lo contrario se tomará el elemento como no aceptado.

En el caso que el elemento no cumpla con el requerimiento antes descrito será decisión del supervisor la forma de proceder para enmendar el incumplimiento de resistencia.

Formaleta para Pavimento:

La formaleta deberá ajustarse a la forma y dimensiones de los elementos a fundirse. Debe ser suficientemente sólida y estable para resistir la presión debida a la colocación del concreto. Se apuntalarán y sujetarán de manera

adecuada para que conserve su forma y posición. Las juntas no deberán permitir la fuga del mortero.

La remoción de la formaleta deberá hacerse de manera que no se perjudique la seguridad y durabilidad de la estructura. El concreto que se desencofre deberá ser lo suficientemente resistente para no sufrir daños posteriores.

La reparación de las imperfecciones del concreto deberá hacerse inmediatamente después de remover la formaleta. Las formaletas permanecerán en su lugar los siguientes tiempos mínimos:

Pavimento rígido: 03 días

Bordillo: 05 días

Juntas longitudinales:

Estas juntas serán de tipo doveladas, este tipo se construye de esa manera para una mejor distribución de cargas de una vía a otra del pavimento. La junta longitudinal se hará en una longitud de 577metros, posteriormente siendo sellada con material bituminoso. La dimensión de la junta dovelada es de 0.065metros del peralte de la losa.

Juntas transversales:

Estas juntas son elementos estructurales que se construyen con la finalidad de prever la falla donde se quiere. Se hace el corte a una profundidad de $\frac{1}{4}$ del peralte de la losa, de modo que se induce la falla del pavimento, la profundidad del corte del pavimento es de 0.05 metros en este caso. Además estas juntas serán recubiertas de material bituminoso.

Acero de refuerzo:

El refuerzo para el concreto consistirá en varillas de acero de lingotes nuevos. Deberán estar libres de defectos y mostrar un acabado uniforme. La superficie de las mismas deberá estar libre de óxido, escamas y materias extrañas que perjudiquen la adherencia con el concreto. Las varillas de acero no deberán tener grietas, dobladuras y laminaciones.

Recubrimientos mínimos:

El refuerzo tendrá los recubrimientos de concreto mínimos que se indican:

ELEMENTO	Recubrimiento (cm.)
Cimientos	7.5
Columna y soleras	2.5
Vigas	3.0
Losa	2.5

Traslapes:

Los traslapes de acero longitudinal no deben ser menor de 30 y 40 cm. para la varilla No. 3 y No.4 respectivamente.

Los traslapes no se deberán realizar en zonas de alto esfuerzo y preferiblemente se realizarán en el eje neutro, o donde las flexiones o compresiones sean menores; además los empalmes en un elemento estructural nunca se deberán realizar a un mismo nivel (para que no existan planos débiles).

Dobletes de las varillas:

Las varillas serán dobladas en frío y antes de ser colocadas en las formaletas. No deberán doblarse aquellas que se encuentren parcialmente fundidas en el concreto, a menos que el doblado se efectúe por lo menos a una distancia de 2.00 m de la parte fundida.

Longitudes de desarrollo y traslapes en cambios a 90° permisibles.

Los elementos de refuerzos transversales que actúan con el corte, deberán tener la longitud de desarrollo adecuada así como el doblado requerido en estribos, eslabones y en cambios de dirección de a 90° de bordillo.

Estudios de densidad de campo:

Se realizara para chequear la compactación de la base y sub-base, deberá realizarse pruebas de densidad de campo en la sub-base (terreno natural), para comprobar densidad y humedad. Deberá realizarse la prueba de densidad en la base (terreno de material seleccionado) para comprobar su densidad y humedad.

El resultado de las densidades deben estar al 100% aceptando una tolerancia aproximada del 2%, dichos ensayos se realizaran en los puntos donde indique el supervisor, pero se debe realizar una vez por cada tramo de 50mts de longitud.

Generalidades:

Las cotas y dimensiones de los elementos a construirse, serán las señaladas en los planos respectivos.

Si hubiere necesidad de cambios por razones justificables, estos deberán ser autorizados, previos a su ejecución, de manera escrita por el supervisor.

Limpieza final y restauración:

A la terminación de la obra, se moverá de los alrededores de ellas las instalaciones temporales, ripio, materiales sin uso y materiales similares que le pertenezcan o que se hayan usado bajo su dirección. Una vez realizada la limpieza, se restaurarán las áreas utilizadas, de tal forma que estas zonas queden en similares o mejores condiciones que las encontradas inicialmente.

Cualquier cambio o discrepancia de estas especificaciones con los planos deberá de ser puesta en conocimiento del supervisor designado de lo contrario se puede tomar como un trabajo no aceptable.

INTEGRACIÓN DE LOS RENGLONES DE TRABAJO					
"DISEÑO DEL PAVIMENTO ."					
ALDEA LLANO GRANDE					
MUNICIPIO DE HUEHUETENAGO, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO					
					Hoja 1/1
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (en Quetzales)	COSTO (en Dolares)
1. PRELIMINARES					
BODEGA	1	GLOBAL	Q 4,500.00	Q 4,500.00	\$ 539.57
Sub Total				Q 4,500.00	\$ 539.57
2. TOPOGRAFÍA					
REPLANTEO TOPOGRÁFICO	1329.59	ML	Q 1.70	Q 2,260.71	\$ 271.07
Sub Total				Q 2,260.71	\$ 271.07
3. TRAZO Y ESTAQUEADO					
TRAZO Y ESTAQUEADO	1329.59	ML	Q 5.71	Q 7,591.95	\$ 910.31
Sub Total				Q 7,591.95	\$ 910.31
4 .MAQUINARIA PARA CONFORMACIÓN					
CONFORMACION	7977.54	M2	Q 0.67	Q 5,344.95	\$ 640.88
COMPACTACION	7977.54	M2	Q 0.67	Q 5,344.95	\$ 640.88
CARGA MATERIAL SOBRANTE	400.00	M3	Q 8.00	Q 3,200.00	\$ 383.69
Sub Total				Q 13,889.90	\$ 1665.46
5. TRANSPORTE DE MATERIAL					
TRANSPORTE MATERIAL SELECTO	797.75	M3	Q 142.46	Q 113,647.47	\$ 13626.79
TRANSPORTE MATERIAL DE DESPERDICIO	400.00	M3	Q 142.46	Q 56,984.00	\$ 6832.61
Sub Total				Q 170,631.47	\$ 20459.41
6. CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTO t = 0.15					
PAVIMENTO DE CONCRETO	7977.54	M2	Q 355.63	Q 2,837,052.55	\$ 340174.17
JUNTAS TRANS. Y LONG.	1326.00	ML	Q 26.08	Q 34,582.08	\$ 4146.53
Sub Total				Q 2,871,634.63	\$ 344320.7
6. BORDILLO					
BORDILLO	2659.18	ML	Q 107.61	Q 286,154.36	\$ 34311.07
Sub Total				Q 286,154.36	\$ 34311.07
7. ENSAYOS					
ENSAYOS	1.00	UND	Q 15,000.00	Q 15,000.00	\$ 1798.56
Sub Total				Q 15,000.00	\$ 1798.56
TOTAL COSTOS DIRECTOS				Q 3,371,663.01	Q 404,276.14
		NOTA			
SOLO SE HACE EL CÁLCULO DE COSTOS DIRECTOS.					

CONCLUSIONES.

1. La implementación del proyecto para el nuevo sistema de abastecimiento de agua potable será de gran beneficio para toda la población del caserío de Suculique del municipio de Huehuetenango, dando como resultado el abastecimiento de agua potable a un total de 422 viviendas (5954 habitantes) actuales, el costo unitario del proyecto será de Q 73.82 metro/lineal en costos directos el cual da un costo aceptable comparado con los costos que se manejan en el medio.
2. El alcance del proyecto es de 22,443.80 kilómetros, 1070.40 metros de línea, con un diámetro de 6 pulgadas, en la red de distribución consta de 21,373.4, con diámetros de ½ pulgada con longitud de 13451 .73 metros, ¾ con una longitud de 3,720.00 metros, 1 pulgada con una longitud de 4142.85 metros, 1 ½ pulgadas con una longitud de 2725.71metros, 2 pulgadas de diámetro con una longitud de 4657.14 metros, 2 ½ pulgadas con una longitud de 1285.71 metros, 3 pulgadas con una longitud de 245.71 metros.
3. Con la construcción del pavimento se estarán beneficiando a 355 habitantes de la población de la aldea Llano Grande, y con ello se aportará cubrir las necesidades de transporte a la comunidad y vecinos.
4. La longitud total del tramo carretero diseñado es de 1,329.59 metros a un costo de Q 3, 371,663.01 y por tanto un costo unitario de Q 422.64 metro/cuadro y comparando este precio con el que se maneja en la región es un precio aceptable.

5. El autofinanciamiento del sistema por medio del cobro de tarifas por consumo de agua potable es de beneficio para todos, ya que la sociedad o la comunidad le darán el mantenimiento adecuado al sistema de agua potable.
6. El valor del canon de agua calculado y con el cual se cubren todos los gastos de operación, mantenimiento, tratamiento, administrativos, reservas, y de energía eléctrica del sistema es de Q 35.00 que es menor al jornal diario que gana un campesino en la aldea Suculique.
7. El sistema de introducción de agua potable está diseñado exclusivamente para uso domiciliario, y no para uso con fines agrícolas.

RECOMENDACIONES.

1. Construir el proyecto de abastecimiento de agua potable para la aldea Suculique en el menor tiempo posible, para evitar el uso de fuentes contaminadas por los pobladores.
2. Informar a las personas de la importancia del pago de sus tarifas, para el buen funcionamiento del proyecto y así tener un sistema eficiente.
3. Dar un adecuado y continuo mantenimiento al pavimento cuando así lo requiera, para evitar mayores daños y garantizar un buen funcionamiento durante el período tomado para el diseño.
4. Dar un adecuado y continuo mantenimiento a las válvulas de purga llaves de paso cada tres meses aplicando algún tipo de lubricante para evitar corrosión en dichos y así garantizar un buen funcionamiento durante el período tomado para el diseño.
5. Se deberá implementar un programa de capacitación, dirigido a miembros del comité del agua, fontaneros y ayudantes; con respecto al uso, operación y mantenimiento de los diferentes elementos del sistema de agua, construir el pavimento de acuerdo a los detalles, dimensiones y especificaciones, ya que la carretera en buenas condiciones es la base del desarrollo de una sociedad.
6. De no ejecutarse de manera inmediata los proyectos, considerar que los precios de los materiales variarán con el tiempo, por lo que es recomendable volver a actualizar dichos precios. Esto con el fin de contar realmente con los recursos necesarios para concluir la obra.

BIBLIOGRAFÍA.

1. American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO Guide for Design of Pavement Structures Washington D.C. 1986.
2. Instituto de Fomento Municipal (INFOM). Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales. Guatemala: junio de 1997.
3. Especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes. Guatemala, Dirección General de Caminos Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda, 1975.
4. Cutzal Muz, José Amner. Diseño del sistema de agua potable por bombeo para la colonia Romec y diseño del instituto de san José Chacayá, Sololá. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos, Facultad de Ingeniería, Guatemala, octubre de 2007.
5. Carías Freire, Manuel Eduardo. Diseño de drenaje sanitario, pluvial y pavimentación de la colonia Valle del Ensueño, aldea Don Justo, municipio de Santa Catarina Pinula, Guatemala. Trabajo de graduación de ingeniería civil. Guatemala, Universidad de San Carlos, Facultad de Ingeniería, Guatemala, octubre de 2007.
6. Crespo Villalaz, Carlos. Mecánica de suelos y cimentaciones. Editorial Limusa, Cuarta edición. México 2001.

7. Rico Rodríguez, Alfonso; Del Castillo, Hermilio. La ingeniería de los suelos en las vías terrestres carretera, ferrocarriles y aeropistas. Volumen II. Editorial limusa.

8. American Concrete Institute. Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario. ACI 318S-05. Versión en español y en sistema métrico. Es un estándar del ACI. Producido por el comité 318.

ANEXOS.

Ensayos de laboratorio

Libretas topográficas

Planos



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



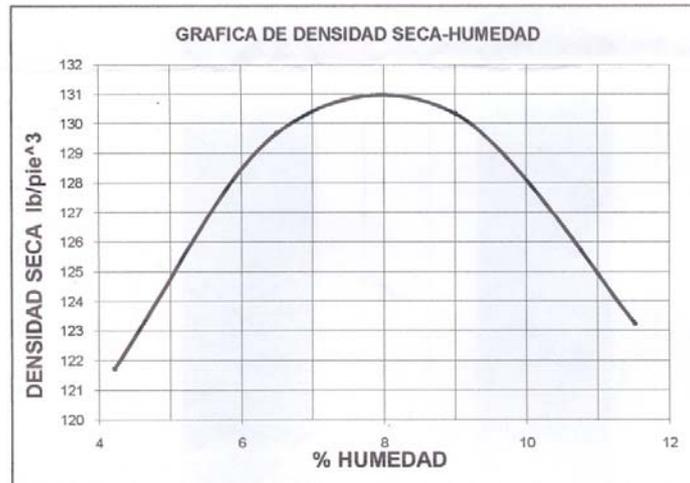
Nº 003414

INFORME No. 216 S.S. O.T.: 25,165

Interesado: Gelver Estuardo Mendoza Gómez
Asunto: ENSAYO DE COMPACTACIÓN.

Proctor Estándar: () Norma:
Proctor Modificado: (X) Norma: A.A.S.T.H.O. T-180

Proyecto: Diseño de pavimento - EPS
Ubicación: Aldea Llano Grande, Huehuetenango
Fecha: 25 de mayo de 2009



Descripción del suelo: Arena limo arcillosa con grava color café
Densidad seca máxima γ_d : 2095 Kg/m³ 130.8 lb/ft³
Humedad óptima Hop.: 8.0 %
Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.:

Inga. Telma Marcela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC

Ing. Omar Enrique Medrano Mendez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

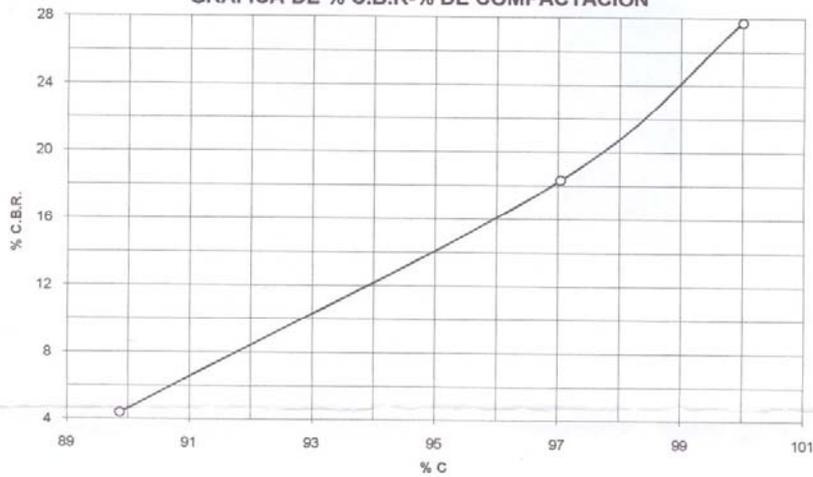


Nº 003415

INFORME No.: 217 S.S. O.T.: 25165
 Interesado: Gelver Estuardo Mendoza Gómez
 Asunto: Ensayo de Razón Soporte California (C.B.R.) Norma: A.A.S.H.T.O. T-193
 Proyecto: Diseño de pavimento - EPS
 Ubicación: Aldea Llano Grande, Huehuetenango
 Descripción del suelo: Arena limo arcillosa con grava color café
 Fecha: 25 de mayo de 2009

PROBETA No.	GOLPES No.	A LA COMPACTACION		C (%)	EXPANSION (%)	C.B.R. (%)
		H (%)	γ_d (Lb/pie ³)			
1	10	6.50	117.5	89.87	1.83	4.4
2	30	6.50	126.9	97.04	1.59	18.4
3	65	6.50	130.8	100.00	1.80	27.8

GRAFICA DE % C.B.R.-% DE COMPACTACION



Atentamente,

Vo. Bo.:

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Mejicano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos





CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 003416

INFORME No: 218 S.S.

O.T. No. 25,165

Interesado: Gelver Estuardo Mendoza Gómez

Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico, con tamices y lavado previo.

Norma: A.A.S.H.T.O. T-27, T-11

Proyecto: Diseño de pavimento - EPS

Procedencia: Aldea Llano Grande, Huehuetenango

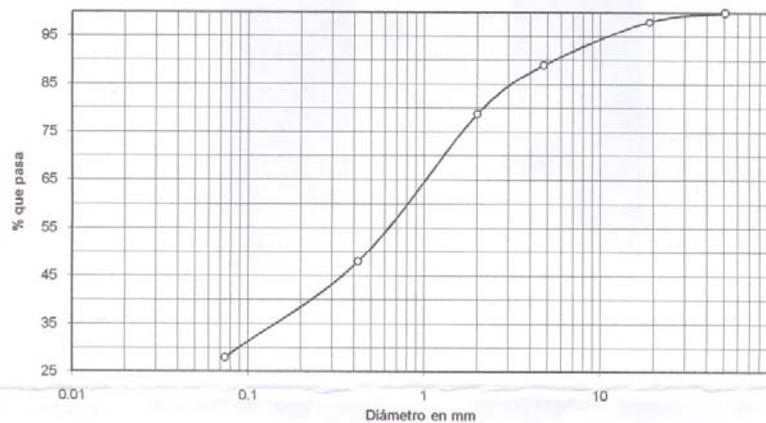
Fecha: 25 de mayo de 2009

Análisis con Tamices:		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
2"	50.8	100.00
3/4"	19.00	98.10
4	4.76	88.99
10	2.00	78.83
40	0.42	47.92
200	0.074	28.08

% de Grava: 11.01

% de Arena: 60.91

% de Finos: 28.08



Descripción del suelo: Arena limo arcillosa con grava color café

Clasificación: S.C.U.: SM P.R.A.: A-1-b

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CIMUSAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 003417

INFORME No. 219 S. S. O.T.: 25165

Interesado: Gélver Estuardo Mendoza Gómez
Proyecto: Diseño de pavimento - EPS

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Aldea Llano Grande, Huehuetenango

FECHA: 25 de mayo de 2009

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	C.S.U. *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	35.6	5.5	S.M.	Arena limo arcillosa con grava color café

(*) C.S.U. = CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC

Ing. Omar Enrique Mediano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 003417

INFORME No. 219 S. S. O.T.: 25165

Interesado: Gélver Estuardo Mendoza Gómez
Proyecto: Diseño de pavimento - EPS

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Aldea Llano Grande, Huehuetenango

FECHA: 25 de mayo de 2009

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	C.S.U. *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	35.6	5.5	S.M.	Arena limo arcillosa con grava color café

(*) C.S.U. = CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.


Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC


Ing. Omar Enrique Mediano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 004149

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO				INF. No. 23 685	
O.T. No. 25 166					
INTERESADO:	GELVER ESTUARDO MENDOZA GÓMEZ. (Carné 200 216386)	PROYECTO:	EPS "Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por bombos para la aldea Suculique Huehuetenango"		
RECOLECTADA POR:	Interesado	DEPENDENCIA:	FACULTAD DE INGENIERÍA/USAC		
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	Aldea Suculique	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2009-06-01, 08 h 30 min.		
FUENTE:	Pozo Mecánico	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.:	2009-06-01; 15 h 10 min.		
MUNICIPIO:	Huehuetenango	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	Sin refrigeración		
DEPARTAMENTO:	Huehuetenango				
RESULTADOS					
1. ASPECTO:	Claro	4. OLOR:	Lig. Mat. Orgánica	7. TEMPERATURA:	(En el momento de recolección) -- °C
2. COLOR:	01,00 Unidades	5. SABOR:	-----	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	332,00 µmhos/cm
3. TURBIEDAD:	00,35 UNT	6.potencial de Hidrógeno (pH):	06,30 unidades		
SUSTANCIAS		mg/L	SUSTANCIAS		mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,14	6. CLORUROS (Cl ⁻)	22,50	11. SOLIDOS TOTALES	189,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,0066	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,04	12. SOLIDOS VOLÁTILES	09,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	56,76	8. SULFATOS (SO ₄ ⁻²)	13,00	13. SOLIDOS FIJOS	180,00
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,05	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	01,20
5. MANGANESO (Mn)	00,014	10. DUREZA TOTAL	90,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	176,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS		CARBONATOS	BICARBONATOS	ALCALINIDAD TOTAL	
mg/L		mg/L	mg/L	mg/L	
00,00		00,00	30,00	30,00	

OTRAS DETERMINACIONES

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista de la calidad física OLOR Ligero a materia orgánica (rechazable). Desde el punto de vista de la calidad química Componentes peligrosos para la Salud NITRATOS sobrepasan la concentración máxima aceptable. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A. - W.E.F. 21TH EDITION 2 005, NORMA COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2009-06-09

Vo.Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Zenón Muci-Carrión
Ingeniero Químico Col. No. 420
M.Sc. en Ingeniería Sanitaria



FACULTAD DE INGENIERIA -USAC- Técnico Laboratorio
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2476-3992, Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>



O.T. No. 25 166		EXAMEN BACTERIOLOGICO		INF. No.A-304 357	
INTERESADO	<u>GELVER ESTUARDO MÉNDOZA GÓMEZ. (camé 200 216386)</u>	PROYECTO:	<u>EPS "Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo Aldea Suculique"</u>		
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>Interesado</u>	DEPENDENCIA:	<u>FACULTAD DE INGENIERIA-USAC</u>		
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Aldea Suculique</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2009-06-01; 08 h 30 min.</u>		
FUENTE:	<u>Pozo mecánico</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2009-06-01; 15 h 10 Min</u>		
MUNICIPIO:	<u>Huehuetenango</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>Con refrigeración</u>		
DEPARTAMENTO:	<u>Huehuetenango</u>	SABOR:	<u>-----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	<u>No hay</u>
ASPECTO:	<u>Claro</u>	ASPECTO:	<u>Claro</u>	COLOR RESIDUAL	<u>-----</u>
OLOR:	<u>Lig. Mat. orgánica</u>	OLOR:	<u>Lig. Mat. orgánica</u>		

INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)

PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACIÓN DE GAS - 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm ³	+++++	+++++	+++++
01,00 cm ³	+++++	+++++	++++
00,10 cm ³	+++++	+++++	-----
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMESES COLIFORMES/100cm ³		$\geq 16 \times 10^2$	80

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 21TM NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

OBSERVACIONES: Bacteriológicamente el agua se enmarca en la CLASIFICACIÓN I. Calidad bacteriológica que no exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua. Guatemala, 2009 -06-09

Vo.Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Zelmar Muñoz Santos
Ingeniero Químico Col. No. 420
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio



RESUMEN DE ALTIMETRÍA Y PLANIMETRÍA.							Hoja No.
PROYECTO	DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO						1
UBICACIÓN	ALDEA SUCULIQUE						
DEPARTAMENTO	HUEHUETENANGO						6
FECHA	DICIEMBRE DE 2008						
TOPOGRAFÍA	GELVER MENDOZA						
		Azimut					
Est.	P.o.	Grados	Minutos	Segundos	Distancia H.	C.P	C.A
						0.00	500.00
0	1	55	58	10	134.6	11.27	511.27
1	2	55	8	50	66.4	-0.31	510.96
2	3	56	12	20	132	5.75	516.71
3	4	54	3	40	212	28.26	544.97
4	5	54	22	30	136.2	17.31	562.28
5	6	55	1	10	153.8	16.01	578.29
6	7	56	47	50	164.8	29.57	607.86
7	8	27	57	10	70.4	1.98	609.84
8	9	182	19	40	14.2	-0.29	609.55
9	10	96	58	40	60.8	-2.29	607.26
10	11	94	18	20	112.8	-12.85	594.41
11	12	81	26	50	110	-1.92	592.49
12	13	97	0	0	108.4	3.95	596.44
13	14	85	1	40	140	-0.56	595.88
14	15	87	7	50	44.2	-3.53	592.35
15	16	66	26	30	150	-11.15	581.20
16	17	152	9	40	54.8	-10.17	571.03
17	18	145	53	20	144.4	-27.50	543.53
18	19	151	19	0	42.4	-7.27	536.26
19	20	174	20	0	126	-25.25	511.01
20	21	161	7	10	48.4	-9.77	501.24
21	22	166	25	50	50.2	-14.35	486.89
22	23	162	37	0	24.8	1.78	488.67
23	24	171	45	20	34.2	9.18	497.85
24	25	164	52	30	50.2	-1.14	496.71
25	26	96	8	0	126	6.71	503.42
26	27	147	50	50	200	-23.68	479.74
25	28	174	49	40	118.6	-5.97	490.74
28	29	171	11	10	110	-7.61	484.13
16	30	100	20	0	80.2	-15.94	565.26
30	31	103	4	30	140	-28.54	536.72
15	32	157	55	30	56.2	-11.21	581.14
32	33	155	42	0	158	-26.66	554.48
33	34	155	22	30	82.4	-16.56	537.92
34	35	155	12	0	120.8	-29.87	508.05
35	36	153	14	10	60.8	-14.14	493.91
36	37	204	9	4	88.6	6.10	500.01
37	38	224	38	20	100	10.99	511.00
38	39	227	49	30	120	14.61	525.61
39	40	196	25	30	78.4	14.14	539.75

RESUMEN DE ALTIMETRÍA Y PLANIMETRÍA.							Hoja No.
PROYECTO	DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO						2
UBICACIÓN	ALDEA SUCULIQUE						
DEPARTAMENTO	HUEHUETENANGO						6
FECHA	DICIEMBRE DE 2008						
TOPOGRAFÍA	GELVER MENDOZA						
		Azimut					
Est.	P.o.	Grados	Minutos	Segundos	Distancia H.	C.P	C.A
40	41	82	45	40	136	-23.81	515.94
40	42	199	42	20	52.8	4.74	544.49
42	43	227	49	0	100	4.47	548.96
43	44	314	25	0	100.8	-1.56	547.40
43	45	173	28	50	102.8	-2.31	546.65
45	46	82	19	20	74.6	-6.02	540.63
46	47	71	59	20	80.8	-10.94	529.69
47	48	84	30	10	76.2	-14.46	515.23
48	49	86	39	0	140	-27.39	487.84
45	50	177	36	0	108.8	6.29	552.94
50	51	316	46	40	199.8	-3.48	549.46
51	52	277	0	50	68.4	-3.48	545.98
52	53	279	38	30	84.8	-10.67	535.31
53	54	301	35	30	78.4	-10.88	524.43
54	55	309	11	0	80.8	10.72	535.15
53	56	191	20	0	110	-3.53	531.78
56	57	259	39	20	147.8	-12.75	519.03
56	58	188	35	20	80	-6.49	525.29
58	59	174	20	30	68.8	-4.70	520.59
50	60	163	45	40	134.2	1.91	554.85
60	61	190	1	50	78.4	0.46	555.31
61	62	184	55	20	128	-1.08	554.23
62	63	182	31	10	70.2	0.57	554.80
63	64	301	0	30	52.8	-4.93	549.87
64	65	232	25	30	120	-0.62	549.25
64	66	277	18	50	93.8	-5.04	544.83
66	67	288	34	40	132.2	-4.53	540.30
67	68	289	41	10	78	-2.78	537.52
68	69	199	33	10	30.6	0.64	538.16
69	70	201	0	50	98.4	-12.12	526.04
68	71	286	50	10	130.8	-4.13	533.39
63	72	209	8	50	49.2	1.41	556.21
72	73	216	29	0	132	-6.61	549.60
73	74	175	2	30	112.2	10.21	559.81
74	75	165	23	0	84.8	2.90	562.71
75	76	163	40	30	78	-0.14	562.57
76	77	144	24	20	68.6	-3.02	559.55
77	78	118	28	30	102	-22.01	537.54
77	79	162	29	30	160	-40.91	496.63
73	80	211	22	0	74.2	1.34	550.94
80	81	214	17	20	108.6	-5.08	545.86

RESUMEN DE ALTIMETRÍA Y PLANIMETRÍA.							Hoja No.
PROYECTO	DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO						3
UBICACIÓN	ALDEA SUCULIQUE						
DEPARTAMENTO	HUEHUETENANGO						6
FECHA	DICIEMBRE DE 2008						
TOPOGRAFÍA	GELVER MENDOZA						
		Azimut					
Est.	P.o.	Grados	Minutos	Segundos	Distancia H.	C.P	C.A
81	82	227	40	0	132	-9.26	536.60
82	83	287	15	20	158	-4.81	531.79
83	84	283	1	0	138	-2.31	529.48
84	85	216	30	20	100	-4.37	525.11
82	86	162	23	30	140.2	-2.36	534.24
86	87	129	6	10	112.8	-10.90	523.34
87	88	134	36	20	45.2	-6.82	516.52
82	89	236	43	40	118.2	-1.55	535.05
89	90	241	1	10	60.8	-7.78	527.27
90	91	224	19	50	94.4	-6.22	521.05
91	92	224	21	30	40	4.15	525.20
92	93	253	25	40	54.2	1.46	626.66
93	94	233	40	0	96.2	-2.10	524.56
94	95	210	11	40	94.2	9.32	533.88
95	96	207	9	40	44.6	2.82	536.70
96	97	199	42	0	52	-4.52	532.18
97	98	253	40	30	100	-17.10	515.08
97	99	168	23	0	52.2	-6.24	525.94
99	100	165	40	10	170	-40.40	485.54
94	101	138	10	40	83.6	0.42	524.98
101	102	133	7	0	78	2.64	527.62
102	103	136	38	30	110	-6.79	520.83
103	104	158	33	0	104	0.09	520.92
104	105	160	18	40	82.8	-10.52	510.40
105	106	186	33	10	100	-10.99	499.41
106	107	202	30	20	40.2	-2.98	496.43
107	108	227	30	40	120	-20.53	475.90
106	109	154	30	40	120	-15.75	483.66
8	110	197	9	0	71.8	-1.98	607.86
110	111	190	9	20	72.8	-16.39	591.47
111	112	175	26	10	134.6	-21.25	570.22
112	113	178	13	30	128	-23.76	546.46
113	114	190	25	20	126.4	-21.47	524.99
114	115	195	46	20	100	-7.33	517.66
115	116	199	48	20	78.6	1.44	519.10
116	117	200	1	20	46	8.64	527.74
117	118	179	48	0	34.8	1.42	529.16
118	119	112	55	30	108	5.80	534.96
118	120	179	58	30	152	-0.19	528.97
120	121	177	25	20	50	-4.60	524.37
121	122	134	1	0	106	-1.78	522.59

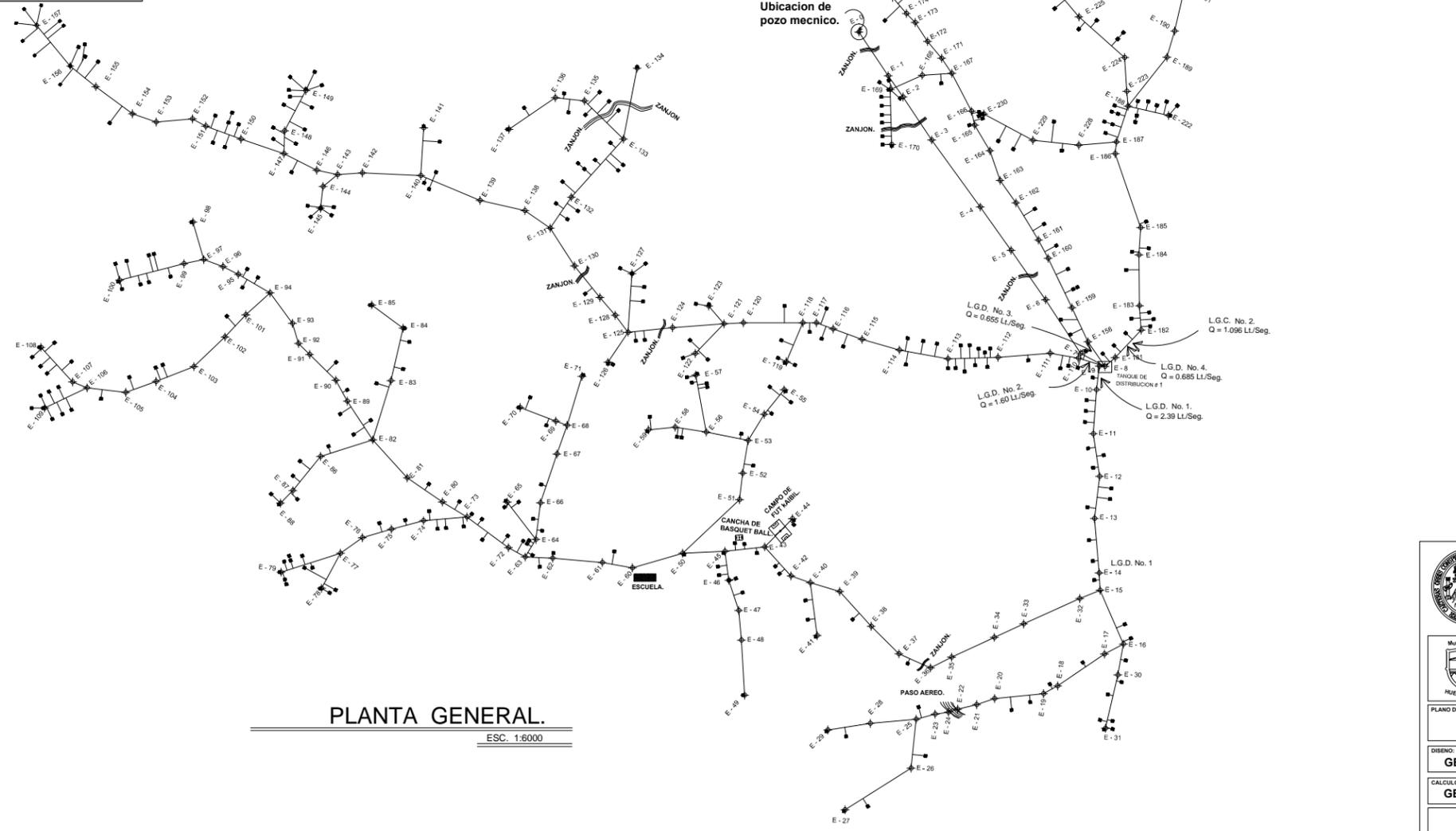
RESUMEN DE ALTIMETRÍA Y PLANIMETRÍA.							Hoja No.
PROYECTO	DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO						4
UBICACIÓN	ALDEA SUCULIQUE						
DEPARTAMENTO	HUEHUETENANGO						6
FECHA	DICIEMBRE DE 2008						
TOPOGRAFÍA	GELVER MENDOZA						
		Azimut					
Est.	P.o.	Grados	Minutos	Segundos	Distancia H.	C.P	C.A
121	123	229	12	30	60	-3.09	521.28
121	124	175	32	0	132.6	-14.22	510.15
124	125	174	17	50	114.4	13.45	523.60
125	126	123	50	56	92.8	6.03	529.63
125	127	273	51	0	150	-10.24	513.36
125	128	232	59	40	54.2	-1.48	522.12
128	129	229	9	20	60.2	-5.82	516.30
129	130	230	53	40	104	-13.53	502.77
130	131	237	12	20	114.8	21.04	523.81
131	132	304	28	50	96.2	-0.15	523.66
132	133	311	59	0	200	-29.90	493.76
133	134	280	55	40	184	5.47	499.23
133	135	224	2	50	140	12.20	505.96
135	136	186	29	30	74.8	2.54	508.50
136	137	145	49	30	144	7.23	501.27
131	138	214	40	30	78.8	-0.30	523.51
138	139	192	52	40	118	-15.00	508.51
139	140	202	33	0	164.4	11.82	520.33
140	141	273	22	50	122.8	9.39	510.94
140	142	182	46	50	150	5.11	525.44
142	143	176	7	10	63.8	9.22	534.66
143	144	140	34	40	48	2.96	537.62
144	145	96	52	10	56	-2.84	534.78
143	146	191	25	0	54.8	0.23	534.89
146	147	207	0	50	94	-3.00	531.89
147	148	272	0	0	58.2	2.50	534.39
148	149	297	46	10	116	-4.08	530.31
147	150	198	43	50	116.4	0.78	532.67
150	151	200	5	30	96.2	-9.48	523.19
151	152	207	58	10	38.8	-2.30	520.89
152	153	175	13	30	92.8	-15.80	505.09
153	154	198	51	10	64.8	-9.05	496.04
154	155	216	27	10	116.8	-27.67	468.37
155	156	218	43	10	84.2	-6.45	461.92
156	157	230	20	40	134.8	-9.86	452.06
8	158	235	38	20	76.8	-1.79	608.05
158	159	244	37	50	96.4	-15.46	592.59
159	160	244	17	0	140	-18.83	573.76
160	161	241	58	50	52.6	-6.23	567.53
161	162	238	32	40	112	-17.04	550.49
162	163	234	43	40	70	-11.11	539.38

RESUMEN DE ALTIMETRÍA Y PLANIMETRÍA.							Hoja No.
PROYECTO	DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO						5
UBICACIÓN	ALDEA SUCULIQUE						
DEPARTAMENTO	HUEHUETENANGO						6
FECHA	DICIEMBRE DE 2008						
TOPOGRAFÍA	GELVER MENDOZA						
		Azimut					
Est.	P.o.	Grados	Minutos	Segundos	Distancia H.	C.P	C.A
163	164	250	53	30	80	-19.64	519.74
164	165	239	29	30	76.2	8.08	527.82
165	166	256	27	0	36.8	0.10	527.92
166	167	242	31	0	108.8	-1.52	526.40
167	168	176	38	10	76	-1.54	524.86
168	169	155	39	50	90	-8.99	515.87
169	170	88	25	10	140	-5.60	510.27
167	171	235	57	0	46.6	1.33	527.73
171	172	230	16	50	56.2	-6.97	520.76
172	173	236	20	0	58	-0.93	519.83
173	174	225	59	30	32.2	5.80	525.63
174	175	229	25	30	54.4	4.06	529.69
175	176	262	44	30	86.2	2.34	532.03
176	177	259	1	20	72	-1.56	530.47
177	178	299	33	30	118	1.66	532.13
178	179	240	13	0	50	-3.45	528.68
179	180	249	46	30	150	-24.63	504.05
8	181	318	58	10	34.8	-3.06	606.78
181	182	313	34	0	96.8	-1.11	605.67
182	183	266	11	10	62.4	-3.63	602.04
183	184	269	22	30	130	-3.25	598.79
184	185	273	26	50	70	-2.34	596.45
185	186	250	51	50	200	0.15	596.60
186	187	275	53	0	30	1.24	597.84
187	188	288	17	40	96.2	1.07	598.91
188	189	308	26	10	160	-9.37	589.54
189	190	286	47	50	70	-1.99	587.55
190	191	282	59	40	110	-6.39	581.16
191	192	289	50	0	156	-5.15	576.01
192	193	293	45	0	140	9.63	585.64
193	194	294	9	10	96.8	9.52	595.16
194	195	299	5	50	82	0.17	595.33
195	196	307	21	10	170	-2.34	592.99
196	197	304	47	50	136.6	6.99	599.98
197	198	296	47	20	64.4	4.72	604.70
198	199	291	33	20	112	8.59	613.29
199	200	282	18	30	160.8	15.97	629.26
200	201	282	30	10	100	5.51	634.77
201	202	306	13	10	116	5.52	640.29
202	203	1	29	50	146	-4.48	635.81
203	204	261	11	30	66.8	0.56	636.37

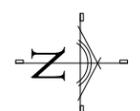
RESUMEN DE ALTIMETRÍA Y PLANIMETRÍA									
PROYECTO:		DISEÑO DE PAVIMENTO					Hoja No.		
UBICACIÓN:		ALDEA LLANO GRANDE					1	3	
DEPARTAMENTO:		HUEHUETENANGO							
FECHA:		NOVIEMBRE DE 2008							
TOPOGRAFÍA:		GELVER MENDOZA							
EST.	P.O	AZIMUT			DIST. H.	DIST. ACUM	COTA	OBS.	
		G	M	S					
	E-0				0		100	PAVIMENTO EXISTENTE	
E-0	E-1	148	1	0	88.716103	88.716103	100.176252		
E-0	E-1I	146	20	40	88.7164766		100.056794		
E-0	E-1D	149	44	0	86.7007185		100.080065		
E-1	E-2	151	34	0	33.2991874	122.01529	100.145056		
E-1	E-2I	153	24	0	34.3039599		99.9193386		
E-1	E-2D	161	56	20	34.305814		100.077571		
E-2	E-3	168	15	20	68.5590877	190.574378	99.8056081		
E-2	E-3I	166	7	20	68.5573695		99.6671559		
E-2	E-3D	169	10	40	68.5591554		99.8122013		
E-3	E-4	192	28	40	131.042027	321.616406	98.8802548		
E-3	E-4I	191	7	40	129.024538		98.7831109		
E-3	E-4D	193	56	40	133.055784		98.7377355		
E-4	E-5	190	12	0	72.5921634	394.208569	98.7845913		
E-4	E-5I	188	8	0	72.5906101		98.5542134		
E-4	E-5D	192	20	20	70.5747726		98.5301683		
E-5	E-6	189	39	40	120.967974	515.176543	98.3508101		
E-5	E-6I	188	15	40	120.96519		98.0715713		
E-5	E-6D	191	2	20	120.966387		98.1762843		
E-6	E-7	146	58	20	18.2085272	533.38507	98.3411395		
E-6	E-7I	137	53	40	18.2072299		98.2154835		
E-6	E-7D	155	5	20	18.2065937		98.1823283		
E-6	E-8	140	55	40	137.096479	670.481549	98.4763055	CRUCE HACIA LA DERECHA	
E-6	E-8I	139	55	0	135.080627		98.279859		

RESUMEN DE ALTIMETRÍA Y PLANIMETRÍA								Hoja No.		
PROYECTO:		DISEÑO DE PAVIMENTO					2		3	
UBICACIÓN:		ALDEA LLANO GRANDE								
DEPARTAMENTO:		HUEHUETENANGO								
FECHA:		NOVIEMBRE DE 2008								
TOPOGRAFÍA:		GELVER MENDÓZA								
EST.	P.O	AZIMUT			DIST.	COTA	OBS.			
		G	M	S	DIST. H.	ACUM				
E-6	E-8D	142	5	20	137.096376		98.5290531			
E-8	E-9	194	13	20	23.1891788	693.670728	99.5141472			
E-8	E-9I	186	40	0	24.2148524		99.2776598			
E-8	E-9D	199	23	20	23.1924912		99.4763781			
E-9	E-10	209	54	40	34.2771388	727.947867	100.542483			
E-9	E-10I	207	12	40	34.2801758		100.489821			
E-9	E-10D	213	6	20	32.2568069		100.613817			
E-10	E-11	266	22	40	122.982799	850.930665	101.207604			
E-10	E-11I	265	23	20	124.999592		101.109482			
E-10	E-11D	267	15	0	124.997947		101.277801			
E-11	E-12	285	0	20	90.7072045	941.63787	102.698309			
E-11	E-12I	283	56	0	92.7226724		102.722742			
E-11	E-12D	286	6	0	92.720232		102.794065			
E-12	E-13	263	9	20	36.220858	977.858728	104.559406			
E-12	E-13I	258	51	40	36.2349331		104.420481			
E-12	E-13D	266	47	0	37.2241564		104.622085			
E-12	E-14	262	0	20	69.7464273	1047.60516	110.190559			
E-12	E-14I	260	36	20	67.4514903		109.925047			
E-12	E-14D	264	11	0	69.7727496		110.071211			
E-14	E-15	281	33	40	51.5097784	1099.11493	117.016395			
E-14	E-15I	279	21	0	51.5204649		116.977478			
E-14	E-15D	283	52	0	51.5416551		116.899594			
E-15	E-16	306	23	40	28.2512662	1127.3662	117.577229			
E-15	E-16I	303	4	40	28.2560102		117.449713			
E-15	E-16D	309	53	40	30.2654192		117.578025			

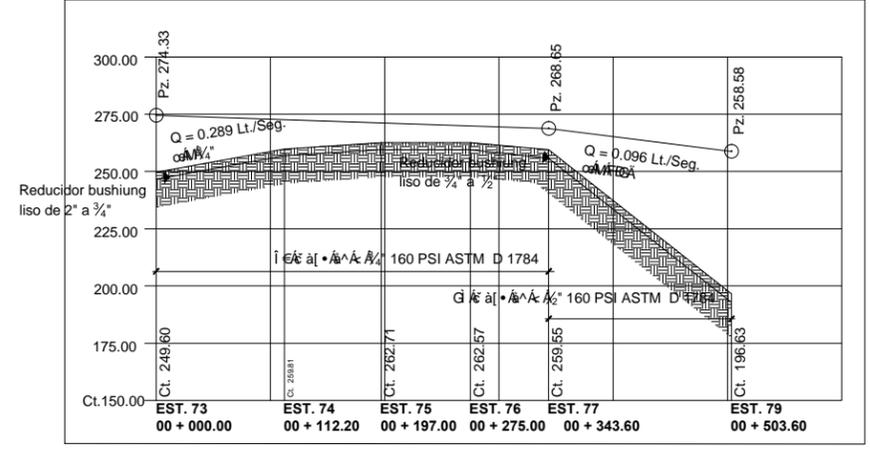
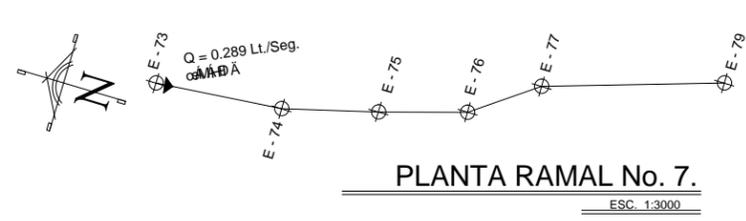
SIMBOLOGIA.	
	Llave de paso.
	Direccion de flujo.
	Valvula de limpieza.
	Valvula de aire.
	Caja rompe presion.
	Tanque de distribucion.
	Terreno natural.
	Casa.
	Escuela.
	Tuberia.
	Zanjon.
	Rio.
	Paso aereo.
	Pozo.
	Reductor.
	Perfil de terreno.
	Ubicacion de estacion.
E-01	Numero de estacion.
	Impulsor.
Todas las medidas estan dadas en metros.	



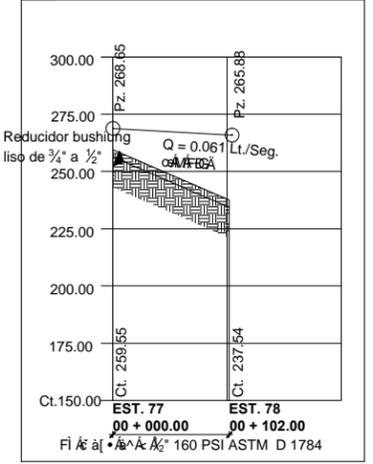
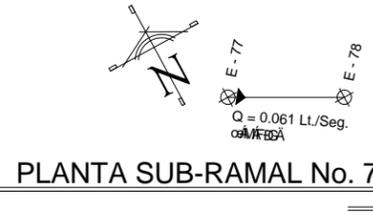
PLANTA GENERAL.
ESC. 1:6000



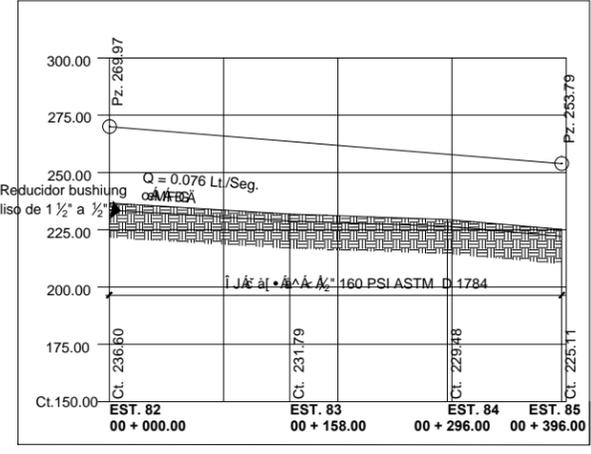
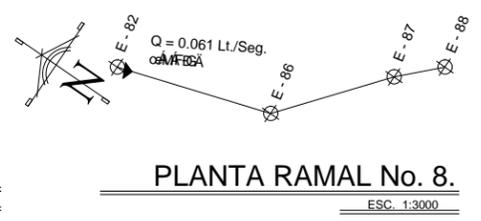
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA. FACULTAD DE INGENIERIA. UNIDAD DE PRACTICAS Y E.P.S.		
 MUNICIPALIDAD DE HUEHUETENANGO. OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION.	PROYECTO: OP.O: U.A.B.S.A.U.V.O.T. C.E.O ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA SUCULIQUE.	
PLANO DE: PLANTA GENERAL.		
DISEÑO: GELVER MENDOZA.	FECHA: FEBRERO DE 2009	DIBUJO: GELVER MENDOZA.
CALCULO: GELVER MENDOZA.	ESCALA: INDICADA	REVISOR: DIRECTOR DE PLANIFICACION Aya AUDEL LOPEZ.
V.B. ALCALDE MUNICIPAL.	V.B. SUPERVISOR DE UNIDAD E.P.S. UBAC.	E.PESITA:
HOJA: 1		27



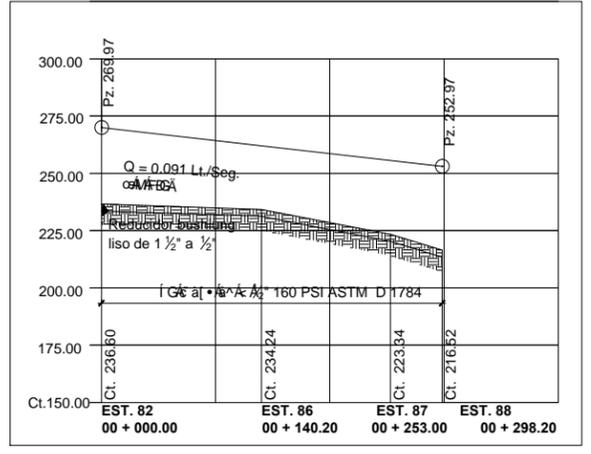
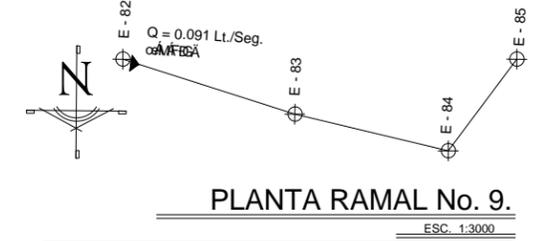
PERFIL RAMAL No. 7.
ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000



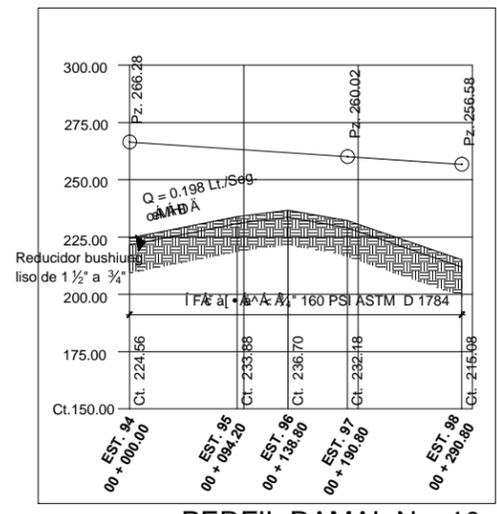
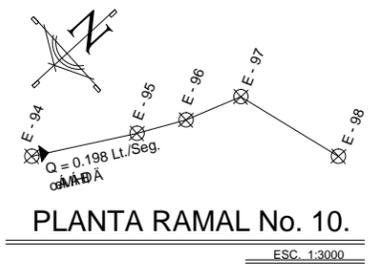
PERFIL SUB. RAMAL No. 7.1.
ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000



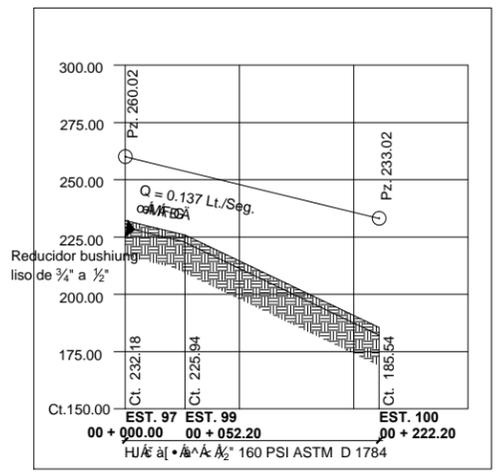
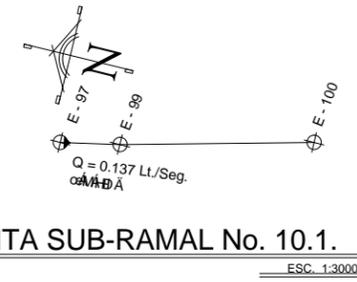
PERFIL RAMAL No. 8.
ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000



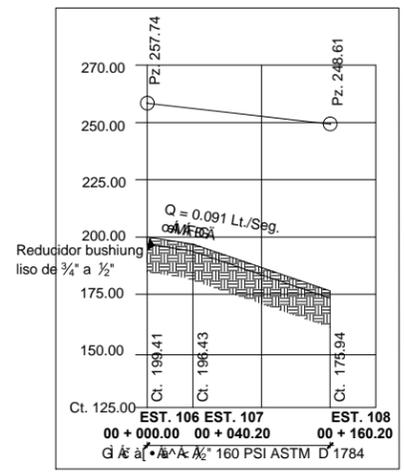
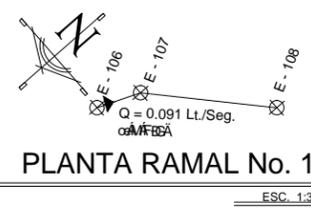
PERFIL RAMAL No. 9.
ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000



PERFIL RAMAL No. 10.
ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000



PERFIL SUB. RAMAL No. 10.1.
ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000



PERFIL RAMAL No. 11.
ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000

NOTA.
Ver simbología en planos 1 y 2
Se utilizo un factor de desperdicio en tubería del 5%.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA.
FACULTAD DE INGENIERIA.
UNIDAD DE PRACTICAS Y E.P.S.



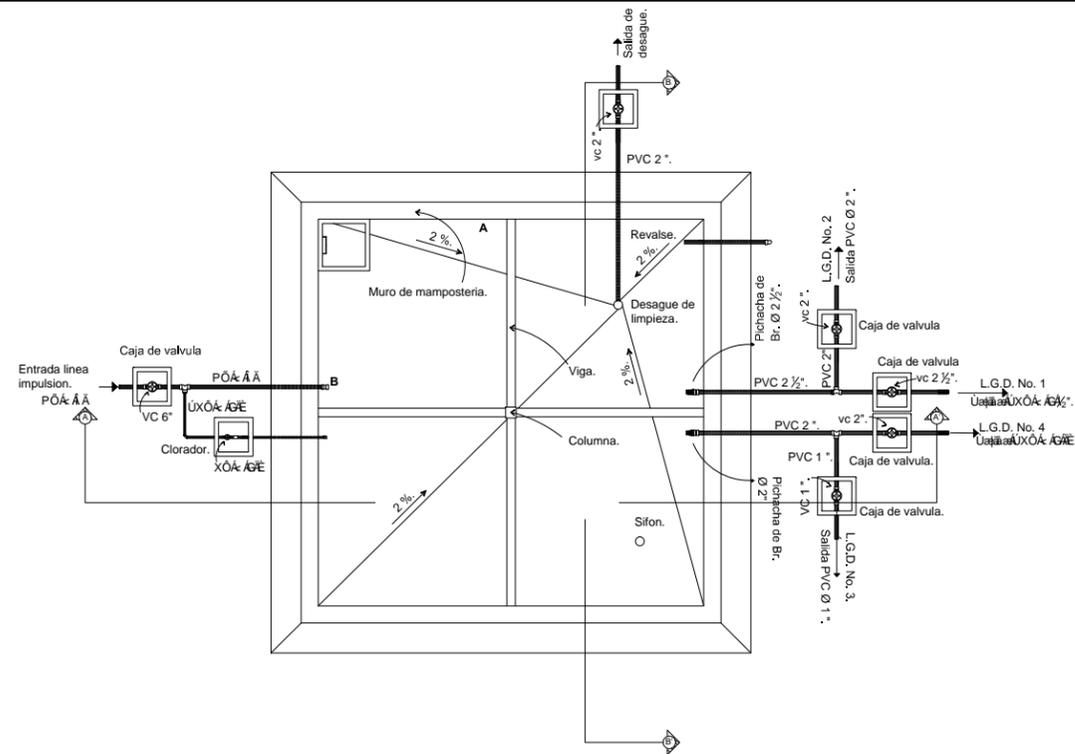
MUNICIPALIDAD DE HUEHUETENANGO.
OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION.

PROYECTO:
OJO: U A O S A U O T O O O
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA SUCULIQUE.

PLANO DE: **PLANTA PERFIL.**

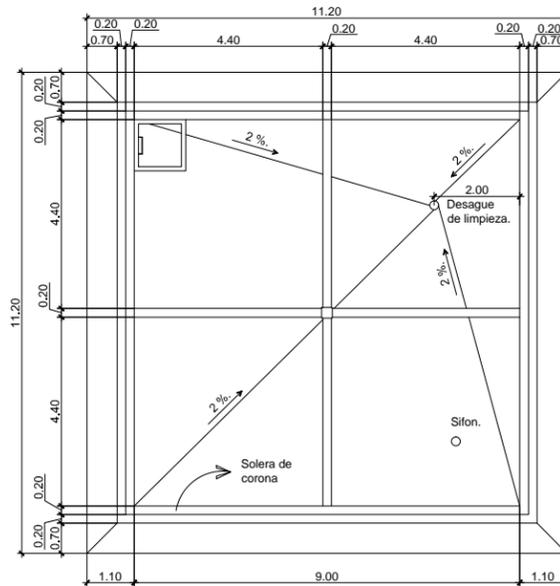
DISEÑO: GELVER MENDOZA.	FECHA: FEBRERO DE 2009	DIBUJO: GELVER MENDOZA.
CALCULO: GELVER MENDOZA.	ESCALA: INDICADA	REVISOR: DIRECTOR DE PLANIFICACION ANS ADEL LOPEZ.

HOJA:
11 de **27**



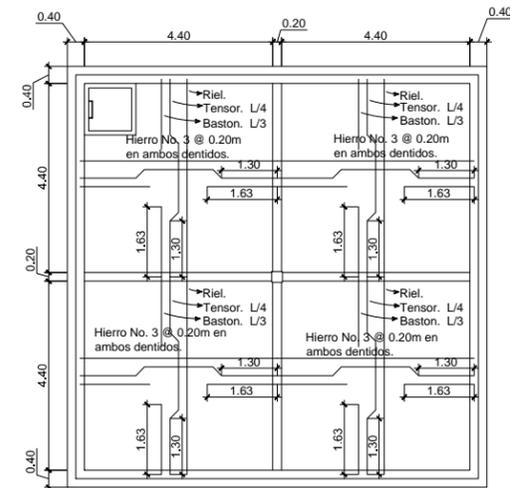
PLANTA TANQUE NO. 1.

ESC. S/E.



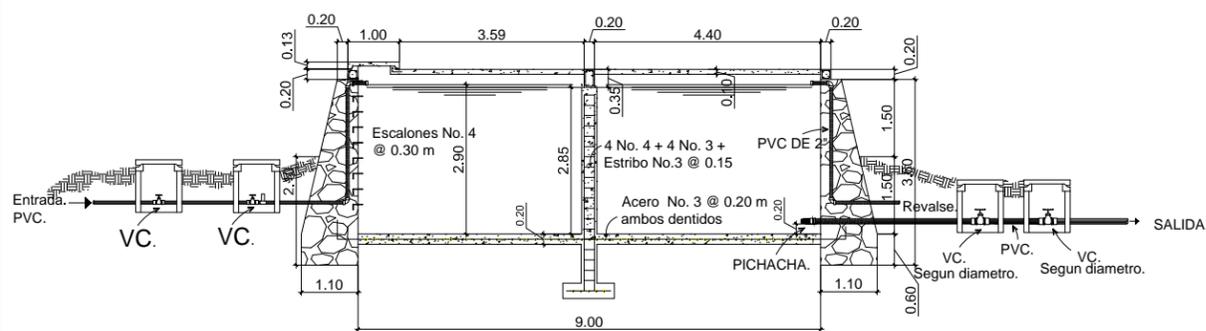
PLANTA ACOTADA.

ESC. S/E.



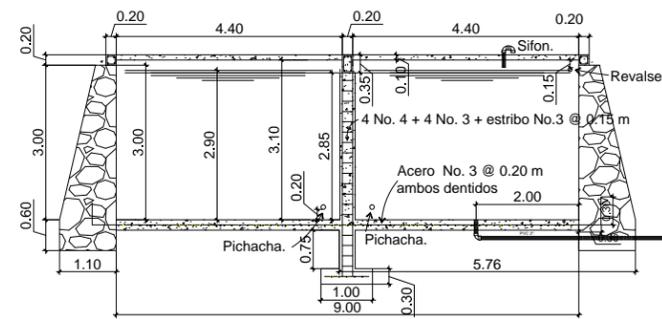
DETALLE DE ARMADO DE LOSA.

ESC. S/E.



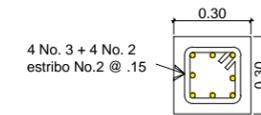
SECCION A - A'.

ESC. S/E.



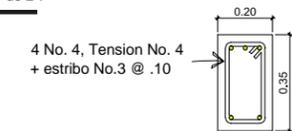
SECCION B - B'.

ESC. S/E.



DETALLE DE ARMADO DE COLUMNA T-1.

ESC. S/E.



DETALLE DE ARMADO DE VIGA.

ESC. S/E.

ESPECIFICACIONES.
Mamposteria de piedra.

Uso de la piedra en la mamposteria.

Mortero 33%.

El mortero a utilizar, sabieta proporcion de mezcla cemento arena (2:1).

Concreto.

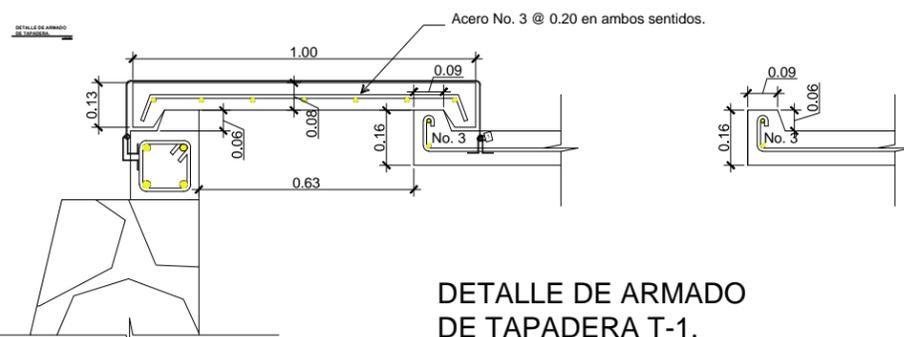
f'c = 210 kg/cm² 3,000 PSI.

proporcion de mezcla cemento arena y piedrin (1 : 2 : 3).

Refuerzo.

f'c = 2810 kg/cm² 40,000 PSI.

Todas la medidas estan dadas en metros.

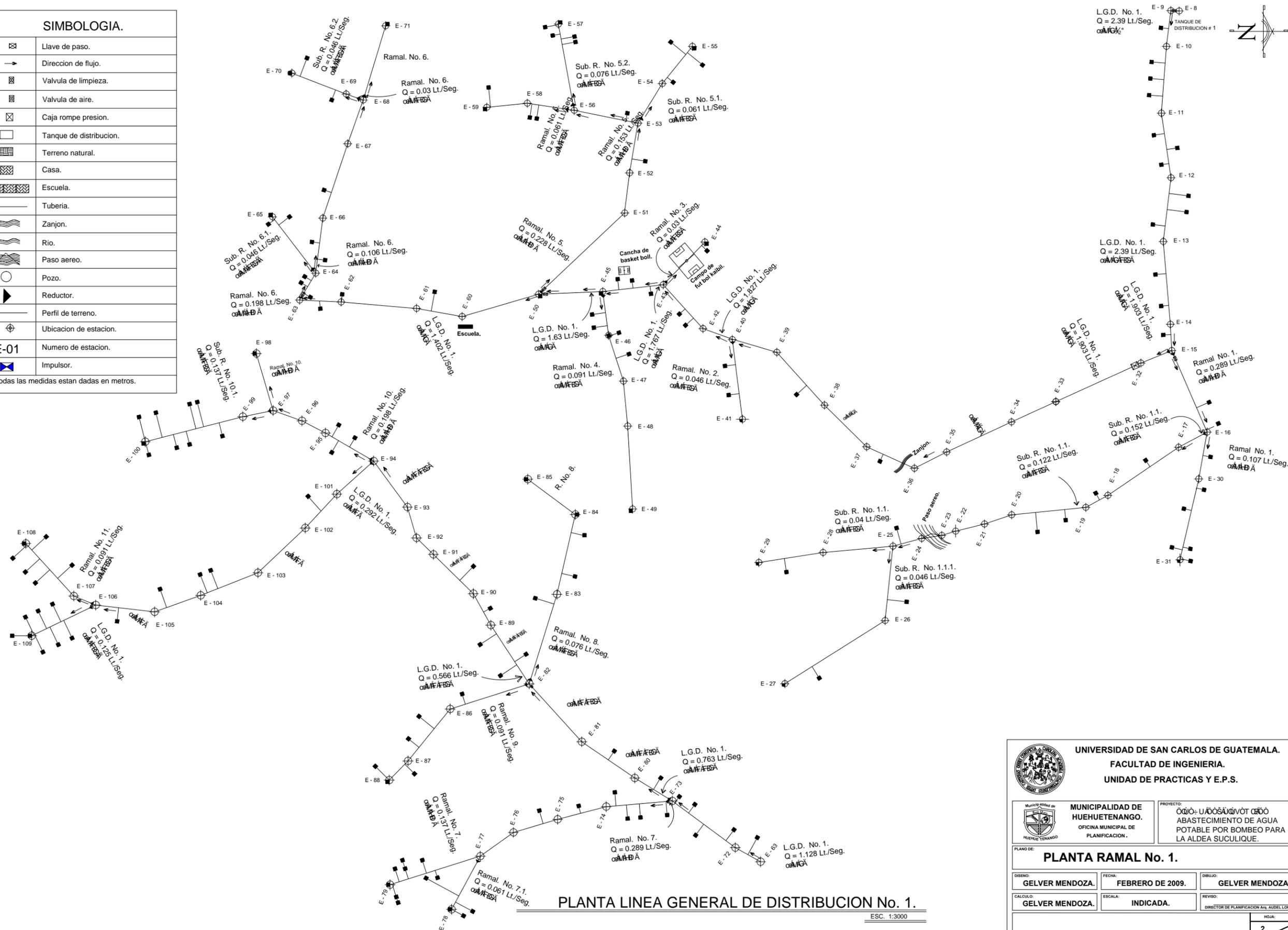


DETALLE DE ARMADO DE TAPADERA T-1.

ESC. S/E.

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA. FACULTAD DE INGENIERIA. UNIDAD DE PRACTICAS Y E.P.S.		
 MUNICIPALIDAD DE HUEHUETENANGO. OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION.	PROYECTO: OJO: U A B O S A U V O T C E O ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA SUCULIQUE.	
PLANO DE: PLANTA PERFIL TANQUE No. 1.		
DISEÑO: GELVER MENDOZA.	FECHA: FEBRERO DE 2009	DIBUJO: GELVER MENDOZA.
CALCULO: GELVER MENDOZA.	ESCALA: INDICADA	REVISOR: DIRECTOR DE PLANIFICACION ANA AUDEL LOPEZ.
V.B. ALCALDE MUNICIPAL.		V.B. SUPERVISOR DE UNIDAD E.P.S. U.E.A.C. E.P.E.S.T.A.
HOJA: 21		27

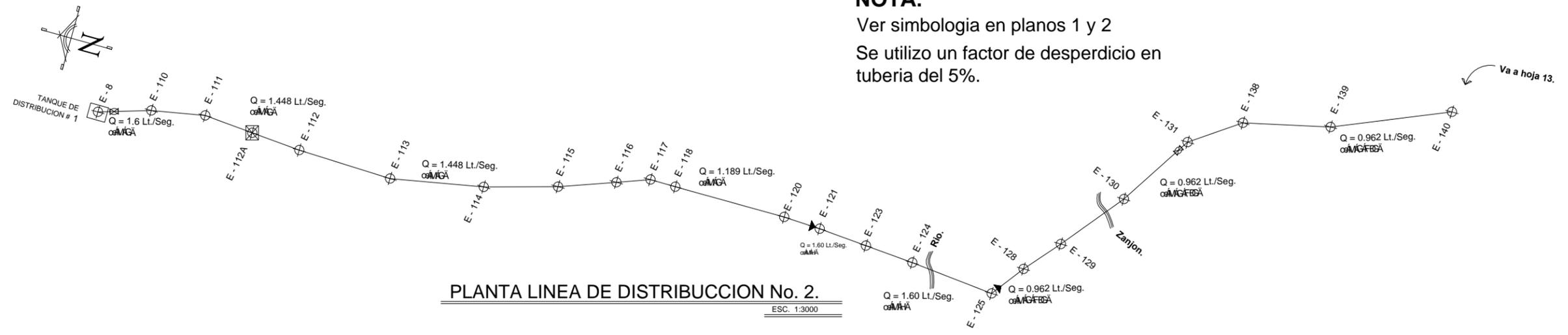
SIMBOLOGIA.	
	Llave de paso.
	Direccion de flujo.
	Valvula de limpieza.
	Valvula de aire.
	Caja rompe presion.
	Tanque de distribucion.
	Terreno natural.
	Casa.
	Escuela.
	Tuberia.
	Zanjon.
	Rio.
	Paso aereo.
	Pozo.
	Reductor.
	Perfil de terreno.
	Ubicacion de estacion.
E-01	Numero de estacion.
	Impulsor.
Todas las medidas estan dadas en metros.	



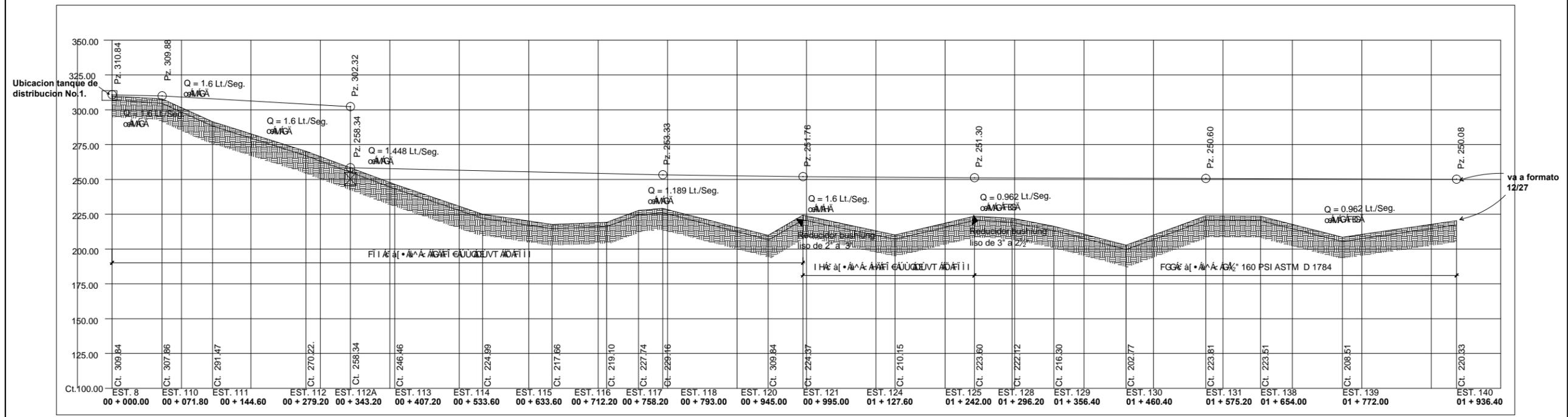
PLANTA LINEA GENERAL DE DISTRIBUCION No. 1.

ESC. 1:3000

<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA. FACULTAD DE INGENIERIA. UNIDAD DE PRACTICAS Y E.P.S.</p>		
<p>MUNICIPALIDAD DE HUEHUETENANGO. OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION.</p>	<p>PROYECTO: O.A.O. U.A.D.S.U.V.O.T. C.E.O. ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA SUCULIQUE.</p>	
<p>PLANO DE: PLANTA RAMAL No. 1.</p>		
<p>DISENO: GELVER MENDOZA.</p>	<p>FECHA: FEBRERO DE 2009.</p>	<p>DEBIDO: GELVER MENDOZA.</p>
<p>CALCULO: GELVER MENDOZA.</p>	<p>ESCALA: INDICADA.</p>	<p>REVISOR: DIRECTOR DE PLANIFICACION ANS. AUGEL LOPEZ.</p>
<p>V.B. ALCALDE MUNICIPAL</p>		<p>V.B. SUPERVISOR DE UNIDAD E.P.S. UBEC</p>
<p>HOJA: 2</p>		<p>27</p>



PLANTA LINEA DE DISTRIBUCCION No. 2.
ESC. 1:3000



PLANTA LINEA GENERAL DE DISTRIBUCCION No. 2.
ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA.
FACULTAD DE INGENIERIA.
UNIDAD DE PRACTICAS Y E.P.S.

Municipalidad de HUEHUETENANGO.
OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION.

PROYECTO: OJO: U A D O S A U V O T C E O
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA SUCULIQUE.

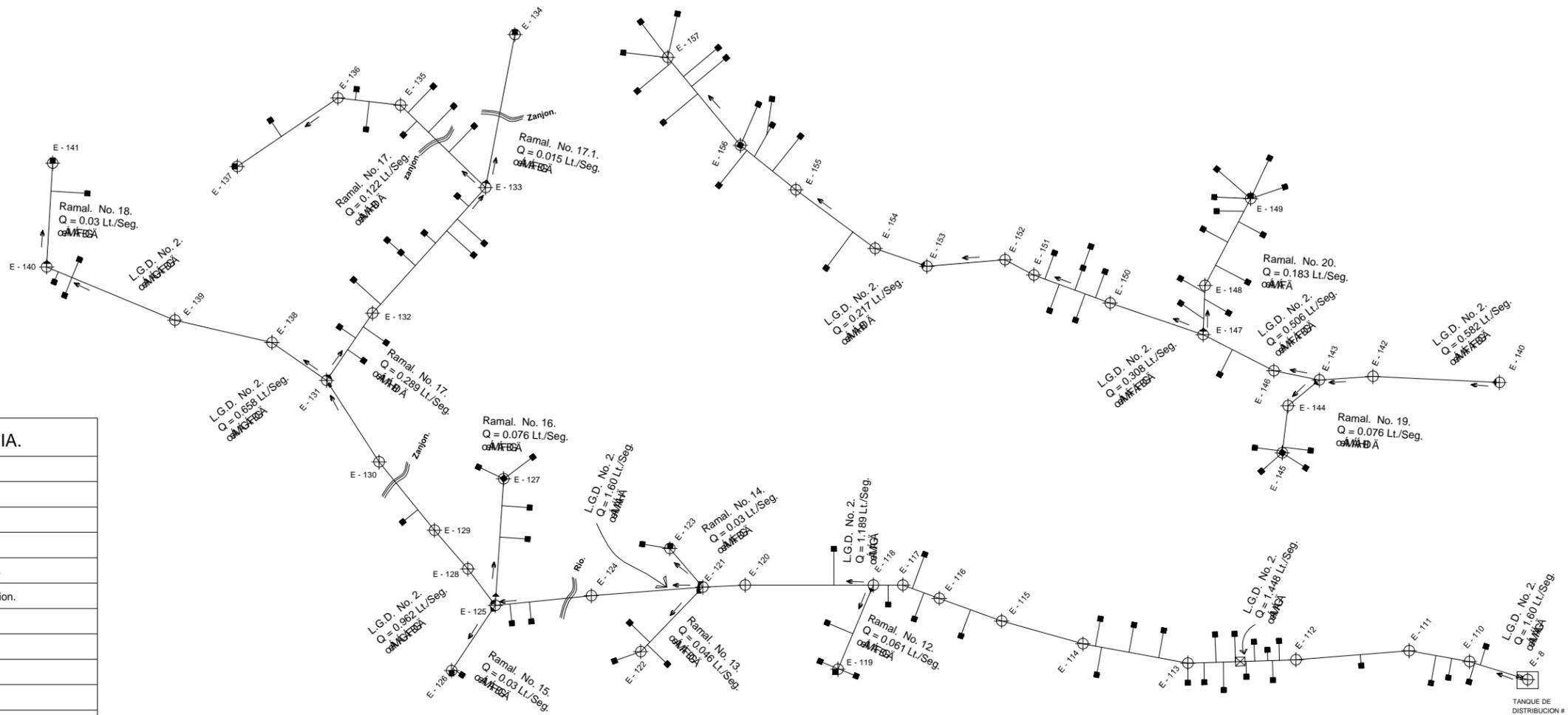
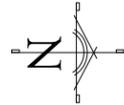
PLANO DE: **PLANTA PERFIL.**

DISEÑO: GELVER MENDOZA. FECHA: FEBRERO DE 2009. DIBUJO: GELVER MENDOZA.

CALCULO: GELVER MENDOZA. ESCALA: INDICADA. REVISOR: DIRECTOR DE PLANIFICACION Arz. ADEL LOPEZ.

HOJA: 12 / 27

V.B. ALCALDE MUNICIPAL. V.B. SUPERVISOR DE UNIDAD E.P.S. UBAC. EPEBISA:

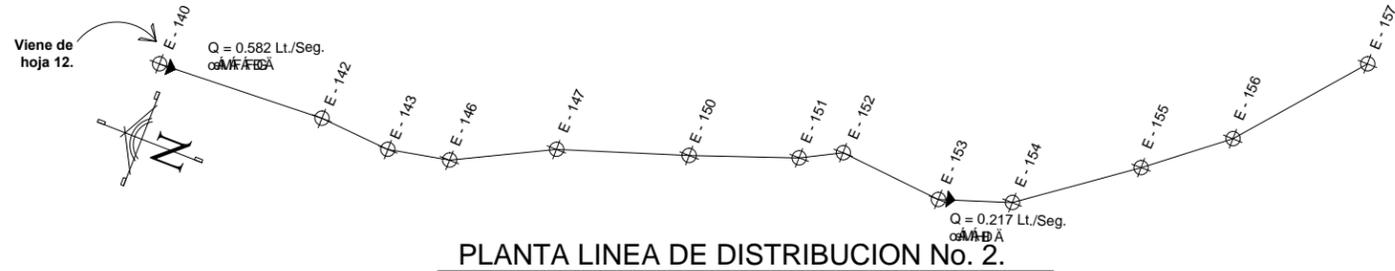


PLANTA LINEA GENERAL DE DISTRIBUCION No. 2.

ESC. 1:3000

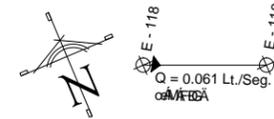
SIMBOLOGIA.	
	Llave de paso.
	Direccion de flujo.
	Valvula de limpieza.
	Valvula de aire.
	Caja rompe presion.
	Tanque de distribucion.
	Terreno natural.
	Casa.
	Escuela.
	Tuberia.
	Zanjon.
	Rio.
	Paso aereo.
	Pozo.
	Reductor.
	Perfil de terreno.
	Ubicacion de estacion.
E-01	Numero de estacion.
	Impulsor.
Todas las medidas estan dadas en metros.	

<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA. FACULTAD DE INGENIERIA. UNIDAD DE PRACTICAS Y E.P.S.</p>		
<p>MUNICIPALIDAD DE HUEHUETENANGO. OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION.</p>	<p>PROYECTO: OJO: U A D O S A U C U L I Q U E O O ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA SUCULIQUE.</p>	
<p>PLANO DE: PLANTA RAMAL No. 2.</p>		
<p>DISEÑO: GELVER MENDOZA.</p>	<p>FECHA: FEBRERO DE 2009</p>	<p>DIBUJO: GELVER MENDOZA.</p>
<p>CALCULO: GELVER MENDOZA.</p>	<p>ESCALA: INDICADA</p>	<p>REVISOR: DIRECTOR DE PLANIFICACION Ayo AUGEL LOPEZ</p>
<p>V.B. ALCALDE MUNICIPAL</p>		<p>V.B. SUPERVISOR DE UNIDAD E.P.S. U.E.A.C.</p>
<p>HOJA: 3</p>		<p>27</p>



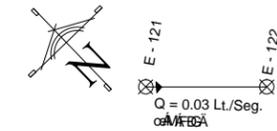
PLANTA LINEA DE DISTRIBUCION No. 2.

ESC. 1:3000



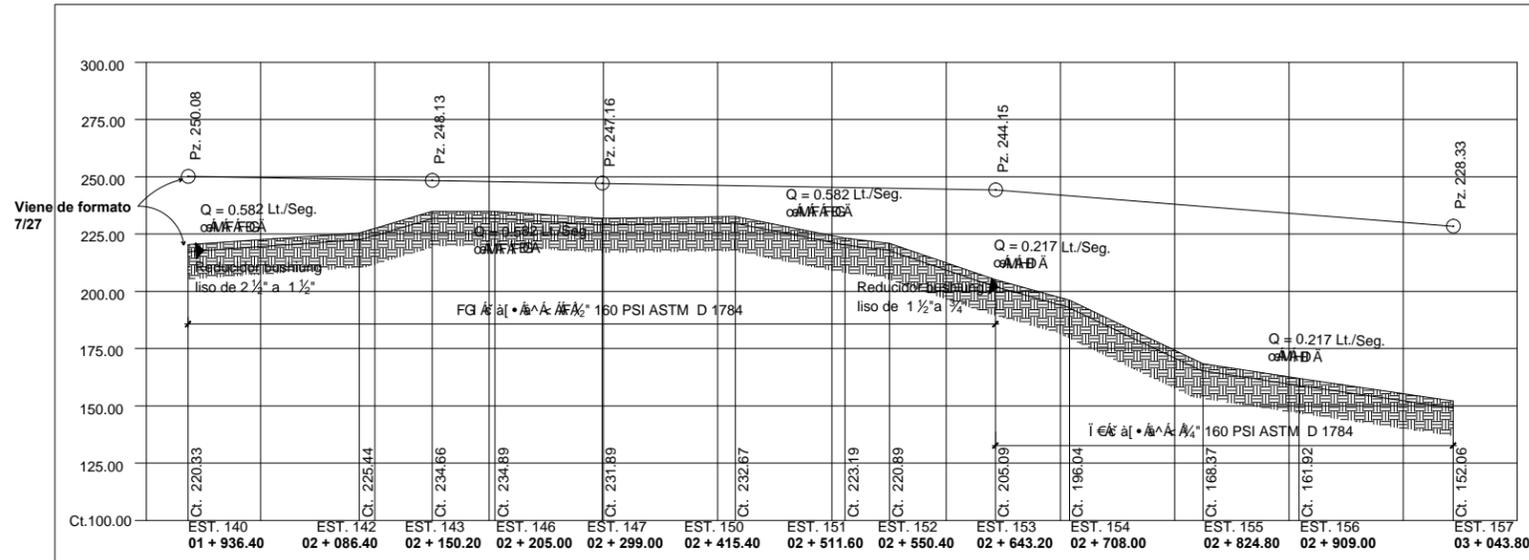
PLANTA RAMAL No. 12.

ESC. 1:3000



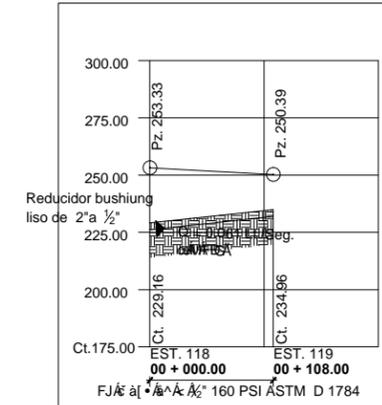
PLANTA RAMAL No. 13.

ESC. 1:3000



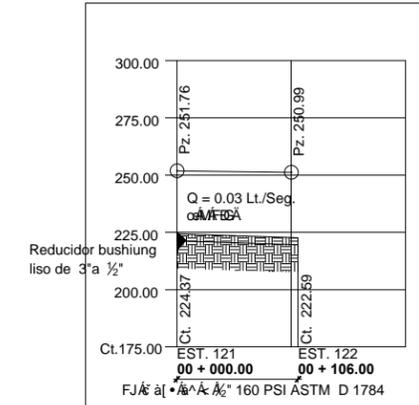
LINEA GENERAL DE DISTRIBUCION No. 2

ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000



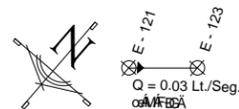
PERFIL RAMAL No. 12.

ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000



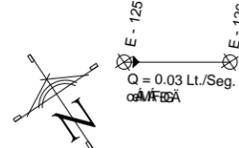
PERFIL RAMAL No. 13.

ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000



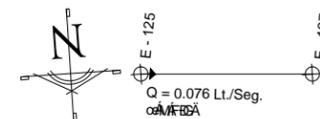
PLANTA RAMAL No. 14.

ESC. 1:3000



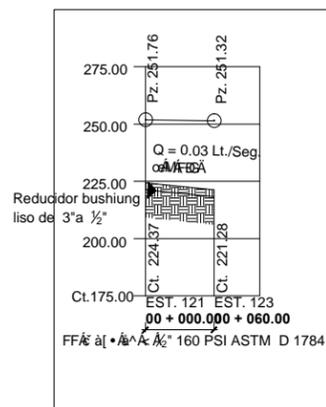
PLANTA RAMAL No. 15.

ESC. 1:3000



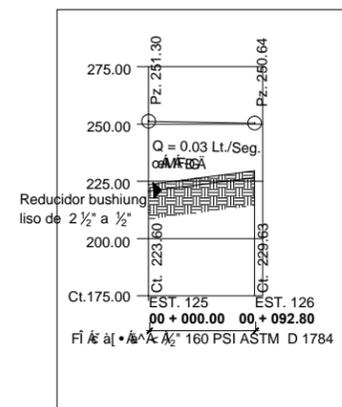
PLANTA RAMAL No. 16.

ESC. 1:3000



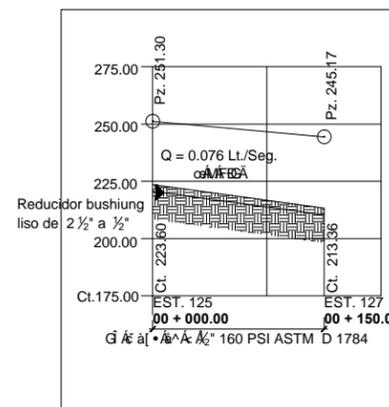
PERFIL RAMAL No. 14.

ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000



PERFIL RAMAL No. 15.

ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000



PERFIL RAMAL No. 16.

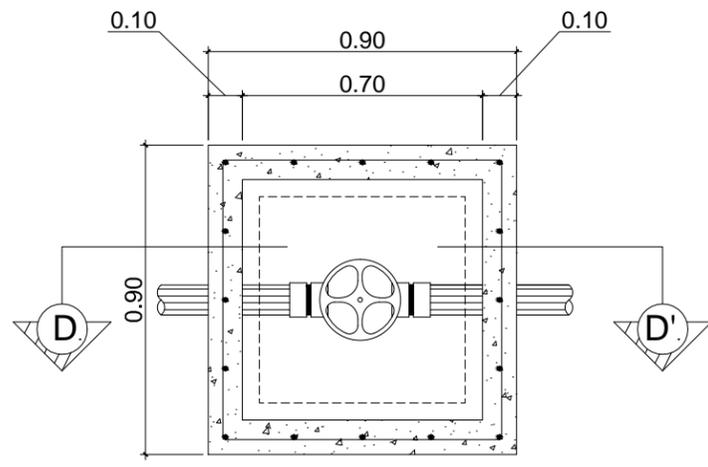
ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000

NOTA.

Ver simbologia en planos 1 y 2

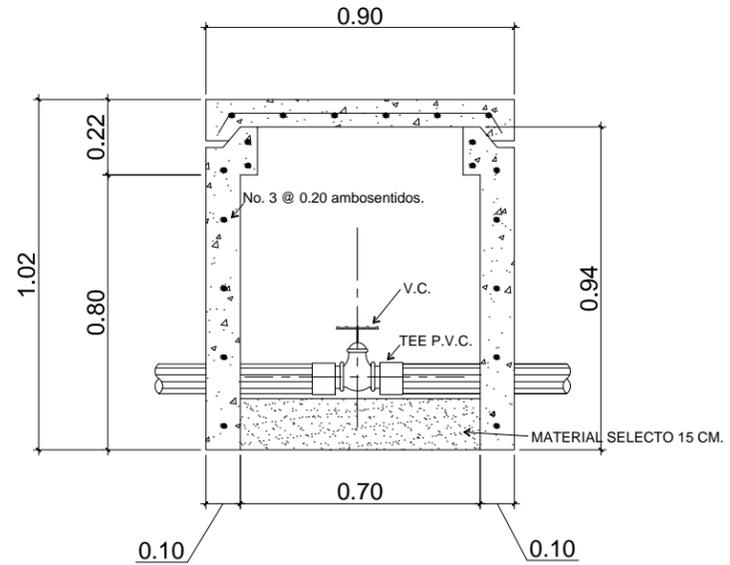
Se utilizo un factor de desperdicio en tuberia del 5%.

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA. FACULTAD DE INGENIERIA. UNIDAD DE PRACTICAS Y E.P.S.		
 MUNICIPALIDAD DE HUEHUETENANGO. OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION.		PROYECTO: ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA SUCULIQUE.
PLANTA PERFIL.		
DISEÑO: GELVER MENDOZA.	FECHA: FEBRERO DE 2009	DIBUJO: GELVER MENDOZA.
CALCULO: GELVER MENDOZA.	ESCALA: INDICADA	REVISOR: DIRECTOR DE PLANIFICACION ANA AUREL LOPEZ.
V.B. ALCALDE MUNICIPAL.		V.B. SUPERVISOR DE UNIDAD E.P.S. UBAC.
HOJA:		13 / 27



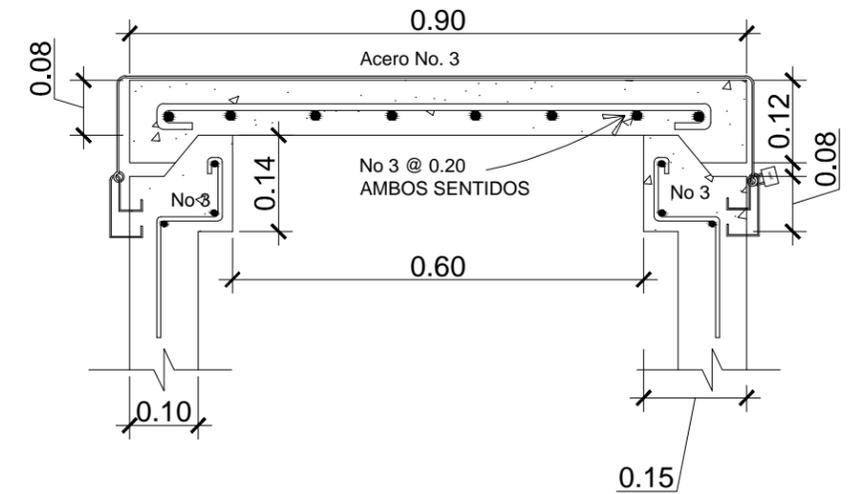
PLANTA CAJA DE VALVULA.

ESC. S/E.



SECCION D - D'.

ESC. S/E.



DETALLE DE ARMADO DE TAPADERA T-2.

ESC. S/E.

NOTA.

Las valvulas de las cajas que no se indican seran conforme el diametro de la tuberia donde esten colocadas.

Todas las medidas estan dadas en metros.

ESPECIFICACIONES.

Concreto.

f'c = 210 kg/cm² 3,000 PSI.

proporcion de mezcla cemento arena y piedrin (1 : 2 : 3).

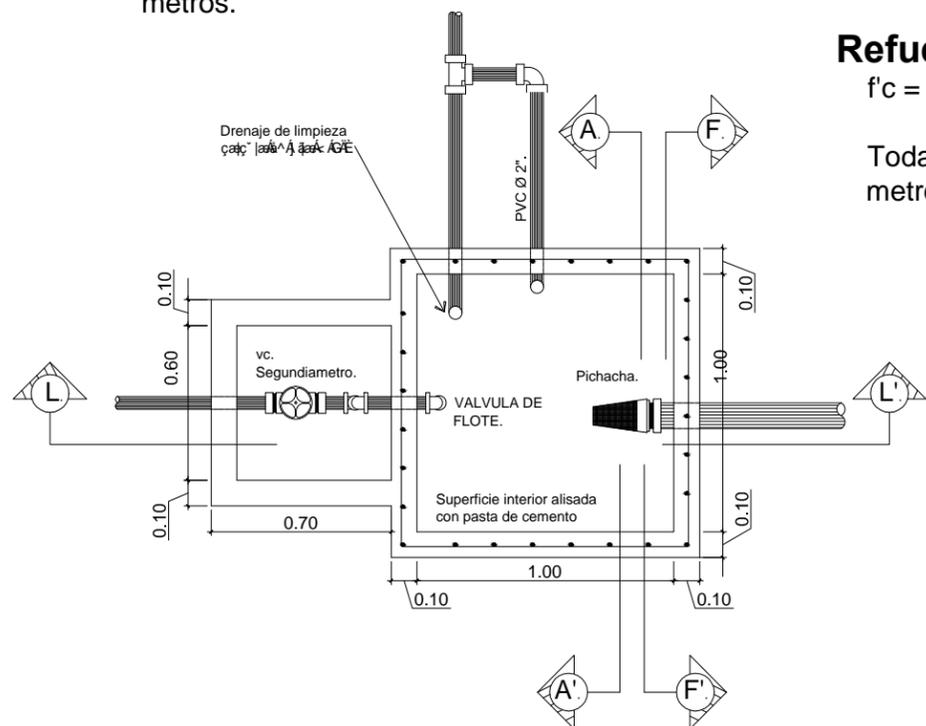
Refuerzo.

f'c = 2810 kg/cm² 40,000 PSI.

Todas las medidas estan dadas en metros

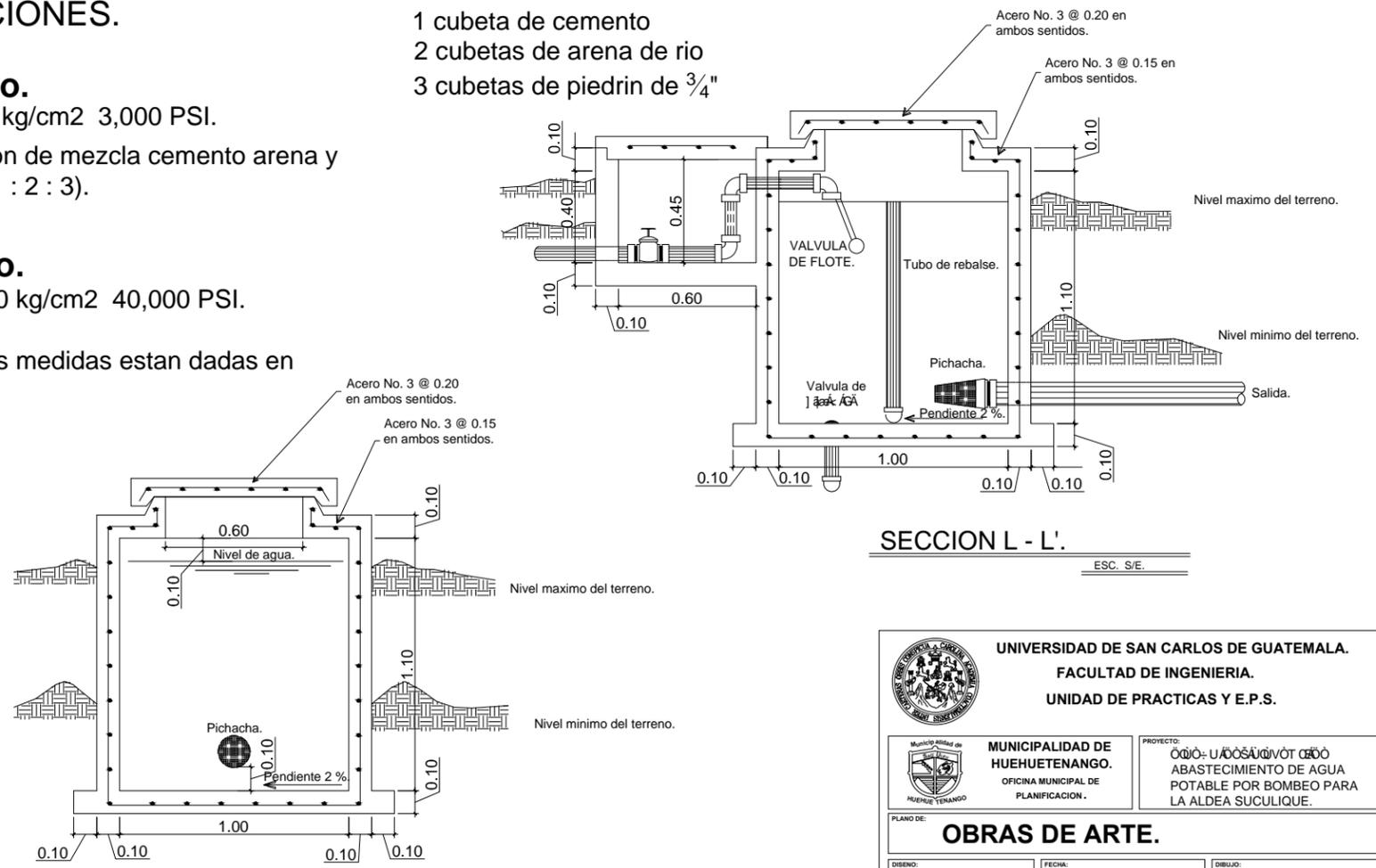
proporcion volumetrica en cubeta de 5 galones para concreto.

- 1 cubeta de cemento
- 2 cubetas de arena de rio
- 3 cubetas de piedrin de 3/4"



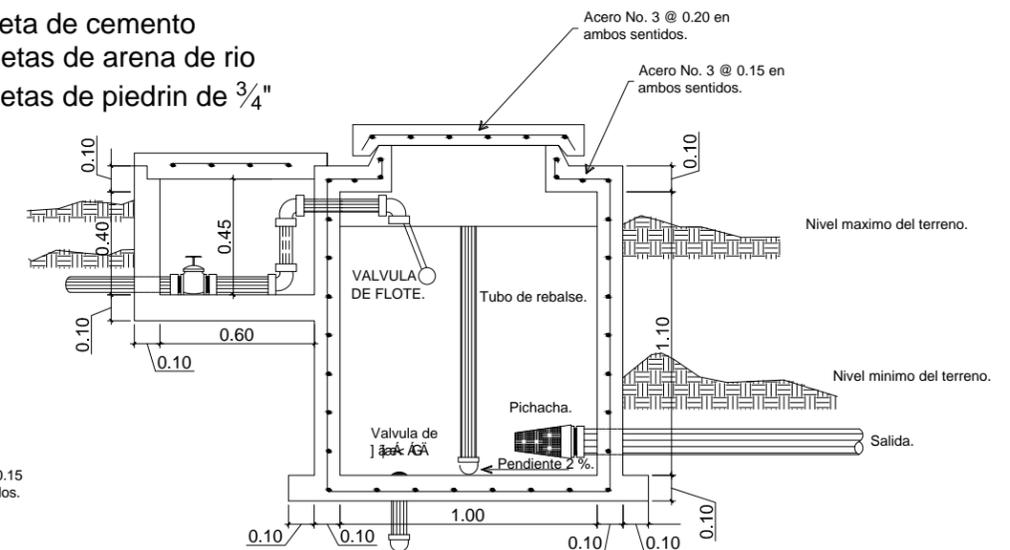
PLANTA CAJA ROMPE PRESION.

ESC. S/E.



SECCION F - F'.

ESC. S/E.

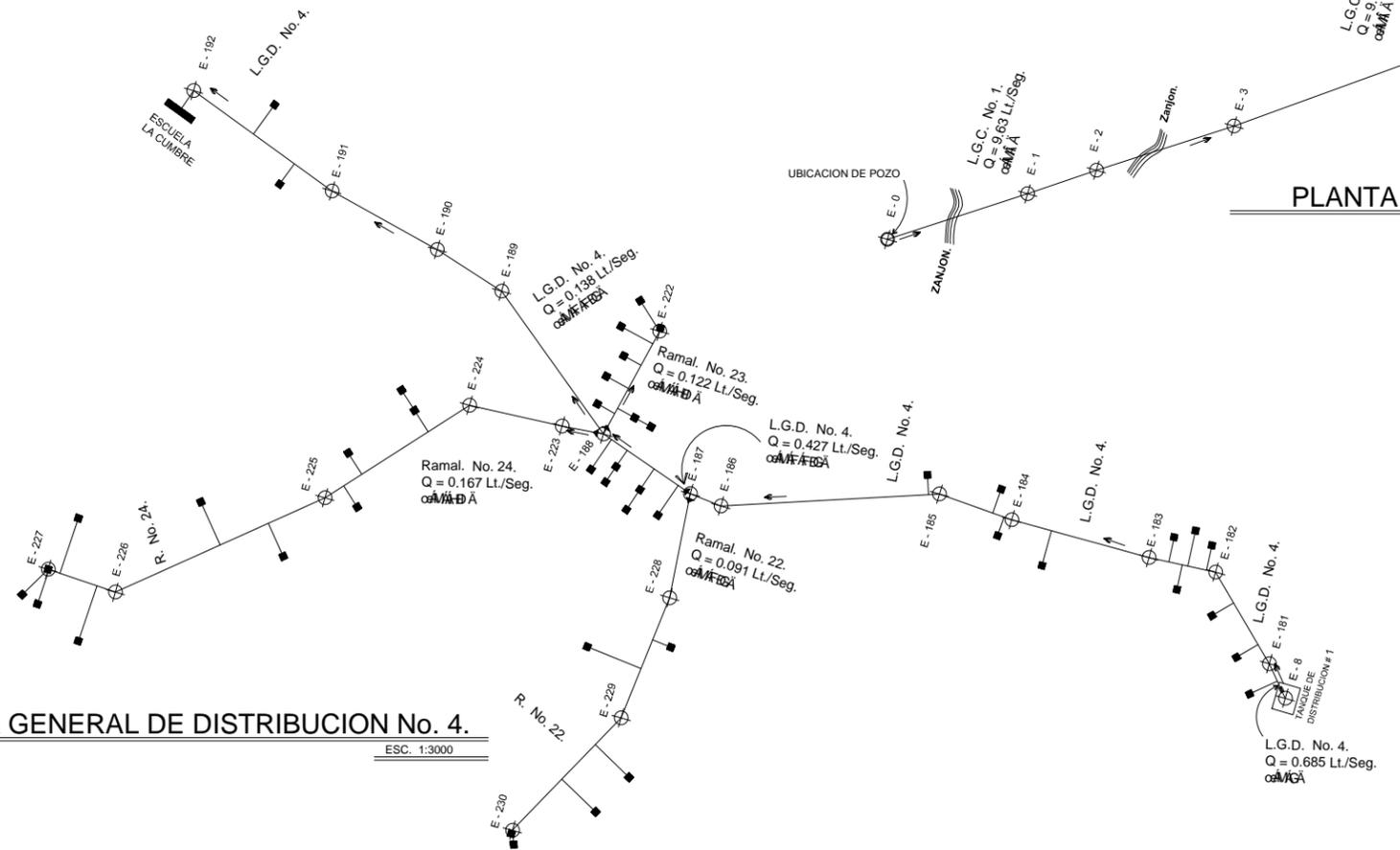
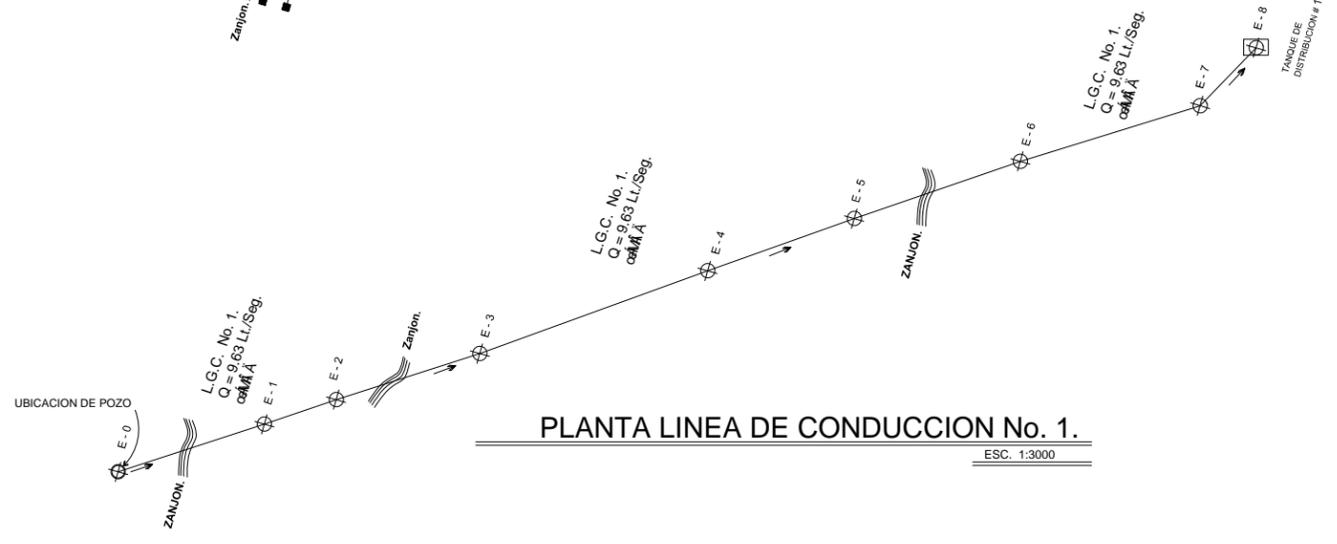
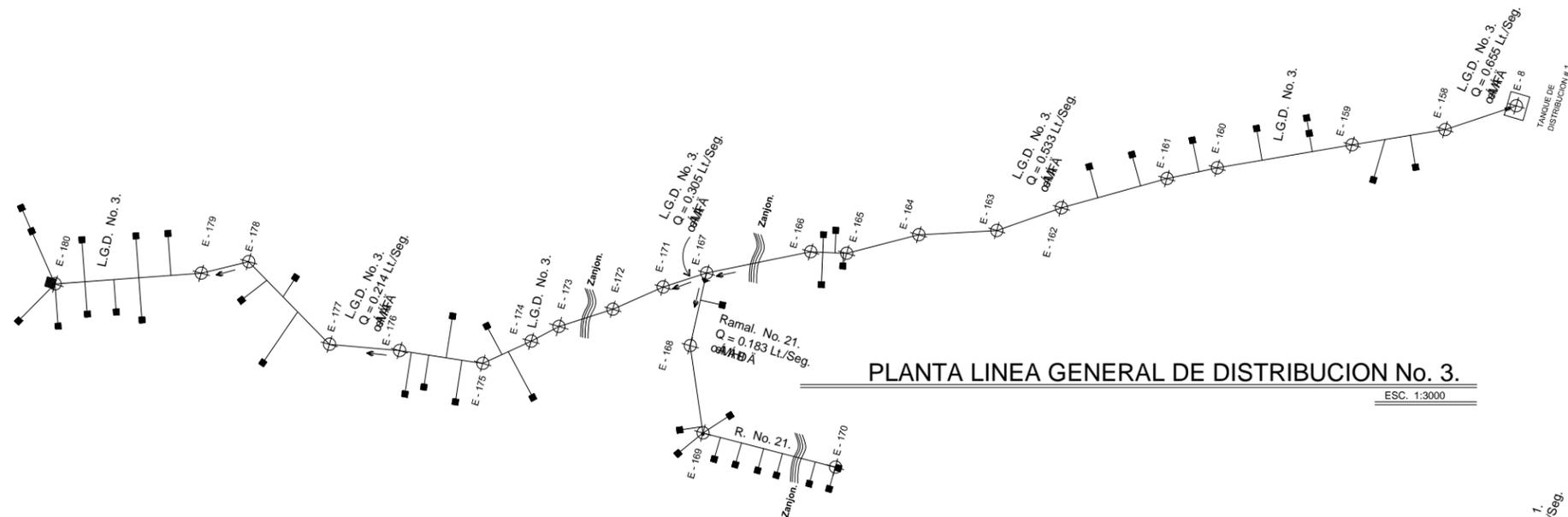


SECCION L - L'.

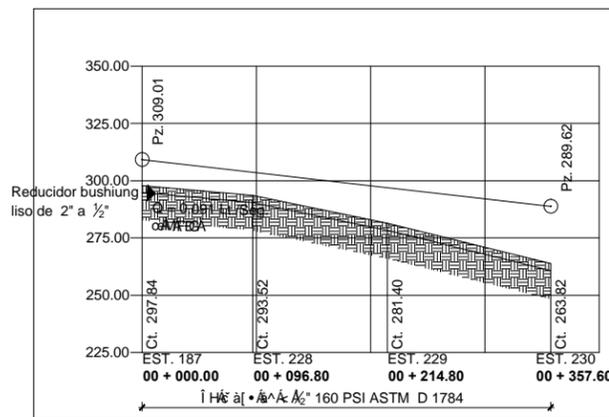
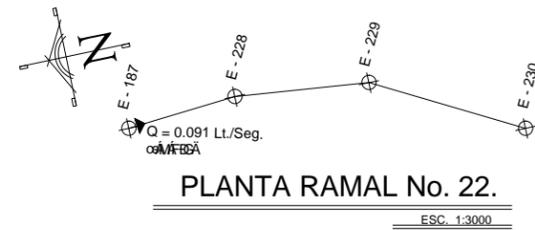
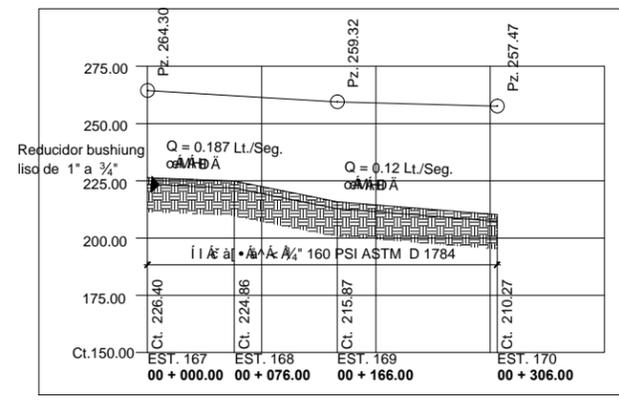
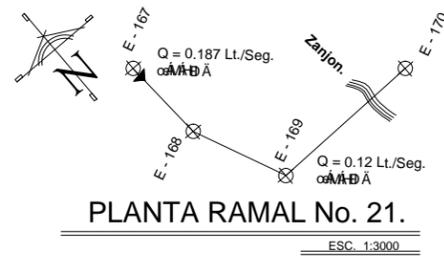
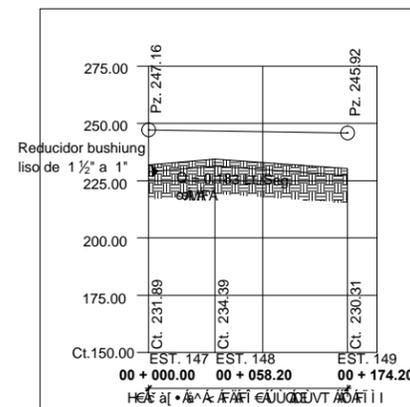
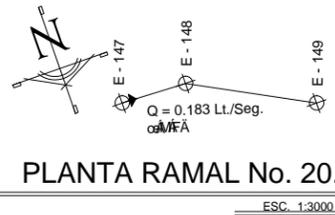
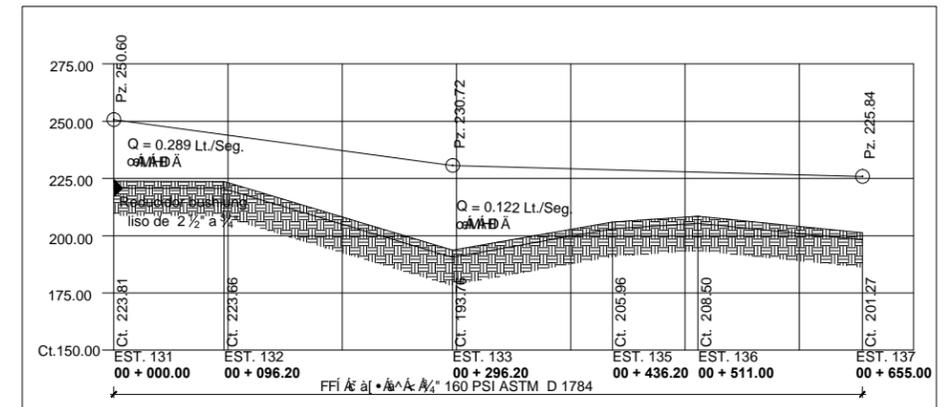
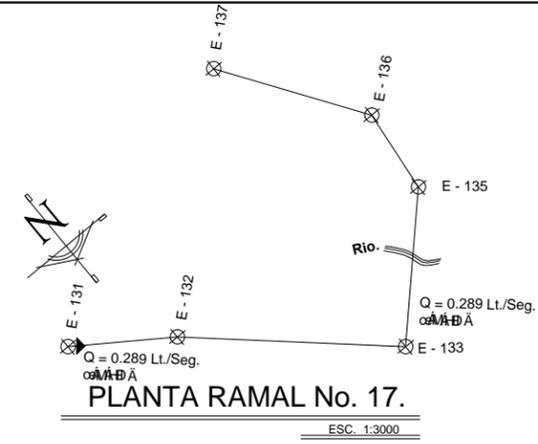
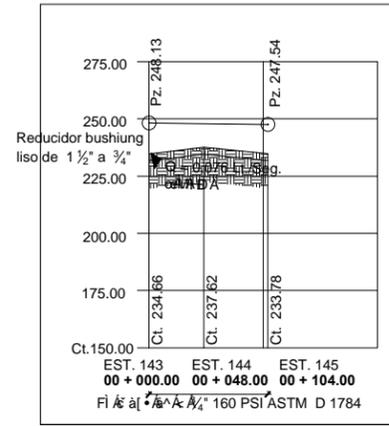
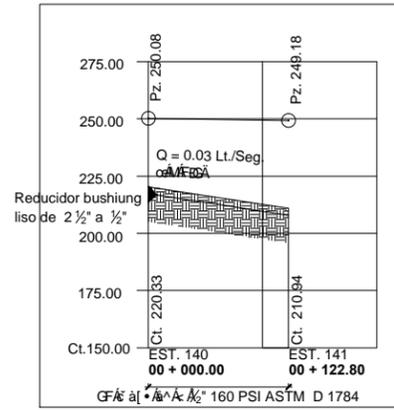
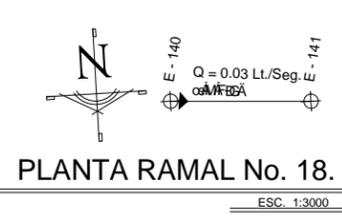
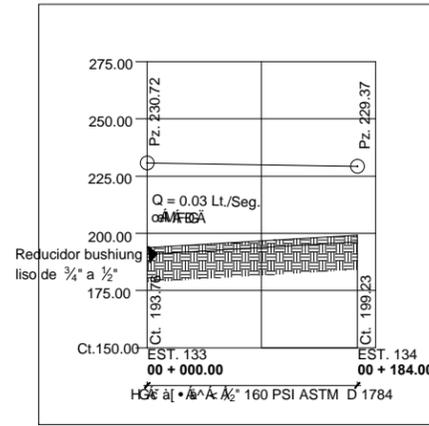
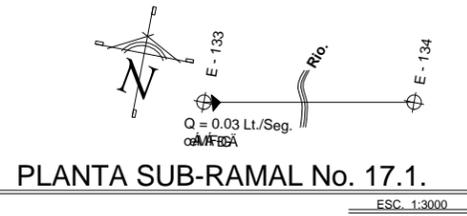
ESC. S/E.

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA. FACULTAD DE INGENIERIA. UNIDAD DE PRACTICAS Y E.P.S.			
 MUNICIPALIDAD DE HUEHUETENANGO. OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION.		PROYECTO: OP.O. U.A.B.S.A.U.V.O.T. C.E.O ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA SUCULIQUE.	
PLANO DE: OBRAS DE ARTE.			
DISEÑO: GELVER MENDOZA.	FECHA: FEBRERO DE 2009	DIBUJO: GELVER MENDOZA.	
CALCULO: GELVER MENDOZA.	ESCALA: INDICADA	REVISO: DIRECTOR DE PLANIFICACION ANS. ADEL LOPEZ.	
V.B. ALCALDE MUNICIPAL.		V.B. SUPERVISOR DE UNIDAD E.P.S. USAC.	
		HOJA: 23 / 27	

SIMBOLOGIA.	
	Llave de paso.
	Direccion de flujo.
	Valvula de limpieza.
	Valvula de aire.
	Caja rompe presion.
	Tanque de distribucion.
	Terreno natural.
	Casa.
	Escuela.
	Tuberia.
	Zanjon.
	Rio.
	Paso aereo.
	Pozo.
	Reductor.
	Perfil de terreno.
	Ubicacion de estacion.
E-01	Numero de estacion.
	Impulsor.
Todas las medidas estan dadas en metros.	



 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA. FACULTAD DE INGENIERIA. UNIDAD DE PRACTICAS Y E.P.S.		
 MUNICIPALIDAD DE HUEHUETENANGO. OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION.	PROYECTO: ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA SUCULIQUE.	
PLANTA.		
DISEÑO: GELVER MENDOZA.	FECHA: FEBRERO DE 2009	DIBUJO: GELVER MENDOZA.
CALCULO: GELVER MENDOZA.	ESCALA: INDICADA	REVISOR: DIRECTOR DE PLANIFICACION Aya AUDEL LOPEZ
V.B. ALCALDE MUNICIPAL.		V.B. SUPERVISOR DE UNIDAD E.P.S. USAC.
HOJA:		4 27



NOTA.
Ver simbología en planos 1 y 2
Se utilizo un factor de desperdicio en tubería del 5%.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA.
FACULTAD DE INGENIERIA.
UNIDAD DE PRACTICAS Y E.P.S.

Municipalidad de Huehuetenango.
OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION.

PROYECTO: OJO: U A D O S A U V O T C E O
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA SUCULIQUE.

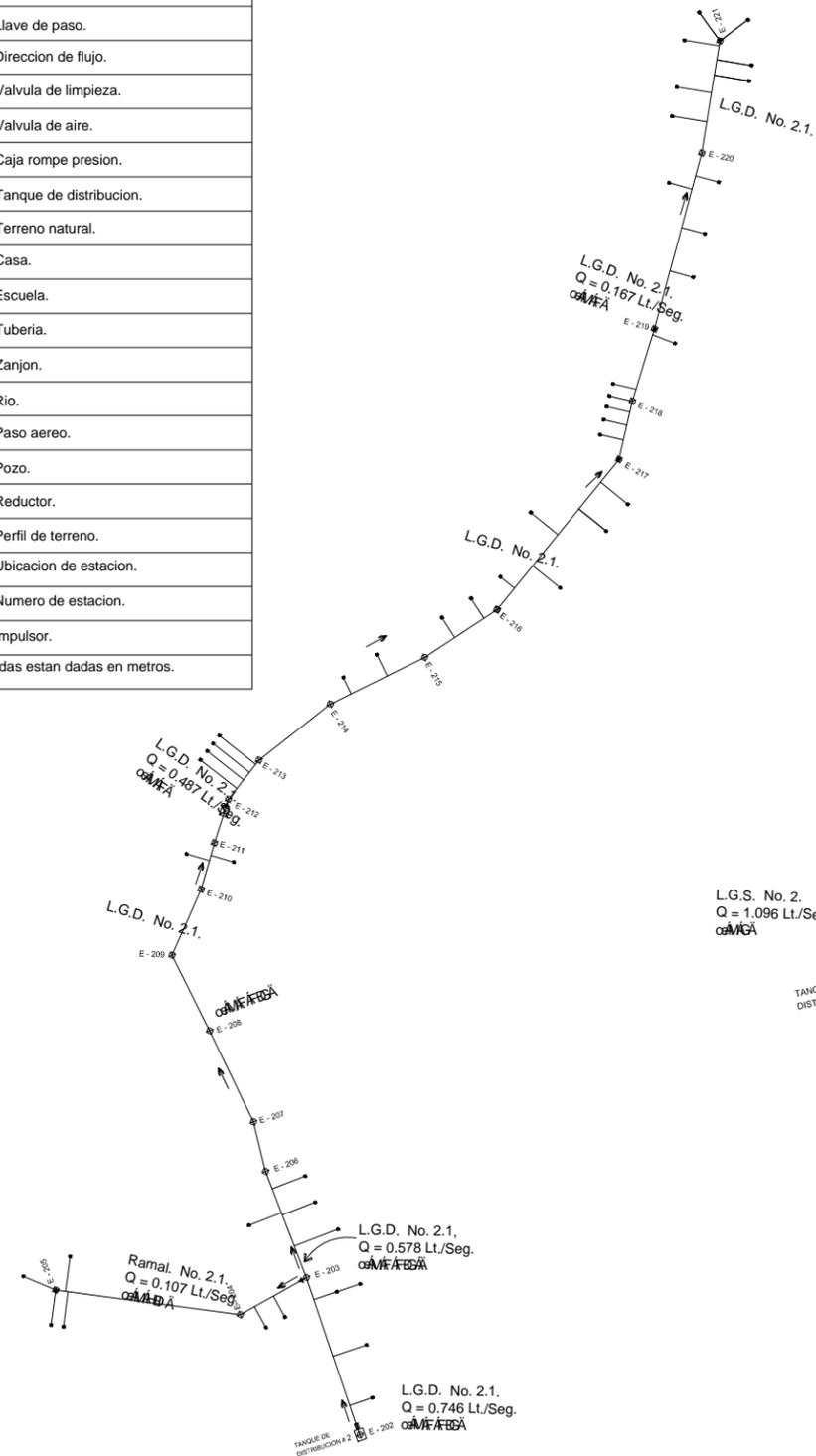
PLANO DE: **PLANTA PERFIL.**

DISENO: GELVER MENDOZA.	FECHA: FEBRERO DE 2009	DIBUJO: GELVER MENDOZA.
CALCULO: GELVER MENDOZA.	ESCALA: INDICADA	REVISOR: DIRECTOR DE PLANIFICACION ANS ADEL LOPEZ.

HOJA: 14 DE 27

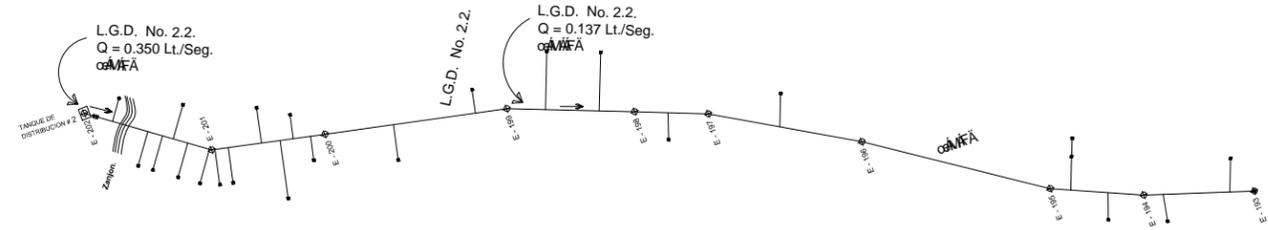
V.B. ALCALDE MUNICIPAL. V.B. SUPERVISOR DE UNIDAD E.P.S. U.E.C. E.P.E.S.T.A.

SIMBOLOGIA.	
	Llave de paso.
	Dirección de flujo.
	Valvula de limpieza.
	Valvula de aire.
	Caja rompe presion.
	Tanque de distribucion.
	Terreno natural.
	Casa.
	Escuela.
	Tuberia.
	Zanjon.
	Rio.
	Paso aereo.
	Pozo.
	Reductor.
	Perfil de terreno.
	Ubicacion de estacion.
E-01	Numero de estacion.
	Impulsor.
Todas las medidas estan dadas en metros.	



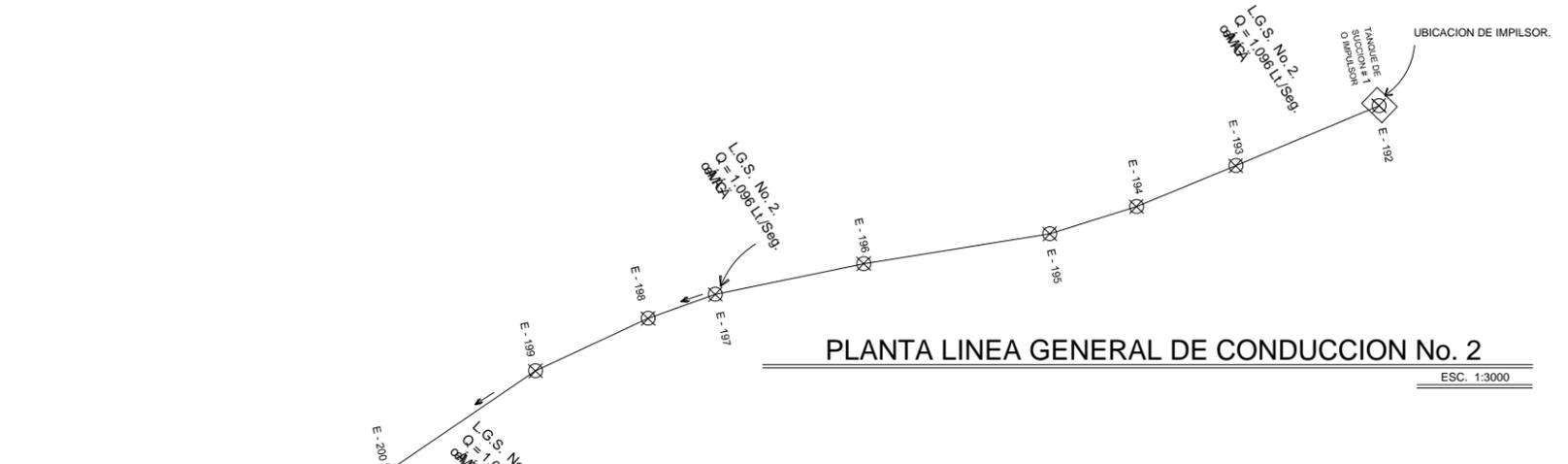
PLANTA LINEA GENERAL DE DISTRIBUCION No. 1 DE TANQUE DE DISTRIBUCION No. 2.

ESC. 1:3000



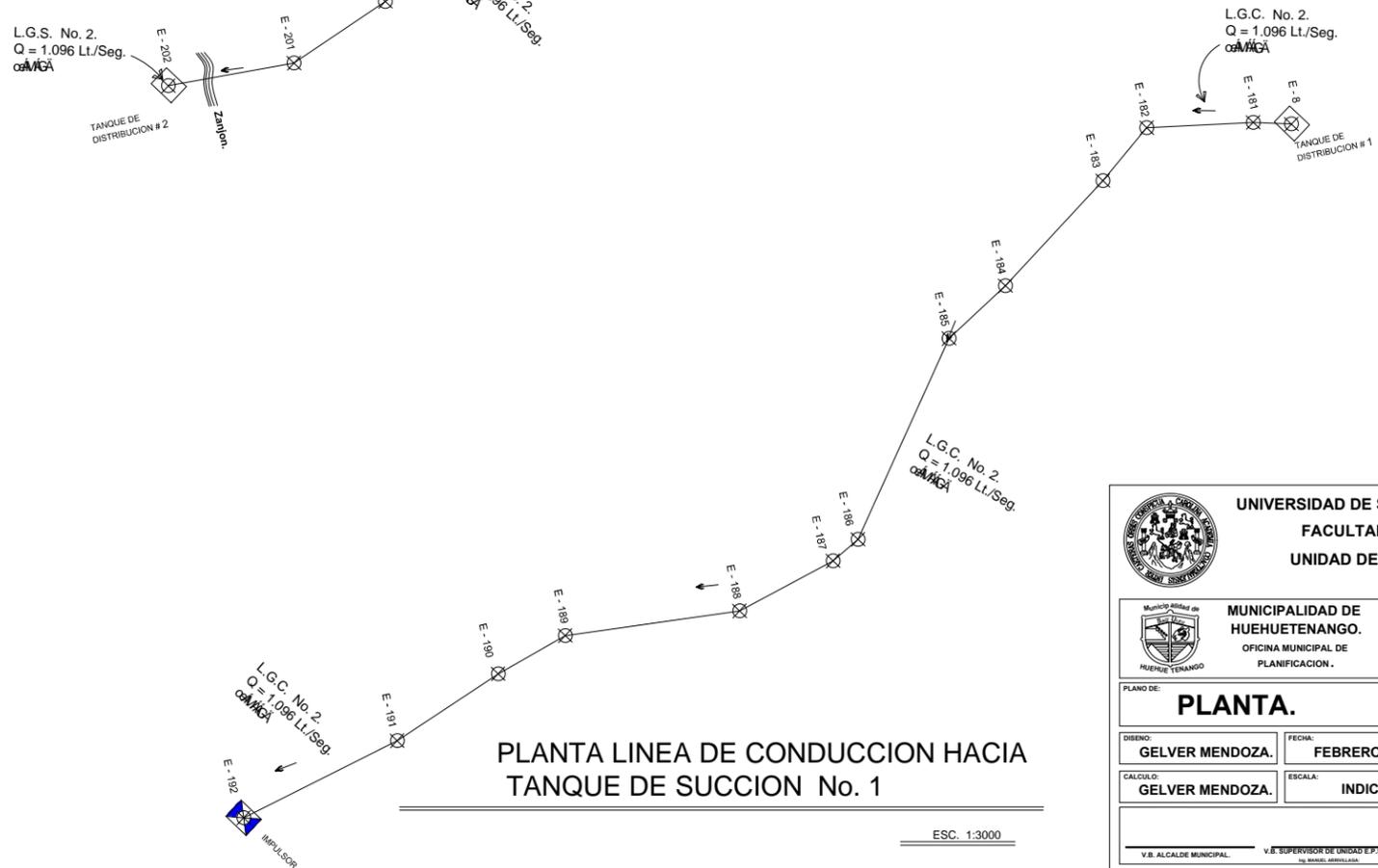
PLANTA LINEA GENERAL DE DISTRIBUCION No. 2 DE TANQUE DE DISTRIBUCION No. 2.

ESC. 1:3000



PLANTA LINEA GENERAL DE CONDUCCION No. 2

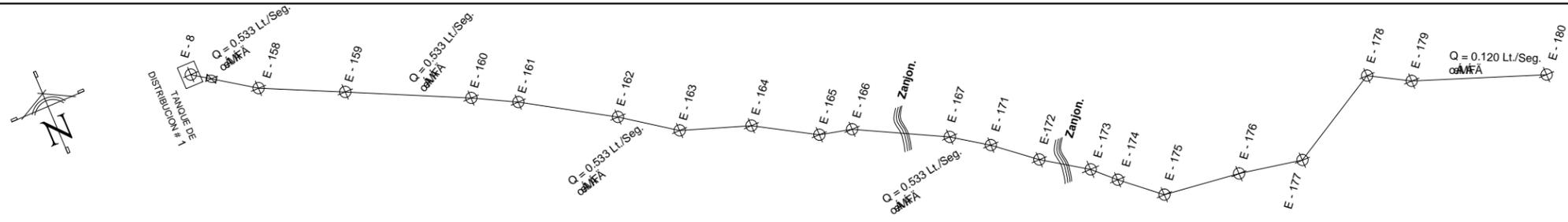
ESC. 1:3000



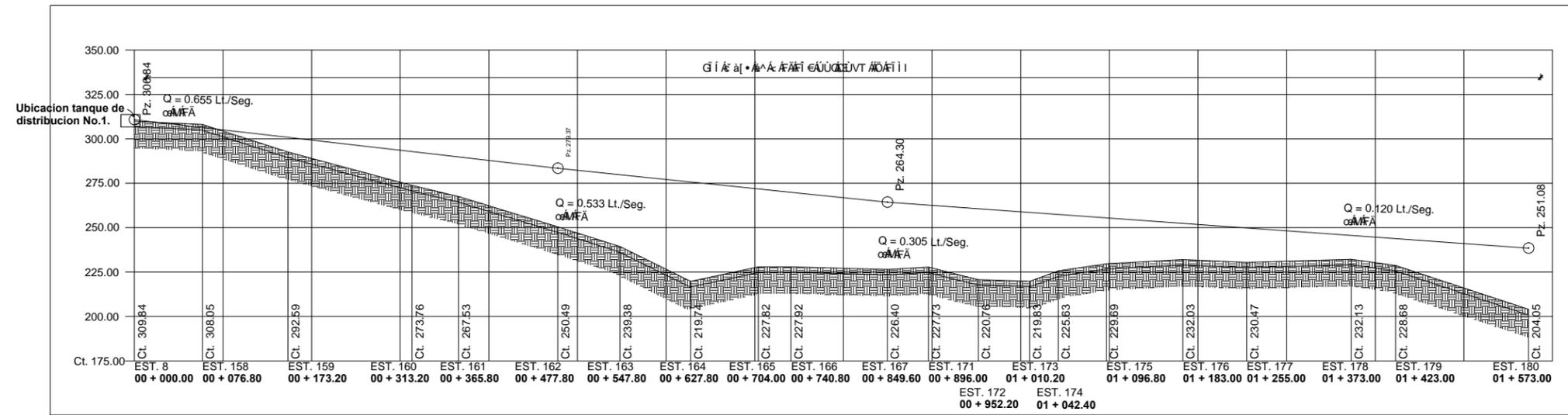
PLANTA LINEA DE CONDUCCION HACIA TANQUE DE SUCCION No. 1

ESC. 1:3000

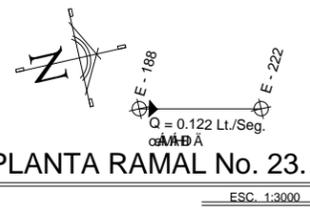
<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA. FACULTAD DE INGENIERIA. UNIDAD DE PRACTICAS Y E.P.S.</p>	
<p>Municipalidad de Huehuetenango. OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION.</p>	<p>PROYECTO: OJO: U A O S A U V O T C E O ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA SUCULIQUE.</p>
<p>PLANO DE: PLANTA.</p>	
<p>DISEÑO: GELVER MENDOZA.</p>	<p>FECHA: FEBRERO DE 2009</p>
<p>CALCULO: GELVER MENDOZA.</p>	<p>REVISOR: DIRECTOR DE PLANIFICACION ANA AUGEL LOPEZ</p>
<p>DIBUJO: GELVER MENDOZA.</p>	<p>ESCALA: INDICADA</p>
<p>HOJA: 5</p>	
<p>V.B. ALCALDE MUNICIPAL</p>	<p>V.B. SUPERVISOR DE UNIDAD E.P.S. UBAC</p>
<p>EPESITA:</p>	<p>27</p>



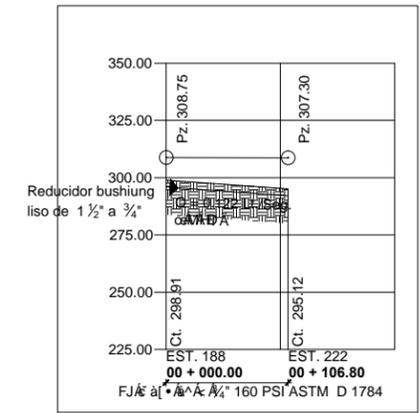
PLANTA LINEA GENERAL DE DISTRIBUCION No. 3.
ESC. 1:3000



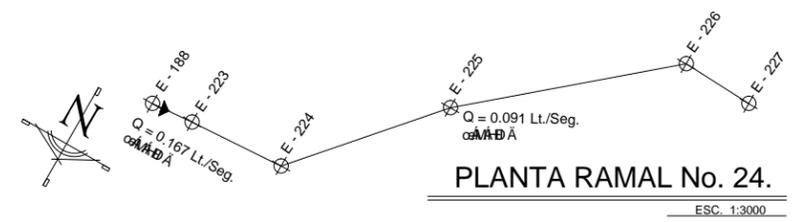
PERFIL LINEA GENERAL DE DISTRIBUCION No. 3.
ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000



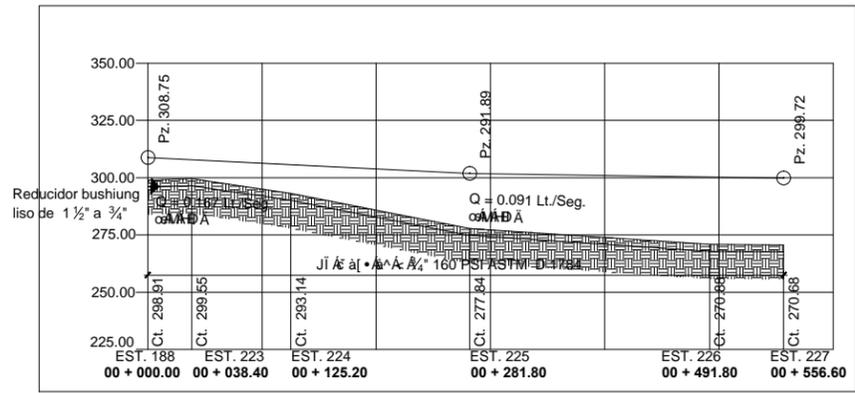
PLANTA RAMAL No. 23.
ESC. 1:3000



PERFIL RAMAL No. 23.
ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000



PLANTA RAMAL No. 24.
ESC. 1:3000



PERFIL RAMAL No. 24.
ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000

NOTA.
Ver simbología en planos 1 y 2
Se utilizo un factor de desperdicio en
tuberia del 5%.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA.
FACULTAD DE INGENIERIA.
UNIDAD DE PRACTICAS Y E.P.S.

Municipalidad de
HUEHUETENANGO.
OFICINA MUNICIPAL DE
PLANIFICACION.

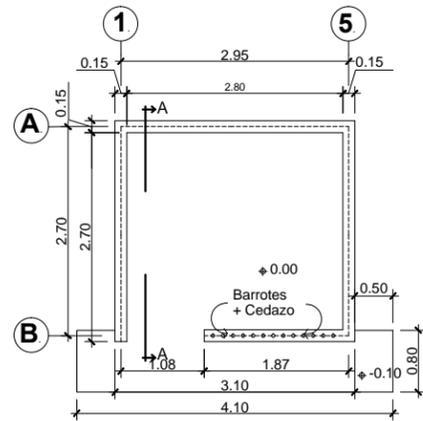
PROYECTO:
O&O: U&O&A&V&O&T&O&O
ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE POR BOMBEO PARA
LA ALDEA SUCULIQUE.

PLANO DE:
PLANTA PERFIL.

DISENO: GELVER MENDOZA.	FECHA: FEBRERO DE 2009	DIBUJO: GELVER MENDOZA.
CALCULO: GELVER MENDOZA.	ESCALA: INDICADA	REVISO: DIRECTOR DE PLANIFICACION ANA AUGEL LOPEZ

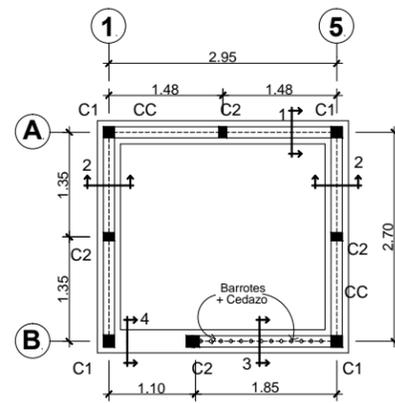
HOJA:
15
27

V.B. ALCALDE MUNICIPAL. V.B. SUPERVISOR DE UNIDAD E.P.S. U&E&C.
E.P.E.S.T.A.



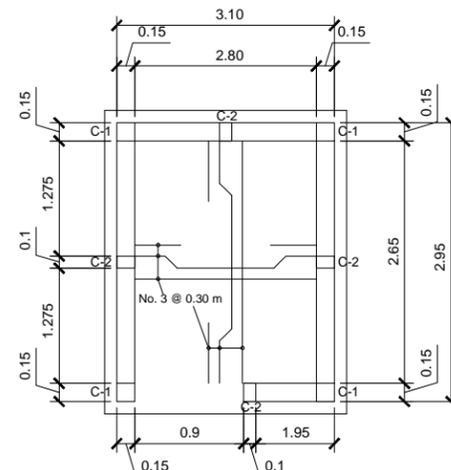
PLANTA ACOTADA

Escala: S/E



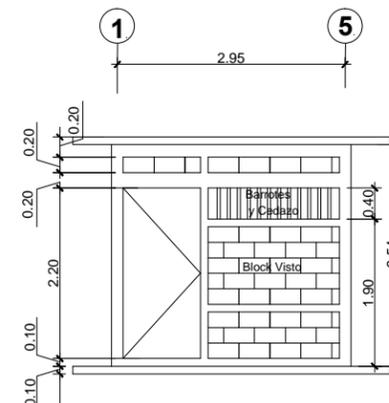
PLANTA DE CIMENTACION

Escala: S/E



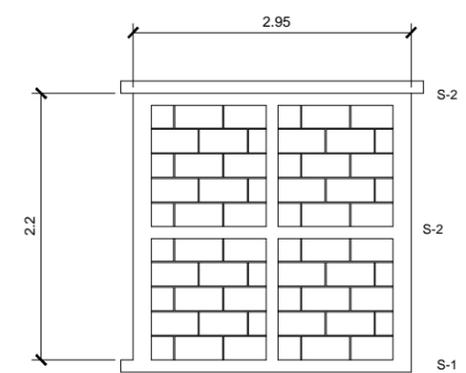
Caseta de bombeo Armado de losa

escala: S/E



ELEVACION FRONTAL

Escala: S/E



Caseta de bombeo Elevación vista lateral

escala: S/E

ESPECIFICACIONES TECNICAS:

~~...~~
~~...~~
~~...~~
 Agregado Grueso = 1/2".

ESTRIBOS No. 2 @ 0.20
 SECCION DE 0.20X0.15m
 4 No. 3 LONGITUDINALES

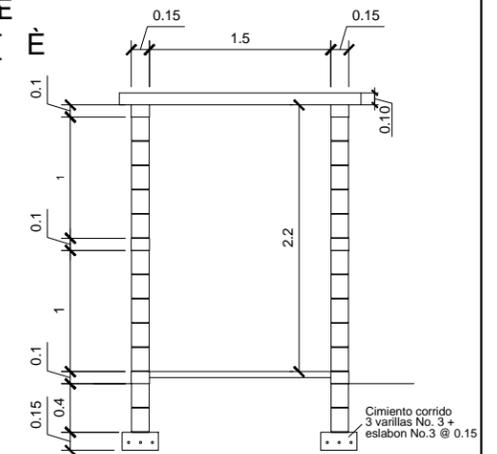
Solera Hidrofuga (S 1)

Escala: 1/7.5

SECCION DE 0.30X0.20m
 ESLABONES No. 2 @ 0.20
 3 No. 3 LONGITUDINALES

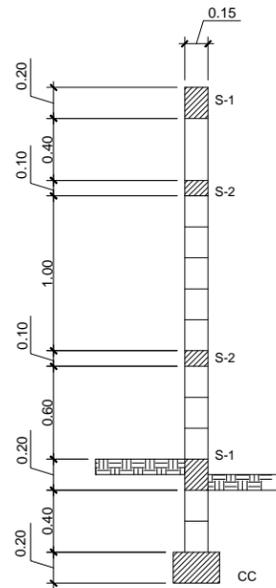
CIMIENTO CORRIDO

Escala: 1/7.5



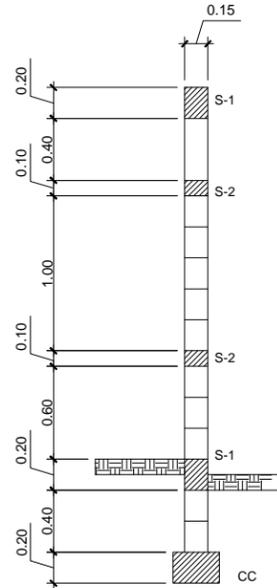
Caseta de bombeo Corte transversal

escala: 1/50



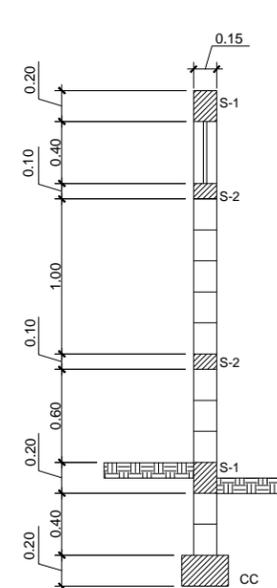
CORTE 1

Escala: 1/25



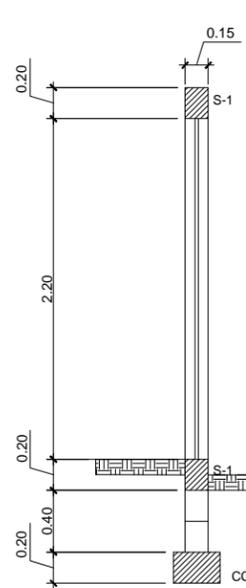
CORTE 2

Escala: 1/25



CORTE 3

Escala: 1/25



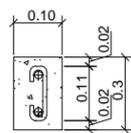
CORTE 4

Escala: 1/25

NOTAS:

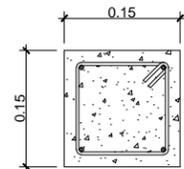
- RECUBRIMIENTO EN ACERO
- Lateral 0.03 m. para columnas.
- diámetro de la varilla, no menor de 6.5 cm, ni mayor de 10cm.
- TRASLAPES MINIMOS
- No 3 = 0.35 m.
- No 4 = 0.50 m.
- No 5 = 0.60 m.
- No 6 = 0.75 m.

2 Varillas No. 3 + Eslabones No. 2 @ 15 cm



Columna tipo C-2

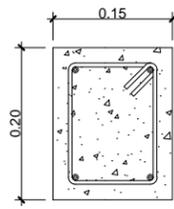
escala: S/E



ESTRIBOS No. 2 @ 0.20
 4 No. 3 LONGITUDINALES
 SECCION DE 0.15X0.20m
 ACERO GRADO 40
 RECUBRIMIENTO 2.50 cms

COLUMNA C-1

Escala: S/E

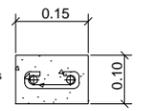


ESTRIBOS No. 2 @ 0.20
 ACERO GRADO 40
 4 No. 3 LONGITUDINALES
 SECCION DE 0.15X0.20m
 RECUBRIMIENTO 2.50 cms

SOLERA S-1

Escala: S/E

2 Varillas No. 3 + Eslabones No. 2 @ 15 cm

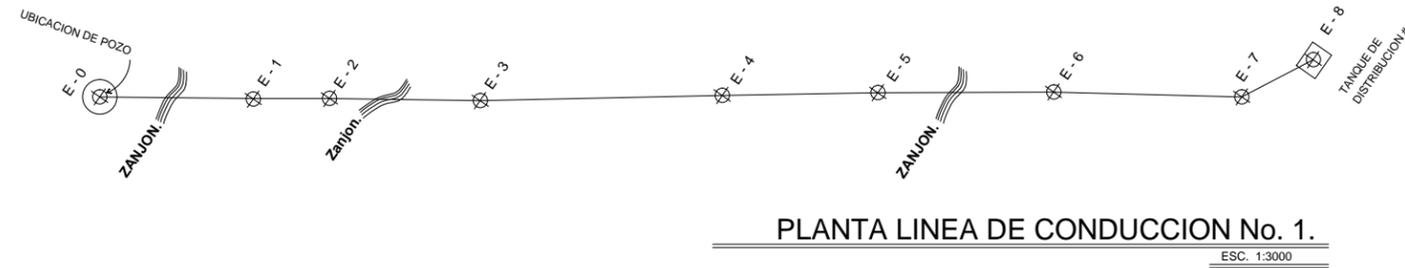


Solera tipo S-2

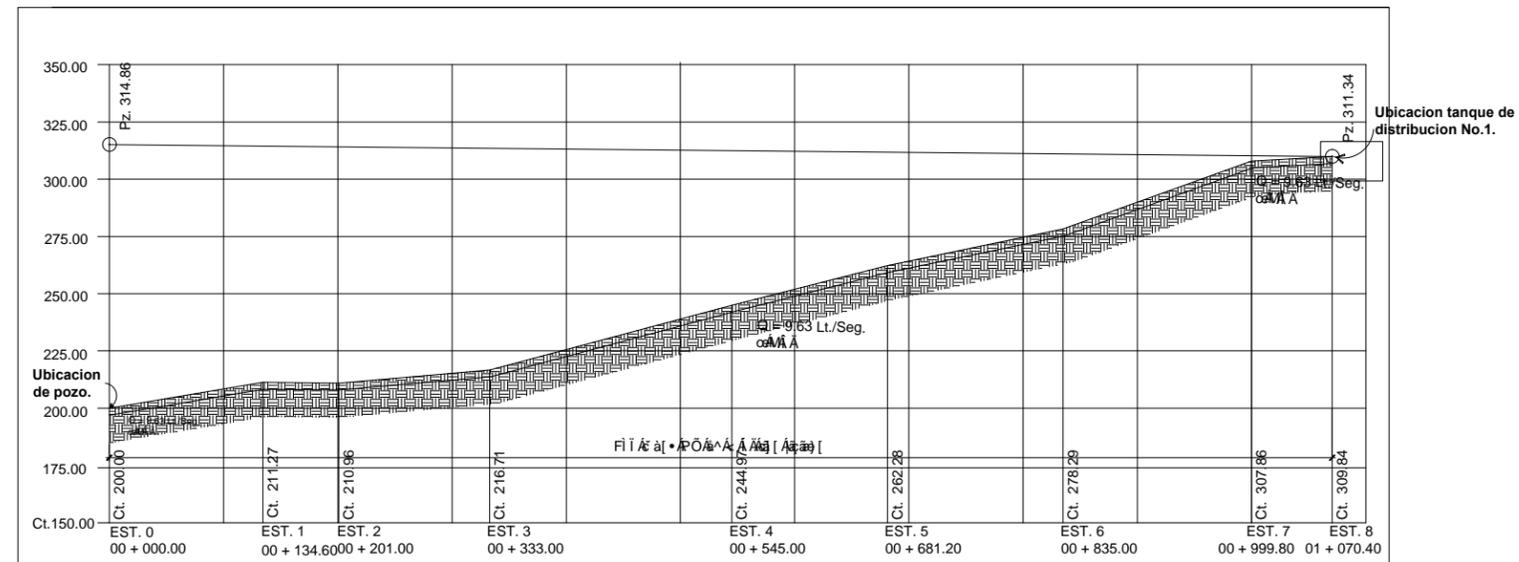
escala: S/E

<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA. FACULTAD DE INGENIERIA. UNIDAD DE PRACTICAS Y E.P.S.</p>			
<p>MUNICIPALIDAD DE HUEHUETENANGO. OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION.</p>		<p>PROYECTO: OJO: U A B O S A U V O T C E O ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA SUCULIQUE.</p>	
<p>PLANO DE: CASETA DE BOMBEO.</p>			
<p>DISEÑO: GELVER MENDOZA.</p>	<p>FECHA: FEBRERO DE 2009</p>	<p>DIBUJO: GELVER MENDOZA.</p>	
<p>CALCULO: GELVER MENDOZA.</p>	<p>ESCALA: SIN ESCALA.</p>	<p>REVISOR: DIRECTOR DE PLANIFICACION Am. AUGEL LOPEZ.</p>	
<p>V.B. ALCALDE MUNICIPAL.</p>		<p>V.B. SUPERVISOR DE UNIDAD E.P.S. U.S.C.</p>	
		<p>HOJA: 25</p>	
		<p>27</p>	

SIMBOLOGIA.	
	Llave de paso.
	Direccion de flujo.
	Valvula de limpieza.
	Valvula de aire.
	Caja rompe presion.
	Tanque de distribucion.
	Terreno natural.
	Casa.
	Escuela.
	Tuberia.
	Zanjon.
	Rio.
	Paso aereo.
	Pozo.
	Reductor.
	Perfil de terreno.
	Ubicacion de estacion.
E-01	Numero de estacion.
	Impulsor.
Todas las medidas estan dadas en metros.	



NOTA.
Ver simbologia en planos 1 y 2
Se utilizo un factor de desperdicio en tuberia del 5%.



PERFIL LINEA GENERAL DE CONDUCCION

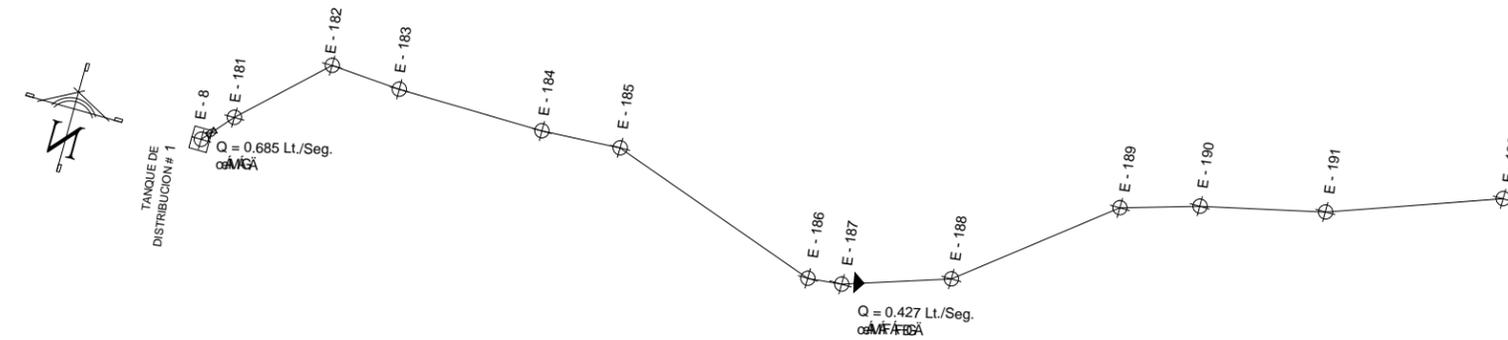
ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA. FACULTAD DE INGENIERIA. UNIDAD DE PRACTICAS Y E.P.S.		
 MUNICIPALIDAD DE HUEHUETENANGO. OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION.		PROYECTO: OJO: U A B O S A U V O T C E O ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA SUCULIQUE.
PLANTA PERFIL.		
DISEÑO: GELVER MENDOZA.	FECHA: FEBRERO DE 2009	DIBUJO: GELVER MENDOZA.
CALCULO: GELVER MENDOZA.	ESCALA: INDICADA	REVISO: DIRECTOR DE PLANIFICACION Ayo AUGEL LOPEZ
V.B. ALCALDE MUNICIPAL.		V.B. SUPERVISOR DE UNIDAD E.P.S. UBAC.
HOJA:		6 / 27

NOTA.

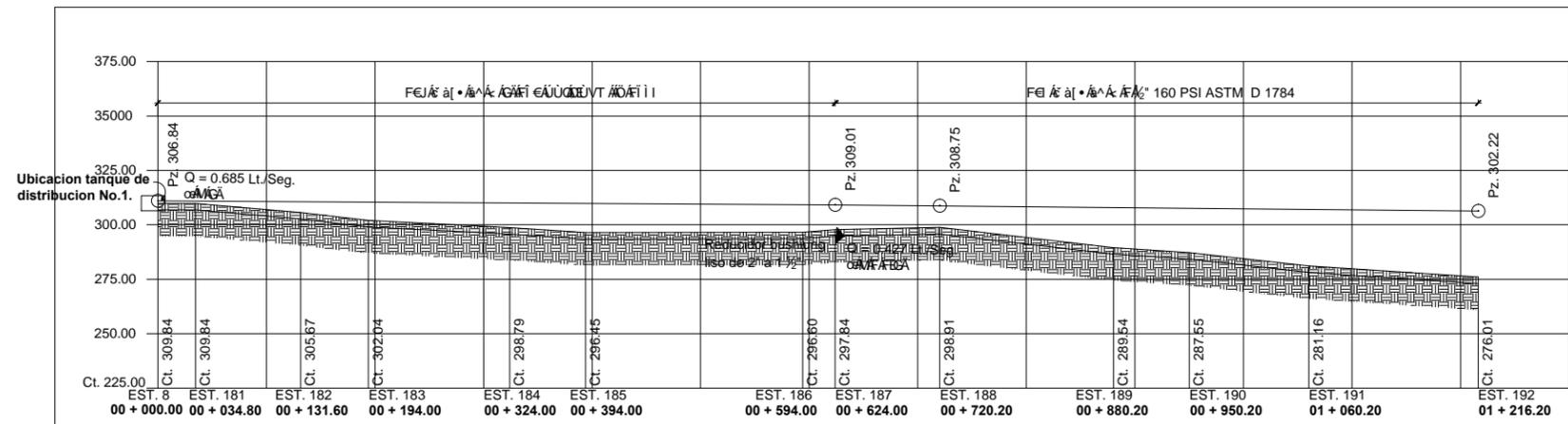
Ver simbología en planos 1 y 2

Se utilizo un factor de desperdicio en tubería del 5%.



PLANTA LINEA GENERAL DE DISTRIBUCION No. 4.

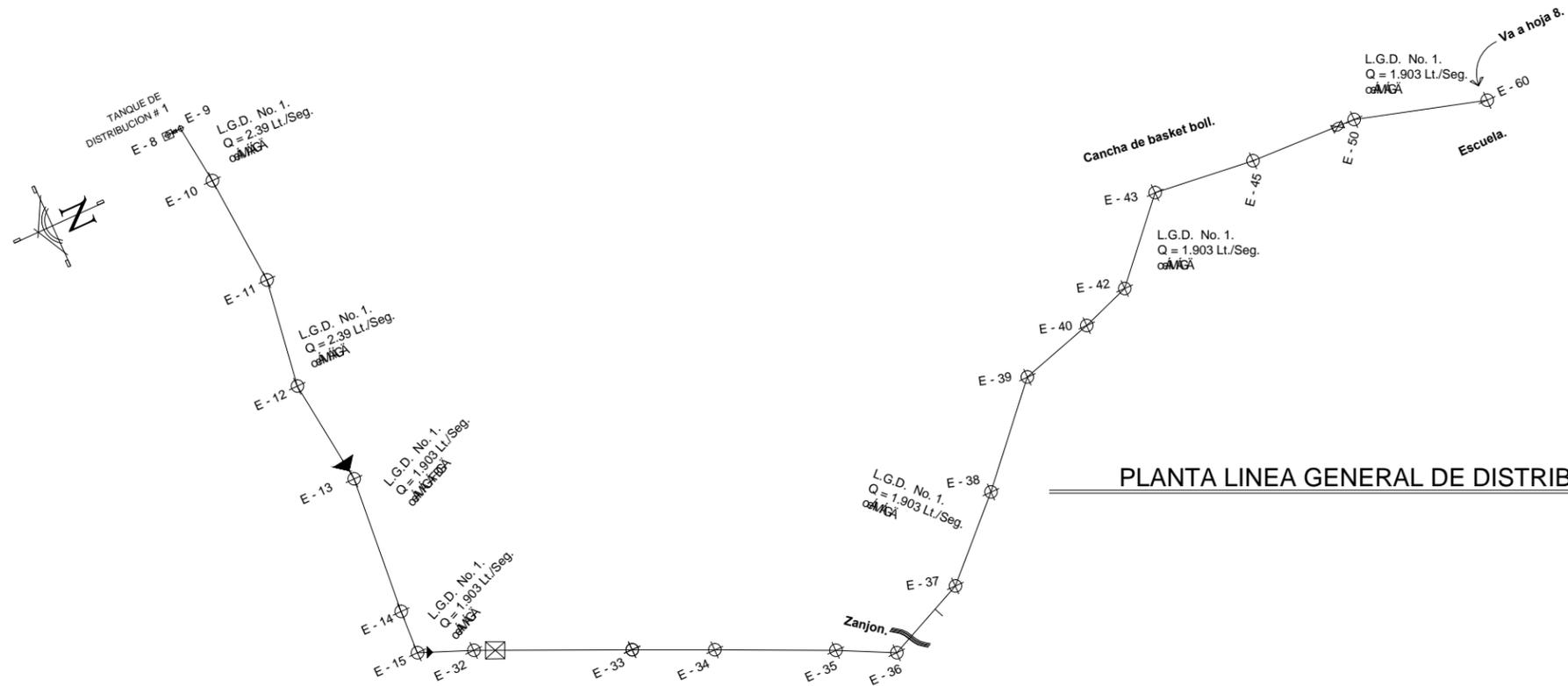
ESC. 1:3000



PERFIL LINEA GENERAL DE DISTRIBUCION No. 4.

ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000

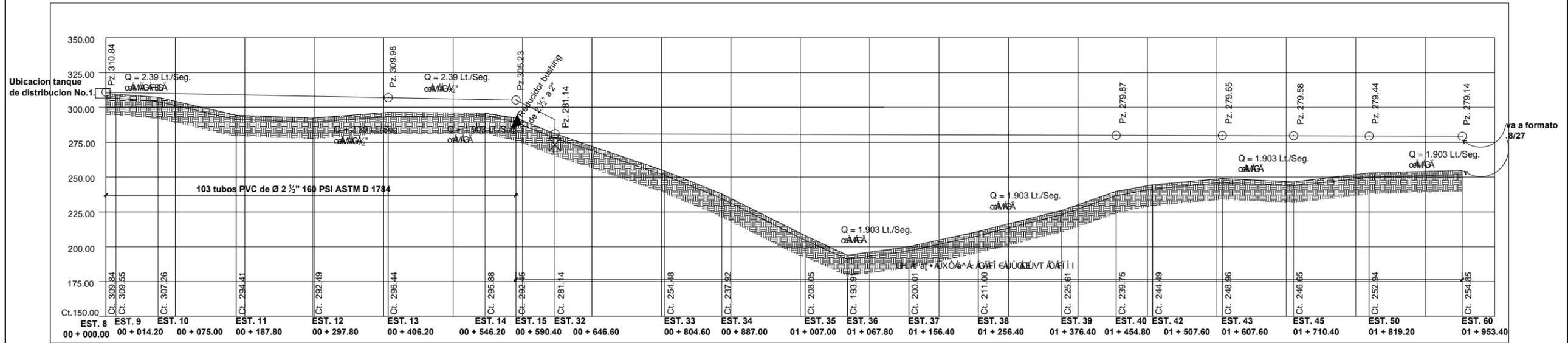
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA. FACULTAD DE INGENIERIA. UNIDAD DE PRACTICAS Y E.P.S.		
 MUNICIPALIDAD DE HUEHUETENANGO. OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION.		PROYECTO: OJO: U A O S A U V O T C E O ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA SUCULIQUE.
PLANTA DE: PLANTA PERFIL.		
DISEÑO: GELVER MENDOZA.	FECHA: FEBRERO DE 2009	DIBUJO: GELVER MENDOZA.
CALCULO: GELVER MENDOZA.	ESCALA: INDICADA	REVISOR: DIRECTOR DE PLANIFICACION Ayo ADEL LOPEZ
V.B. ALCALDE MUNICIPAL.		V.B. SUPERVISOR DE UNIDAD E.P.S. UBAC.
		HOJA: 16 / 27



NOTA.
 Ver simbología en planos 1 y 2
 Se utilizo un factor de desperdicio en tubería del 5%.

PLANTA LINEA GENERAL DE DISTRIBUCION No. 1.

ESC. 1:3000



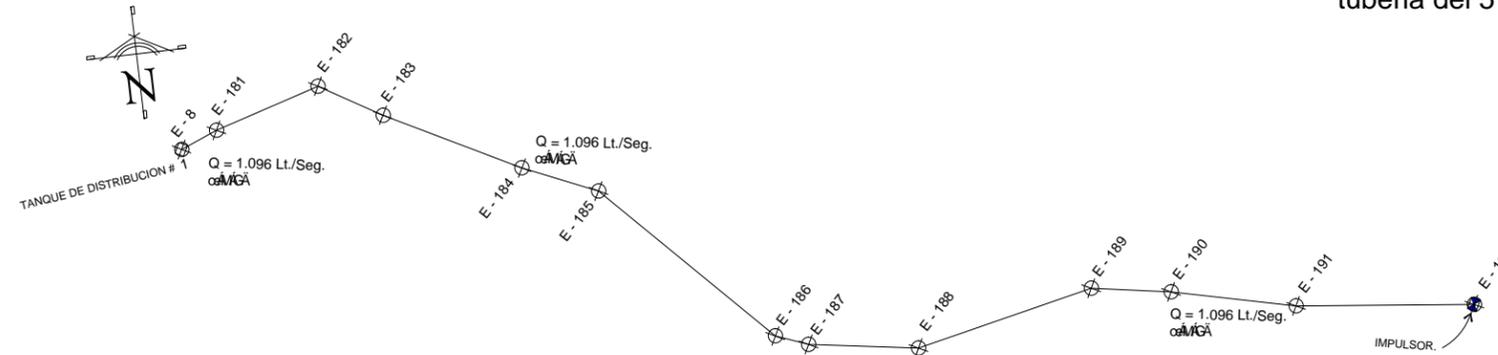
PERFIL LINEA GENERAL DE DISTRIBUCION No. 1

ESC. V 1:1500
 ESC. H 1:3000

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA. FACULTAD DE INGENIERIA. UNIDAD DE PRACTICAS Y E.P.S.		
 MUNICIPALIDAD DE HUEHUETENANGO. OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION.		PROYECTO: ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA SUCULIQUE.
PLANTA PERFIL.		
DISEÑO: GELVER MENDOZA.	FECHA: FEBRERO DE 2009	DIBUJO: GELVER MENDOZA.
CALCULO: GELVER MENDOZA.	ESCALA: INDICADA	REVISOR: DIRECTOR DE PLANIFICACION ANA AUDEL LOPEZ
V.B. ALCALDE MUNICIPAL _____		V.B. SUPERVISOR DE UNIDAD E.P.S. UBAC _____ E.P.S.I.S.T.A. _____
		HOJA: 7 27

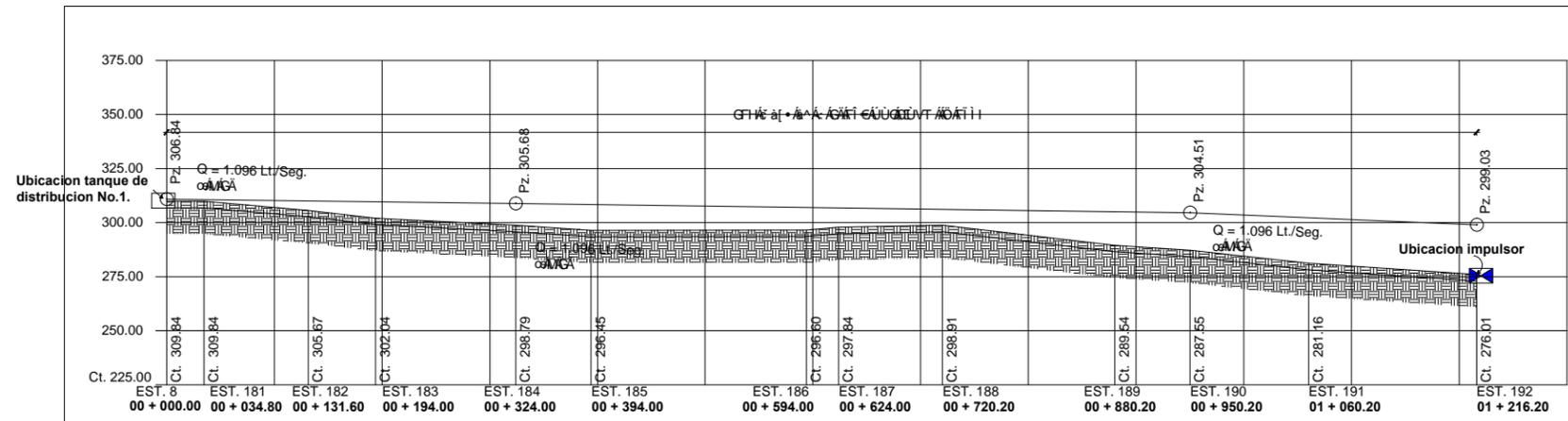
NOTA.

Ver simbología en planos 1 y 2
Se utilizo un factor de desperdicio en tubería del 5%.



PLANTA LINEA DE CONDUCCION HACIA TANQUE DE SUCCION No. 1

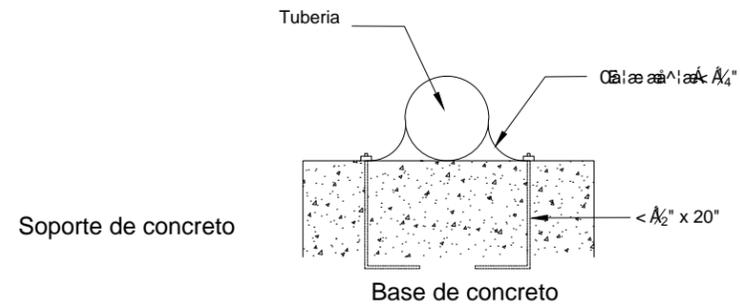
ESC. H 1:3000



PERFIL LINEA DE CONDUCCION HACIA IMPULSOR

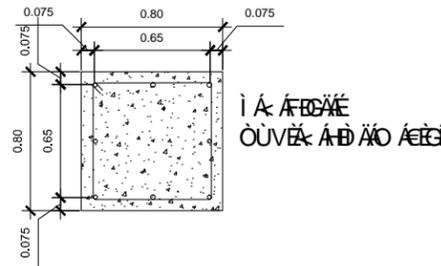
ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000

 <p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA. FACULTAD DE INGENIERIA. UNIDAD DE PRACTICAS Y E.P.S.</p>		
 <p>Municipalidad de HUEHUETENANGO. OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION.</p>	<p>PROYECTO: OJO: U A O S A U V O T C E O ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA SUCULIQUE.</p>	
<p>PLANO DE: PLANTA PERFIL.</p>		
<p>DISEÑO: GELVER MENDOZA.</p>	<p>FECHA: FEBRERO DE 2009</p>	<p>DIBUJO: GELVER MENDOZA.</p>
<p>CALCULO: GELVER MENDOZA.</p>	<p>ESCALA: INDICADA</p>	<p>REVISOR: DIRECTOR DE PLANIFICACION ANA ADEL LOPEZ</p>
<p>V.B. ALCALDE MUNICIPAL</p>		<p>V.B. SUPERVISOR DE UNIDAD E.P.S. U.E.A.C.</p>
<p>HOJA: 17</p>		<p>27</p>



DETALLE 7

Escala: S/E

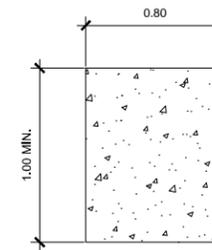


PLANTA

DETALLE 4

Escala: S/E

NOTA:
*LA PROFUNDIDAD DE LAS BASES DE CONCRETO (DETALLE 4) DEBERAN SER POR LO MENOS EL NIVEL INFERIOR DEL CAUCE



ELEVACION

DETALLE 4

Escala: S/E

ESPECIFICACIONES.

Concreto.

f'c = 210 kg/cm² 3,000 PSI.
proporcion de mezcla cemento arena y piedrin (1 : 2 : 3).

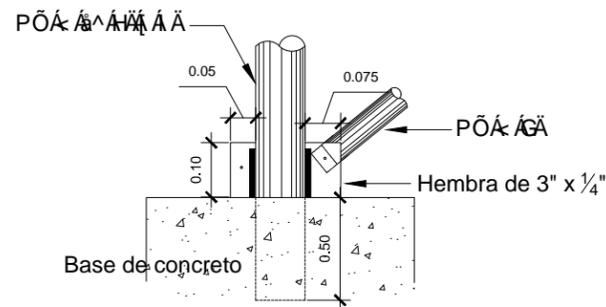
Refuerzo.

f'c = 2810 kg/cm² 40,000 PSI.

Todas las medidas estan dadas en metros.

proporcion volumetrica en cubeta de 5 galones.

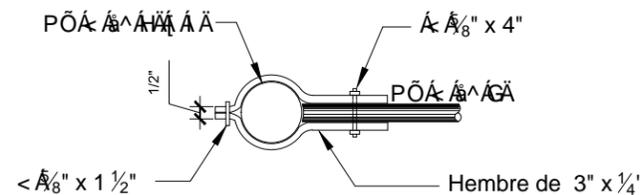
- 1 cubeta de cemento
- 2 cubetas de arena de rio
- 3 cubetas de piedrin de 3/4"



DETALLE DE ABRAZADERA DE ABAJO

DETALLE 2

Escala: S/E

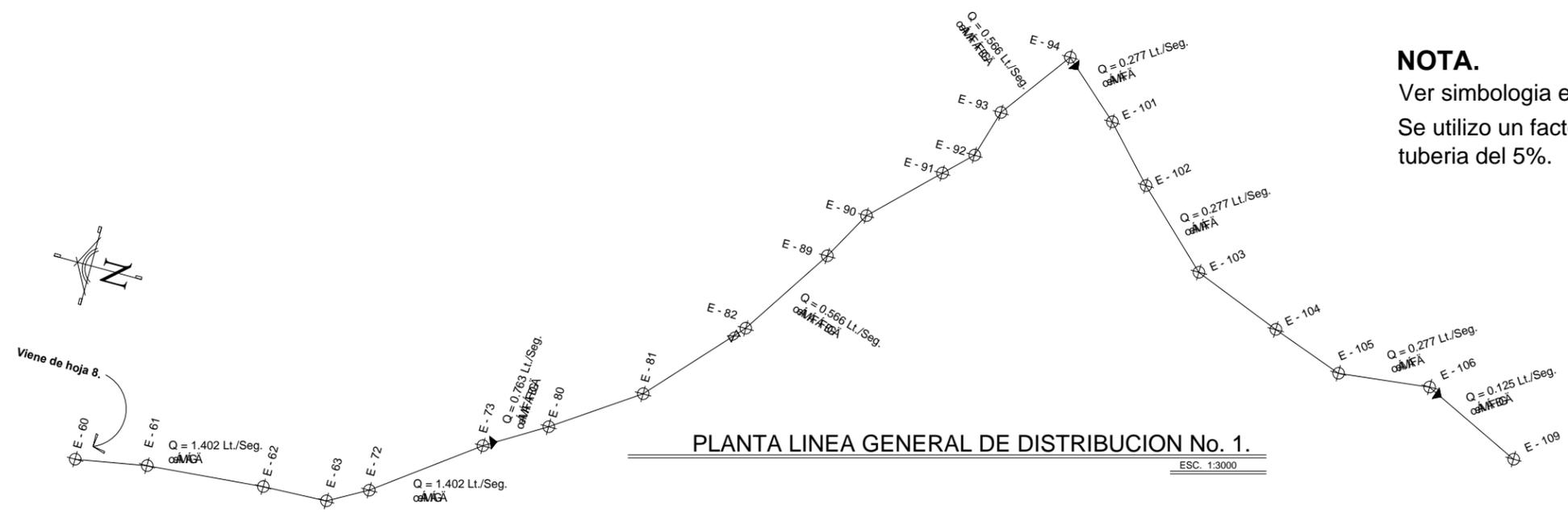


PLANTA ABRAZADERA

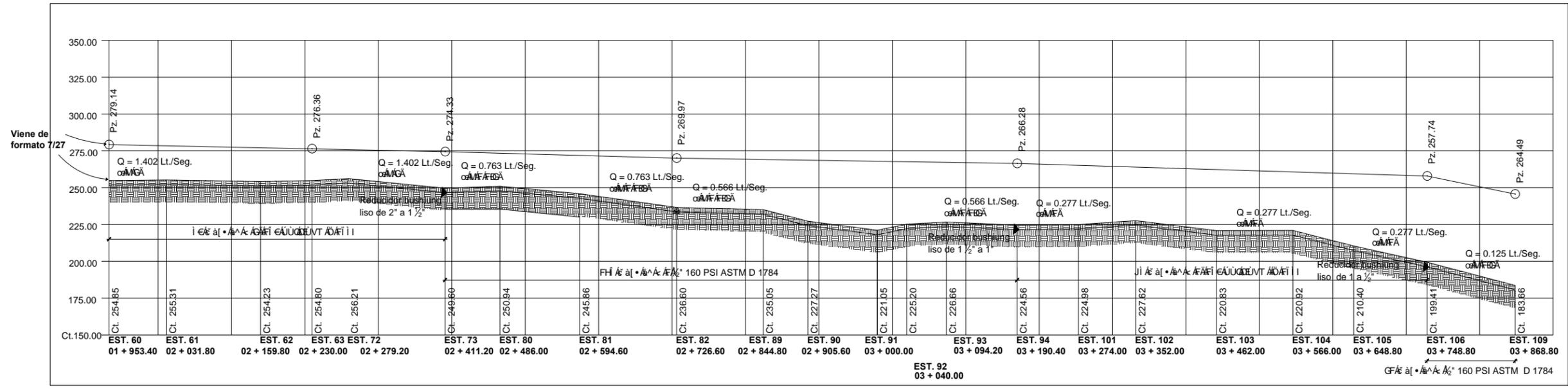
ABAJO

Escala: S/E

 <p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA. FACULTAD DE INGENIERIA. UNIDAD DE PRACTICAS Y E.P.S.</p>		
 <p>MUNICIPALIDAD DE HUEHUETENANGO. OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION.</p>	<p>PROYECTO: OJO: U A D O S A U C U L I Q U E ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA SUCULIQUE.</p>	
<p>PLANO DE: PAZO DE ZANJON.</p>		
<p>DISENO: GELVER MENDOZA.</p>	<p>FECHA: FEBRERO DE 2009</p>	<p>DIJOU: GELVER MENDOZA.</p>
<p>CALCULO: GELVER MENDOZA.</p>	<p>ESCALA: SIN ESCALA.</p>	<p>REVISO: DIRECTOR DE PLANIFICACION ANA ADEL LOPEZ.</p>
<p>V.B. ALCALDE MUNICIPAL</p>		<p>V.B. SUPERVISOR DE UNIDAD E.P.S. U.E.A.C.</p>
<p>HOJA: 27</p>		<p>27</p>



NOTA.
 Ver simbologia en planos 1 y 2
 Se utilizo un factor de desperdicio en
 tuberia del 5%.



PERFIL LINEA GENERAL DE DISTRIBUCION No. 1
 ESC. V: 1:1500
 ESC. H: 1:3000

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA.
 FACULTAD DE INGENIERIA.
 UNIDAD DE PRACTICAS Y E.P.S.

Municipalidad de HUEHUETENANGO.
 OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION.

PROYECTO: OJO: U A D O S A U Q V O T C E O
 ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA SUCULIQUE.

PLANO DE: **PLANTA PERFIL.**

DISENO: GELVER MENDOZA.	FECHA: FEBRERO DE 2009	DIBUJO: GELVER MENDOZA.
CALCULO: GELVER MENDOZA.	ESCALA: INDICADA	REVISOR: DIRECTOR DE PLANIFICACION ANA AUREL LOPEZ.

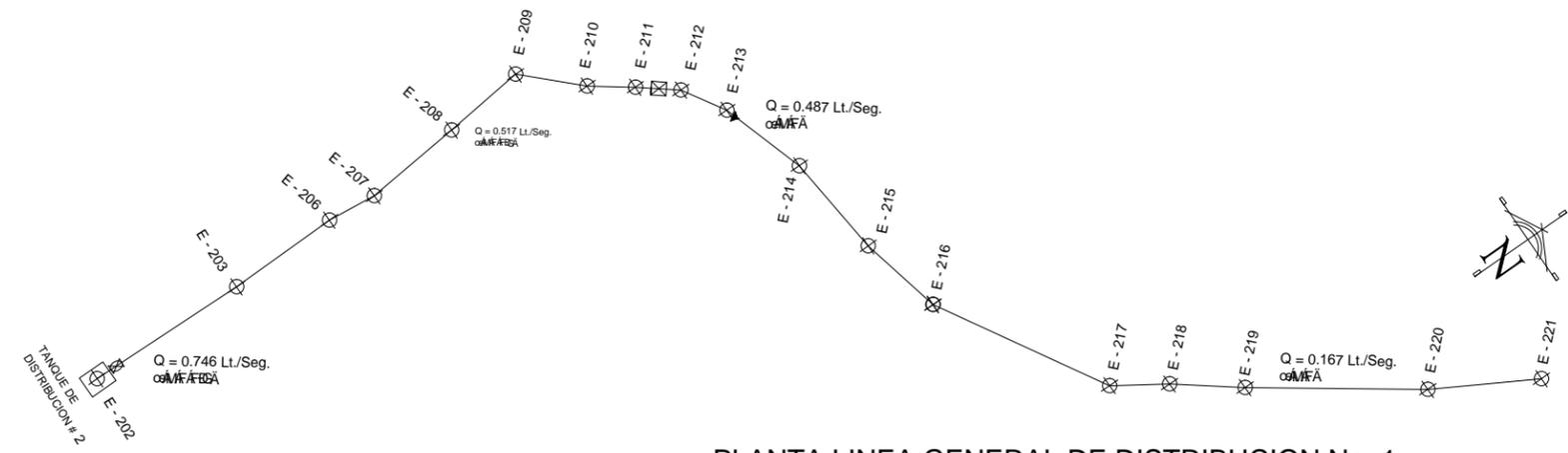
HOJA: 8

V.B. ALCALDE MUNICIPAL. V.B. SUPERVISOR DE UNIDAD E.P.S. U.E.A.C. E.P.E.S.T.A.

NOTA.

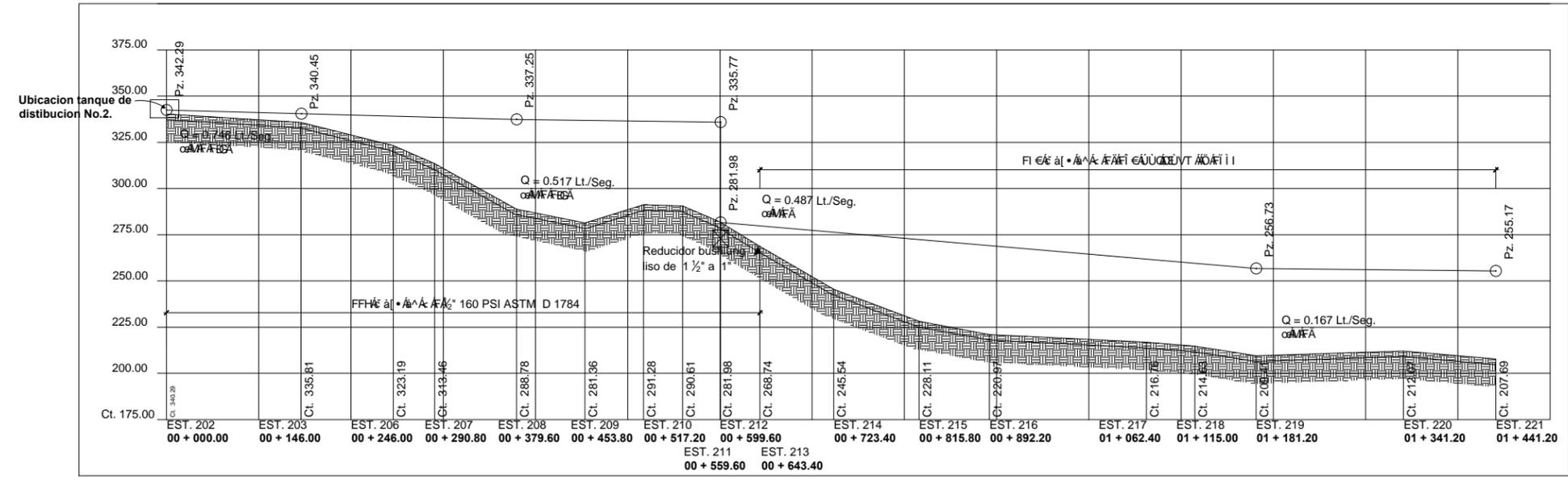
Ver simbología en planos 1 y 2

Se utilizo un factor de desperdicio en tubería del 5%.



PLANTA LINEA GENERAL DE DISTRIBUCION No. 1 DE TANQUE DE DISTRIBUCION No. 2.

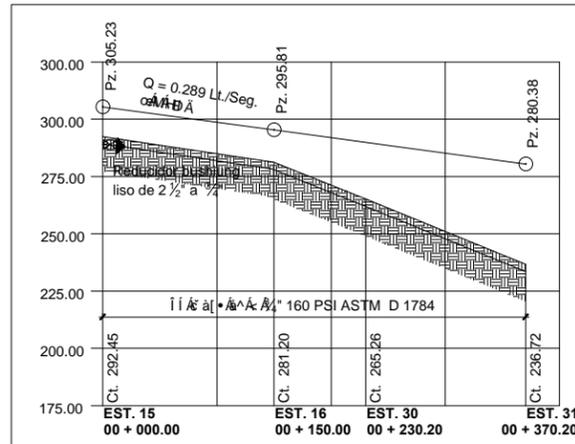
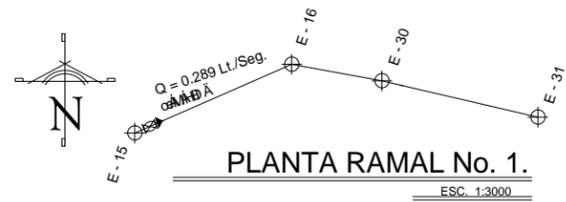
ESC. H 1:3000



PERFIL LINEA GENERAL DE DISTRIBUCION No. 1 DE TANQUE DE DISTRIBUCION No. 2.

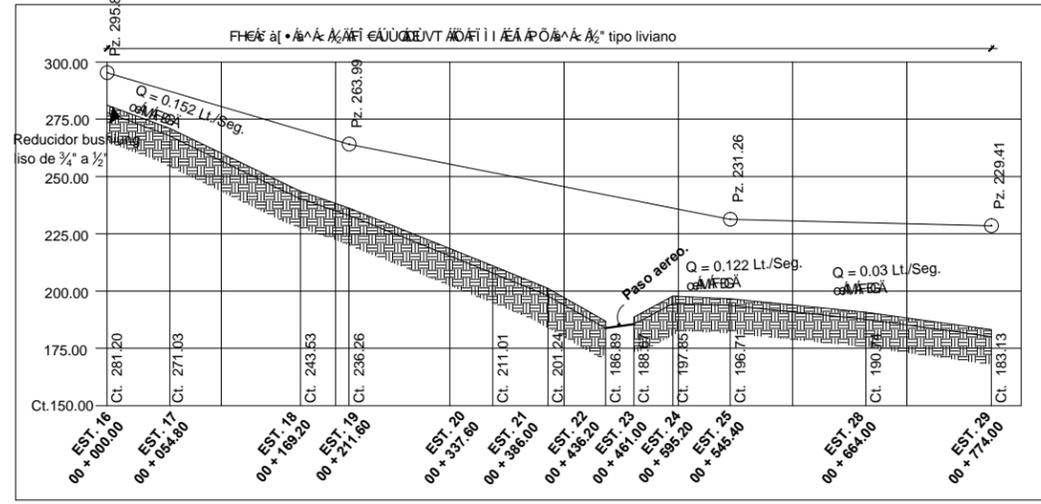
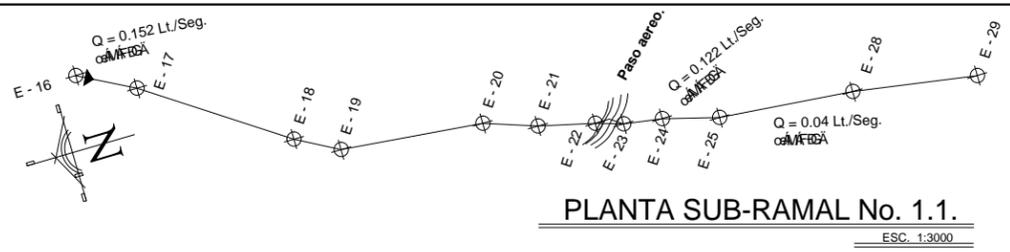
ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000

 <p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA. FACULTAD DE INGENIERIA. UNIDAD DE PRACTICAS Y E.P.S.</p>		
 <p>MUNICIPALIDAD DE HUEHUETENANGO. OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION.</p>		<p>PROYECTO: ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA SUCULIQUE.</p>
<p>PLANO DE: PLANTA PERFIL.</p>		
<p>DISEÑO: GELVER MENDOZA.</p>	<p>FECHA: FEBRERO DE 2009</p>	<p>DIBUJO: GELVER MENDOZA.</p>
<p>CALCULO: GELVER MENDOZA.</p>	<p>ESCALA: INDICADA</p>	<p>REVISOR: DIRECTOR DE PLANIFICACION ANS. ADEL LOPEZ.</p>
<p>V.B. ALCALDE MUNICIPAL</p>		<p>V.B. SUPERVISOR DE UNIDAD E.P.S. UBAC</p>
<p>HOJA: 18</p>		<p>27</p>



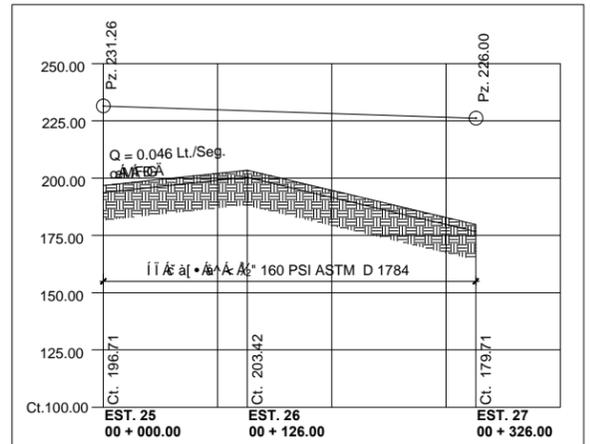
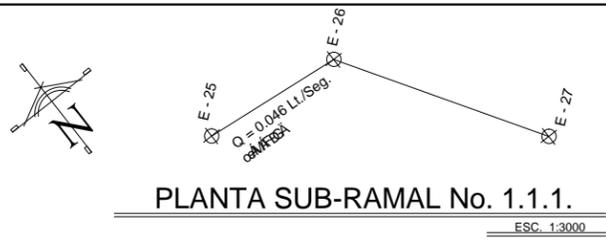
PLANTA RAMAL No. 1.
ESC. 1:3000

PERFIL RAMAL No. 1.
ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000



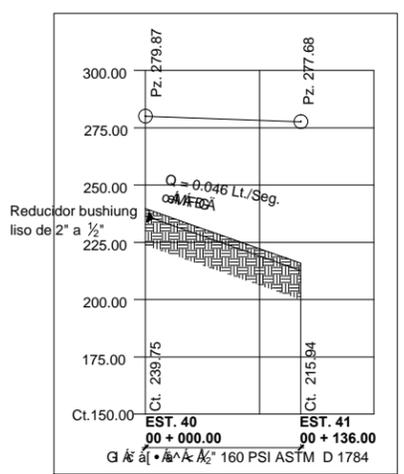
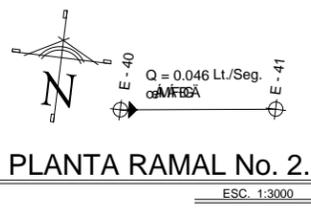
PLANTA SUB-RAMAL No. 1.1.
ESC. 1:3000

PERFIL SUB. RAMAL No. 1.1.
ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000



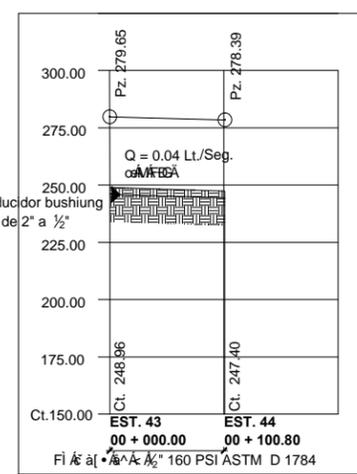
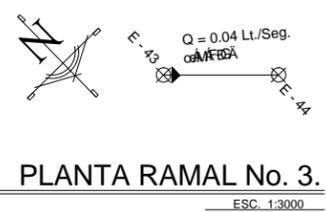
PLANTA SUB-RAMAL No. 1.1.1.
ESC. 1:3000

PERFIL SUB. RAMAL No. 1.1.1.
ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000



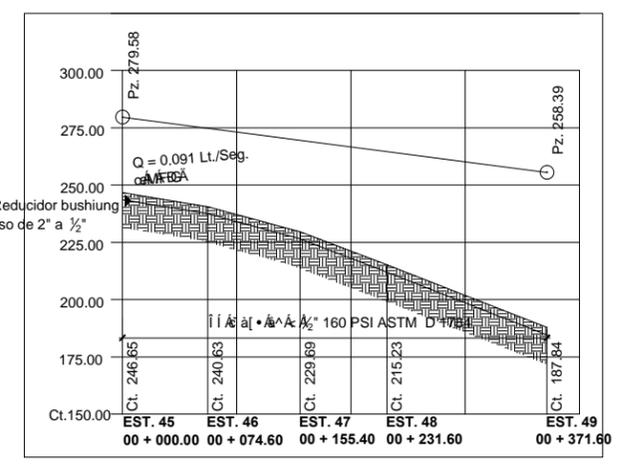
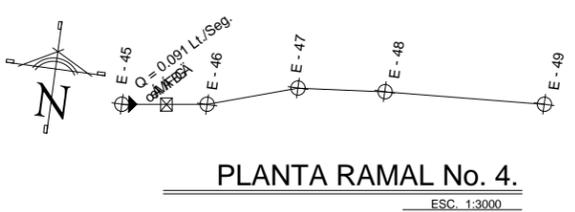
PLANTA RAMAL No. 2.
ESC. 1:3000

PERFIL RAMAL No. 2.
ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000



PLANTA RAMAL No. 3.
ESC. 1:3000

PERFIL RAMAL No. 3.
ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000



PLANTA RAMAL No. 4.
ESC. 1:3000

PERFIL RAMAL No. 4.
ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000

NOTA.
Ver simbología en planos 1 y 2
Se utilizo un factor de desperdicio en tubería del 5%.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA.
FACULTAD DE INGENIERIA.
UNIDAD DE PRACTICAS Y E.P.S.

Municipalidad de HUEHUETENANGO.
OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION.

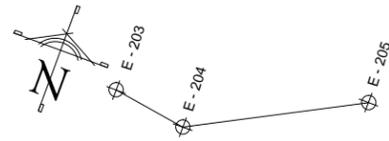
PROYECTO: OJO: U A D O S A U V O T C E O ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA SUCULIQUE.

PLANO DE: **PLANTA PERFIL.**

DISENO: GELVER MENDOZA.	FECHA: FEBRERO DE 2009	DEBIDO: GELVER MENDOZA.
CALCULO: GELVER MENDOZA.	ESCALA: INDICADA	REVISO: DIRECTOR DE PLANIFICACION ANA AUDEL LOPEZ.

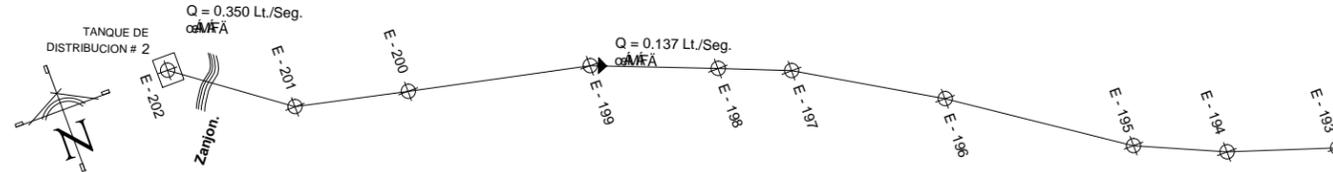
HOJA: 9

V.B. ALCALDE MUNICIPAL. V.B. SUPERVISOR DE UNIDAD E.P.S. UBAC. EPISTA: 9 27



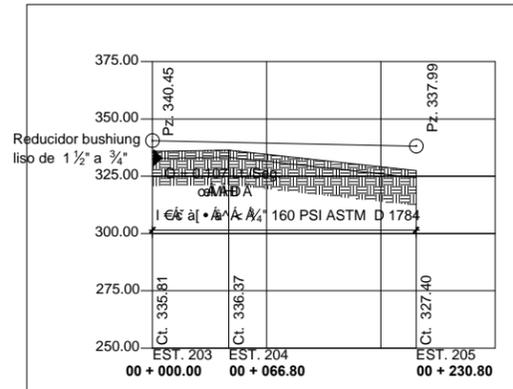
PLANTA RAMAL No. 2.1.

ESC. 1:3000



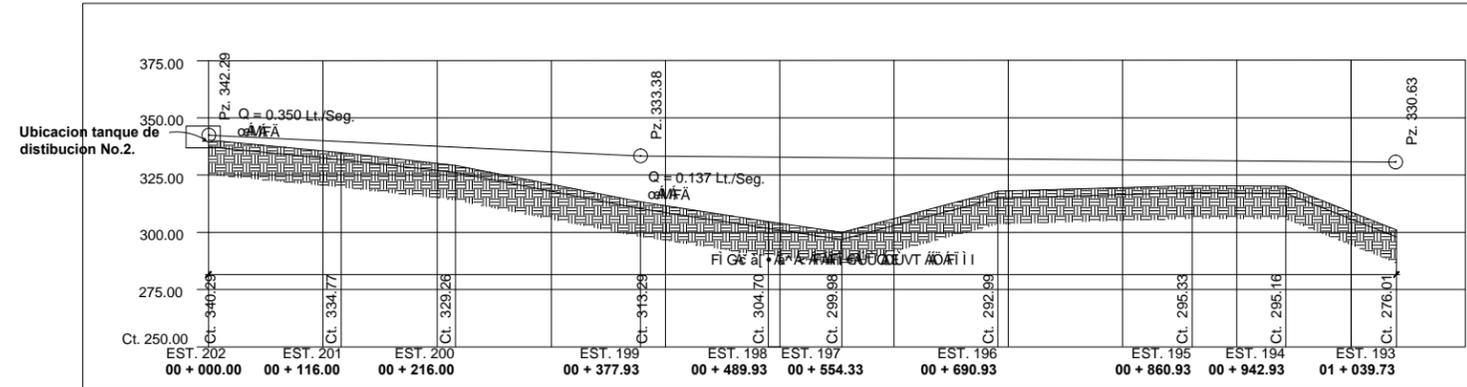
PLANTA LINEA GENERAL DE DISTRIBUCION No. 2 DE TANQUE DE DITRIBUCION No. 2.

ESC. 1:3000



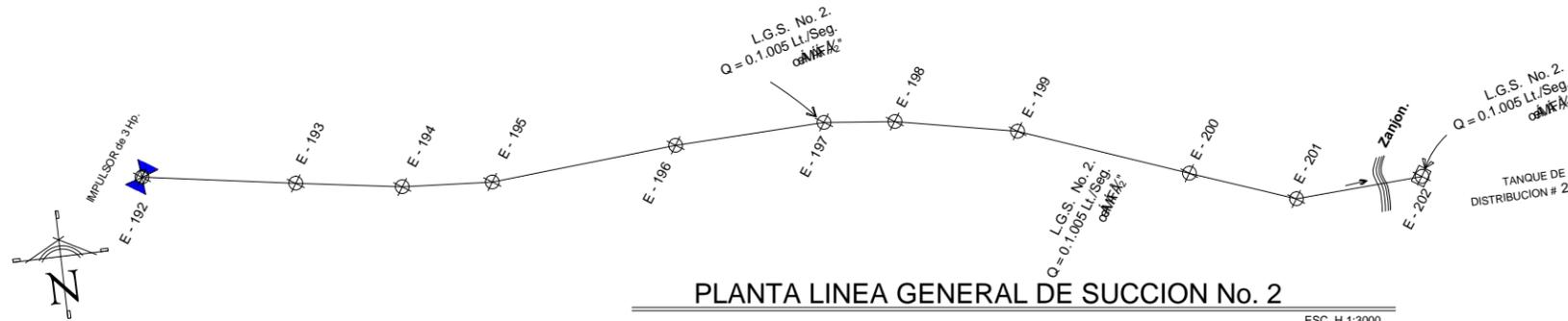
PERFIL RAMAL No. 2.1

ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000



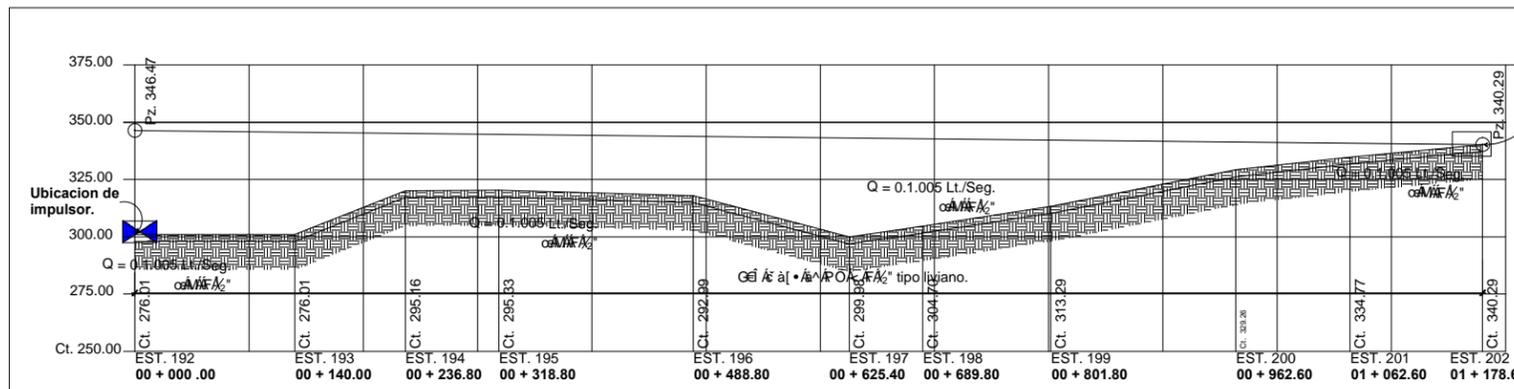
PERFIL LINEA GENERAL DE DISTRIBUCION No. 2 DE TANQUE DE DITRIBUCION No. 2.

ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000



PLANTA LINEA GENERAL DE SUCCION No. 2

ESC. H 1:3000



PERFIL LINEA GENERAL DE SUCCION No. 2

ESC. V 1:1500
ESC. H 1:3000

NOTA.

Ver simbologia en planos 1 y 2

Se utilizo un factor de desperdicio en tuberia del 5% .



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA.
FACULTAD DE INGENIERIA.
UNIDAD DE PRACTICAS Y E.P.S.

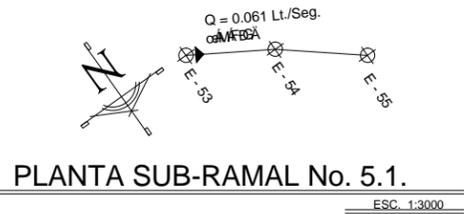


MUNICIPALIDAD DE HUEHUETENANGO.
OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION.

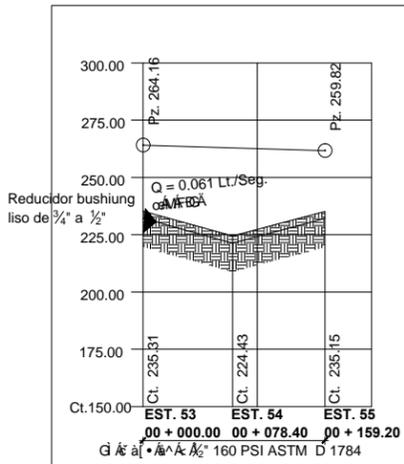
PROYECTO: OJO DE UAJOS A VOT CERO ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA SUCULIQUE.

PLANO DE: **PLANTA PERFIL.**

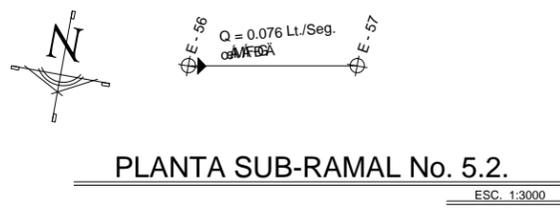
DISENO: GELVER MENDOZA.	FECHA: FEBRERO DE 2009	DIBUJO: GELVER MENDOZA.
CALCULO: GELVER MENDOZA.	ESCALA: INDICADA	REVISOR: DIRECTOR DE PLANIFICACION ANA AUREL LOPEZ.



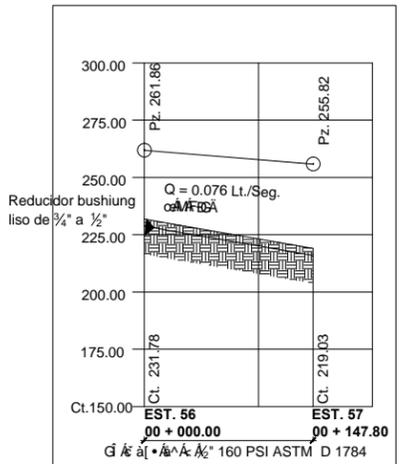
PLANTA SUB-RAMAL No. 5.1.



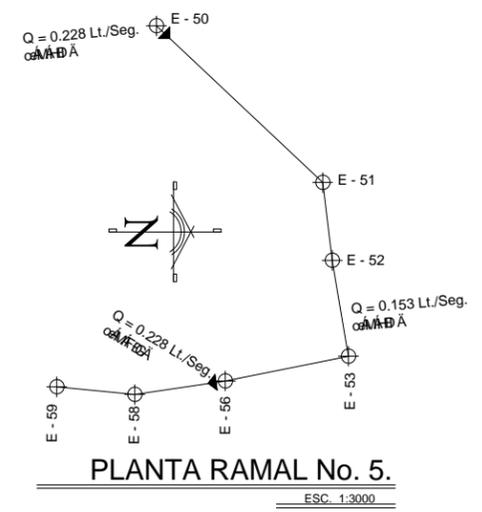
PERFIL SUB. RAMAL No. 5.1.



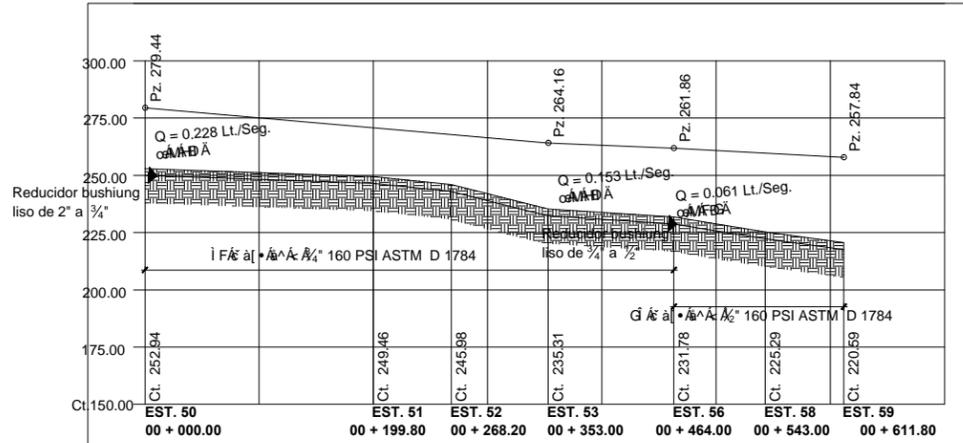
PLANTA SUB-RAMAL No. 5.2.



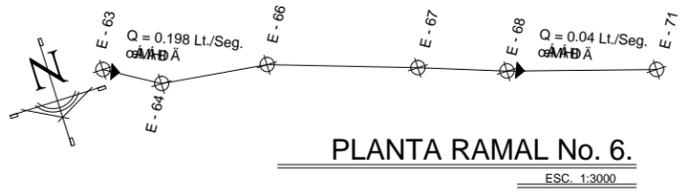
PERFIL SUB. RAMAL No. 5.2.



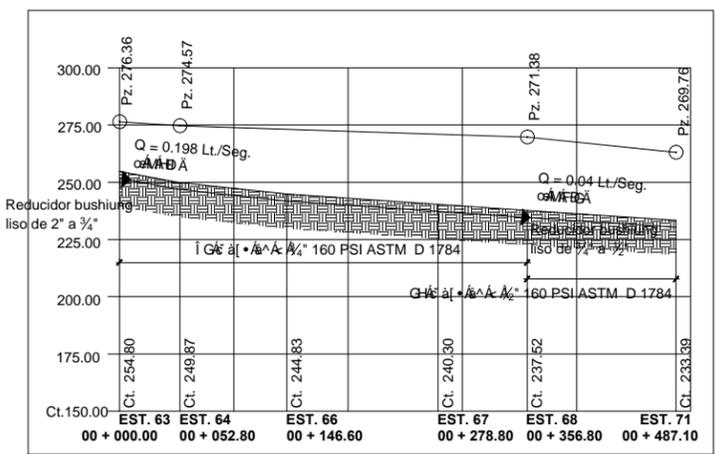
PLANTA RAMAL No. 5.



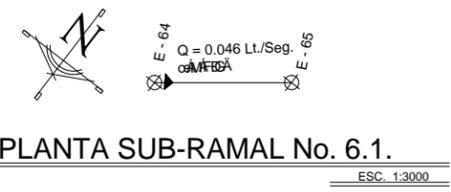
PERFIL RAMAL No. 5.



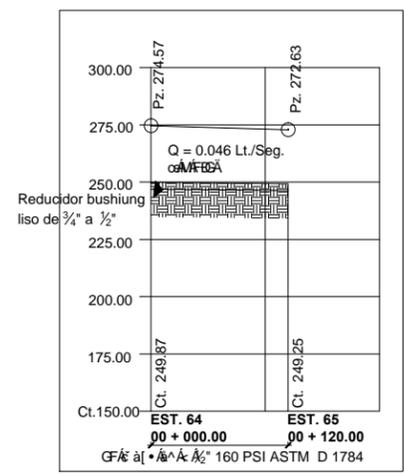
PLANTA RAMAL No. 6.



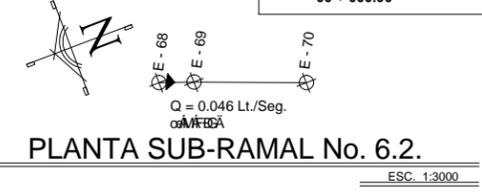
PERFIL RAMAL No. 6.



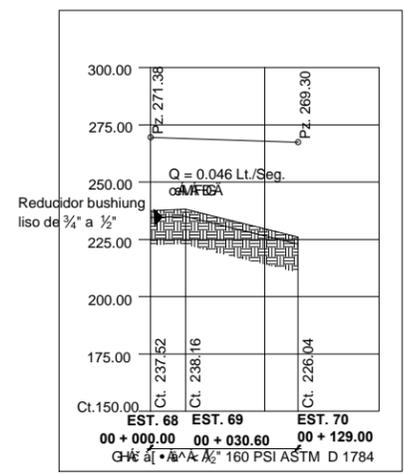
PLANTA SUB-RAMAL No. 6.1.



PERFIL SUB. RAMAL No. 6.1.



PLANTA SUB-RAMAL No. 6.2.

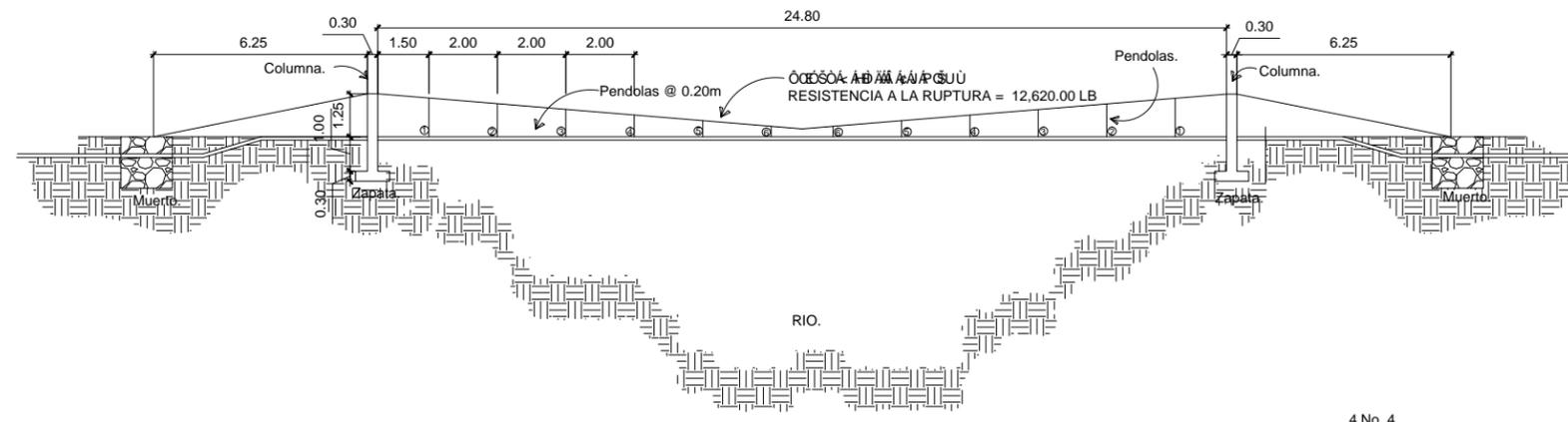


PERFIL SUB. RAMAL No. 6.2.

NOTA.

Ver simbologia en planos 1 y 2
Se utilizo un factor de desperdicio en tuberia del 5%.

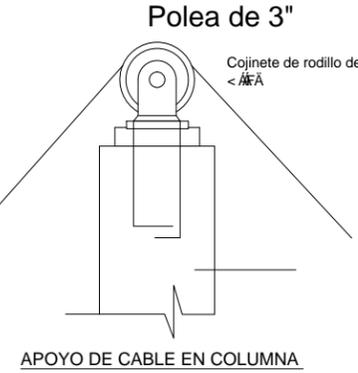
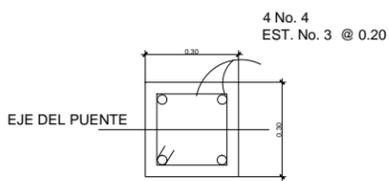
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA. FACULTAD DE INGENIERIA. UNIDAD DE PRACTICAS Y E.P.S.		
 MUNICIPALIDAD DE HUEHUETENANGO. OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION.		PROYECTO: OPRO: U.A.O.S.A.U.V.O.T. C.E.O ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA SUCULIQUE.
PLANTA PERFIL.		
DISEÑO: GELVER MENDOZA.	FECHA: FEBRERO DE 2009	DIBUJO: GELVER MENDOZA.
CALCULO: GELVER MENDOZA.	ESCALA: INDICADA	REVISOR: DIRECTOR DE PLANIFICACION ANS. ADEL LOPEZ.
V.B. ALCALDE MUNICIPAL.		V.B. SUPERVISOR DE UNIDAD E.P.S. UBAC.
HOJA:		10 / 27



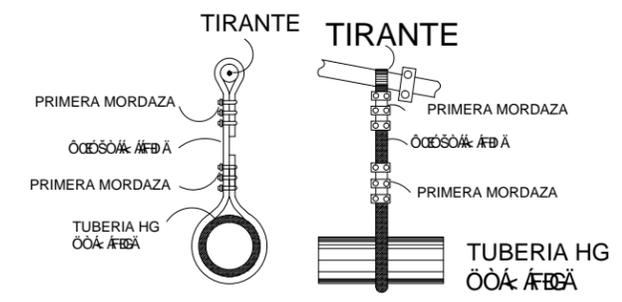
PUENTE COLGANTE DE 24.80 MT



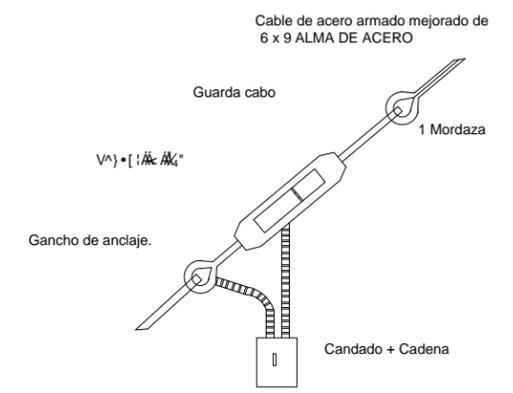
PLANTA ESQUEMA DE TENSORES TRANSVERSALES



APOYO DE CABLE EN COLUMNA



DETALLE DE SUSPENSION DEL TUBO



DETALLE DE TENSOR

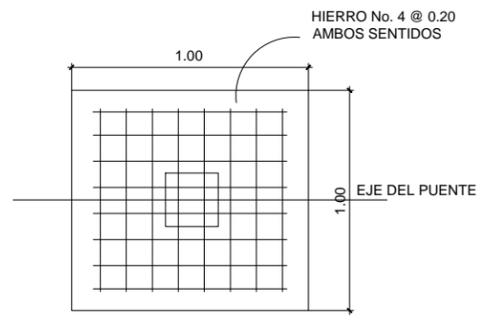
NOTAS GENERALES

- VARIOS
- EL NIVEL DE LA CIMENTACION DE ZAPATAS SERA EL MISMO DE COLUMNAS Y ESTAS ULTIMAS QUEDARAN ALINEADAS CON LOS MUERTOS RESPECTIVOS.
- LA ESTRUCTURA HA SIDO CALCULADA PARA UN SUELO CUYA CAPACIDAD DE SOPORTE SEA NO MENOR DE 20 TON/M2 .
- EL RECUBRIMIENTO EN COLUMNAS Y ZAPATAS SERA DE 4 Y 7.5 CMS.
- LA MORDASA DE EMPALME SE COLOCARAN DE MODO QUE LA BASE DE LA MISMA SE TOQUE CON LA PROLONGACION DEL CALBLE.
- LOS MUERTOS DE CONCRETO CICLOPEO DEBERAN SER EXCLUSIVO DEL PASO DE LA TUBERIA.
- A LOS GANCHOS DE ANCLAJE SE LES DEBERA APLICAR DOS MANOS DE PINTURA ANTICORROSIVA.
- TODAS LAS MEDIDAS SON DADAS EN METROS.
- TODOS LOS EXTREMOS DEL CABLE DEBERAN PROTEGERSE CON 8 A 10 VUELTAS DE ALAMBRE GALVANIZADO-

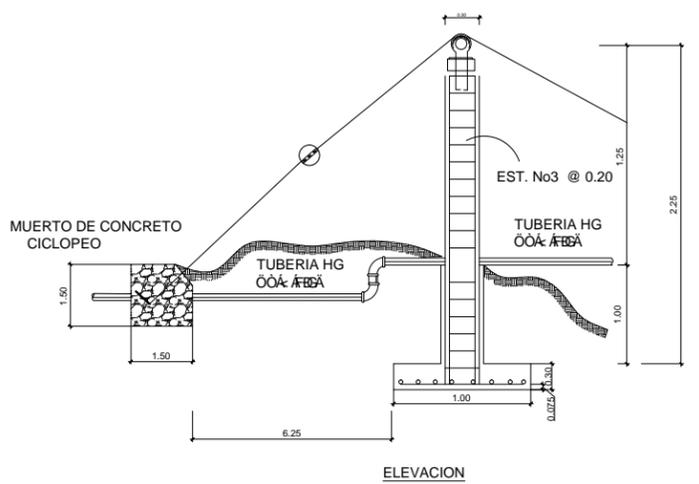
No	CANT	DESCRIPCION	LONGITUD (M)
1	1	ÓDÓSOA: AB ÁM ÁN ÁP CSUÚ	41.80
7	7	TUBOS HG SEGUN DIAMETRO	
8	2	GUARDA CABO	
9	54	MORDAZA DE 1/4"	
10	15	T UÚOZOÁ: ÓÓÁ: ÁFBÁ	
11	1	TENSOR DE 5/8"	
12	2	UNION DRESER	

NOTAS GENERALES

- MATERIALES
- SE USARA CONCRETO CON REFUERZO DE RUPTURA A LA COMPRESION DE 210 KG/CM2 A LOS 28 DIAS PARA LA FUNDICION DE LAS COLUMNAS Y ZAPATAS.
- SE USARA ACERO DE REFUERZO GRADO 40 KSI
- SE USARA CABLE DE ACERO DE O ARMADO MEJORADO COMPUESTO DE 6 CORDONES DE 9 ALAMBRES POR CORDON.



PLANTA DE ZAPATA



ELEVACION

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA. FACULTAD DE INGENIERIA. UNIDAD DE PRACTICAS Y E.P.S.

Municipalidad de Huehuetenango. OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION.

PROYECTO: OÚO: U ÁÓSOÁ: VÓT CSÚO ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA SUCULIQUE.

PLANO DE: **PUENTE COLGANTE.**

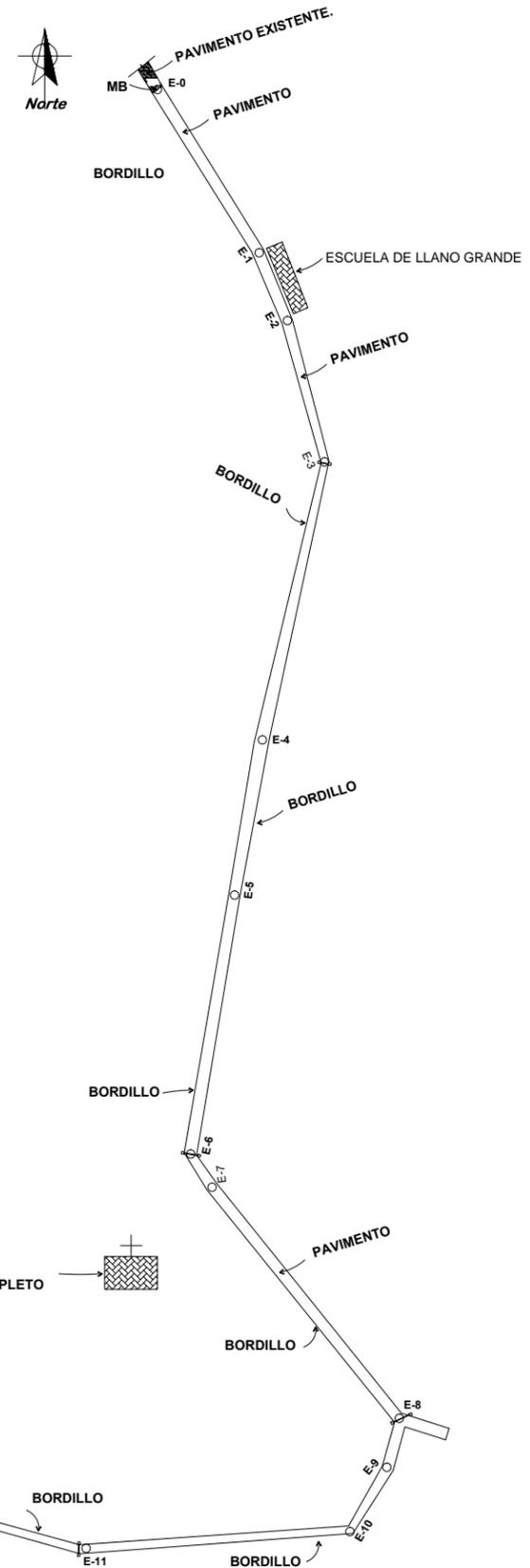
DISENO: GELVER MENDOZA.	FECHA: FEBRERO DE 2009	DIBUJO: GELVER MENDOZA.
CALCULO: GELVER MENDOZA.	ESCALA: SIN ESCALA.	REVISOR: DIRECTOR DE PLANIFICACION Am. AUGEL LOPEZ.

HOJA: 20 27

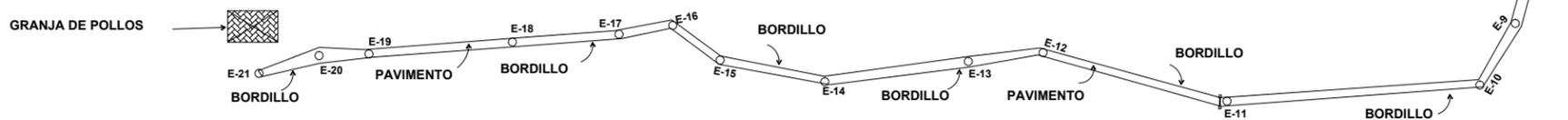
RESUMEN DE ALTIMETRIA Y PLANIMETRIA

PROYECTO: DISEÑO DE PAVIMENTO.
UBICACION: ALDEA LLANOGRANDE.
DEPARTAMENTO: HUEHUETENANGO.
FECHA: AGOSTO DE 2008.
TOPOGRAFIA: GELVER MENDOZA.

EST.	P.O	AZIMUT			DIST. H.	DIST. ACUM	COTA	OBS.
		G	M	S				
	E-0				0	100		PAVIMENTO EXISTENTE
E-0	E-1	148	1	0	88.716103	88.716103	100.178252	
E-0	E-11	146	20	40	88.7164766		100.056794	
E-0	E-1D	149	44	0	86.7007185		100.080065	
E-1	E-2	151	24	0	33.2991874	122.01529	100.146066	
E-1	E-2I	153	24	0	34.3039599		99.9193386	
E-1	E-2D	161	66	20	34.305814		100.077571	
E-2	E-3	168	15	20	66.5590877	190.574378	99.8059081	
E-2	E-3I	166	7	20	66.5673695		99.6671559	
E-2	E-3D	169	10	40	66.5591554		99.8122013	
E-3	E-4	182	28	40	131.042027	321.616406	98.8802548	
E-3	E-4I	191	7	40	129.024538		98.7831109	
E-3	E-4D	193	66	40	133.055784		98.7377355	
E-4	E-5	190	12	0	72.5821634	394.208569	98.7845913	
E-4	E-5I	188	8	0	72.590101		98.6542134	
E-4	E-5D	192	20	20	70.5747226		98.6301683	
E-5	E-6	189	39	40	120.967974	515.176543	98.3508101	
E-5	E-6I	188	15	40	120.965619		98.0715713	
E-5	E-6D	191	2	20	120.966387		98.1762843	
E-6	E-7	146	68	20	18.2085272	533.38507	98.3411395	
E-6	E-7I	137	63	40	18.2072299		98.2154835	
E-6	E-7D	155	5	20	18.2065937		98.1823283	
E-6	E-8	140	65	40	137.096479	670.481548	98.4763055	RUCE HACIA LA DERECH
E-6	E-8I	139	55	0	135.080627		98.279859	
E-6	E-8D	142	5	20	137.096376		98.6230631	
E-8	E-9	194	13	20	23.1891788	693.670728	99.5141472	
E-8	E-9I	186	40	0	24.2148524		99.2776598	
E-8	E-9D	199	23	20	23.1924912	727.947867	99.4763781	
E-9	E-10	209	54	40	34.2771388	727.947867	100.542483	
E-9	E-10I	207	12	40	34.2801758		100.489821	
E-9	E-10D	213	6	20	32.2968069		100.613817	
E-10	E-11	266	22	40	122.962799	850.330665	101.207604	
E-10	E-11I	265	23	20	124.995952		101.109482	
E-10	E-11D	267	15	0	124.967947		101.277801	
E-11	E-12	285	0	20	90.7072045	941.63787	102.698309	
E-11	E-12I	283	66	0	92.7226724		102.722742	
E-11	E-12D	286	6	0	92.720232		102.794065	
E-12	E-13	263	9	20	36.220856	977.856728	104.559406	
E-12	E-13I	258	51	40	36.2349331		104.420481	
E-12	E-13D	266	47	0	37.2241564		104.622085	
E-12	E-14	262	0	20	69.7464273	1047.60516	110.190559	
E-12	E-14I	260	36	20	67.4614903		109.925047	
E-12	E-14D	264	11	0	69.7727496		110.071211	
E-14	E-15	281	33	40	51.5097784	1099.11493	117.018395	
E-14	E-15I	279	21	0	51.5204649		116.977478	
E-14	E-15D	283	62	0	51.5416651		116.896594	
E-15	E-16	306	23	40	28.2512662	1127.3662	117.577229	
E-15	E-16I	303	4	40	28.2560102		117.449713	
E-15	E-16D	309	53	40	30.2854192		117.578025	
E-16	E-17	260	35	40	26.1950819	1153.56528	116.406625	
E-16	E-17I	255	33	0	25.1838522		116.33503	
E-16	E-17D	264	41	20	28.2023912		116.255931	
E-17	E-18	265	47	20	51.5614888	1205.12675	109.755791	
E-17	E-18I	263	10	0	49.5624874		109.946784	
E-17	E-18D	267	54	20	51.5166036		109.590246	
E-17	E-19	265	18	20	69.3102228	1273.87009	107.132161	
E-17	E-19I	263	53	20	67.3256136		107.378548	
E-17	E-19D	267	6	0	71.2310106		106.658129	
E-19	E-20	268	7	0	24.0430214	1297.91311	105.003642	
E-19	E-20I	259	12	0	24.0089897		104.825371	
E-19	E-20D	277	36	0	24.053045		105.058597	
E-19	E-21	253	21	40	30.101617	1328.01473	104.874499	
E-19	E-21I	249	44	40	29.0697388		104.759559	
E-19	E-21D	255	57	40	30.1220784		105.009696	GRANJA DE POLLOS



SIMBOLOGIA.	
	EJE CENTRAL
E - 0	No. DE ESTACION TOPOGRAFICA.
	ESTACION.
	AREA A PAVIMENTAR.
	PAVIMENTO EXISTENTE.
	TRAGANTE EN PLANTA.
	TRAGANTE EN PERFIL TUBO Ø 14".
NOTA.	TODAS LAS MEDIDAS EN METROS.



PLANTA DE PAVIMENTO

ALDEA LLANO GRANDE ESC. 1/1500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA.
FACULTAD DE INGENIERIA.
UNIDAD DE PRACTICAS Y E.P.S.

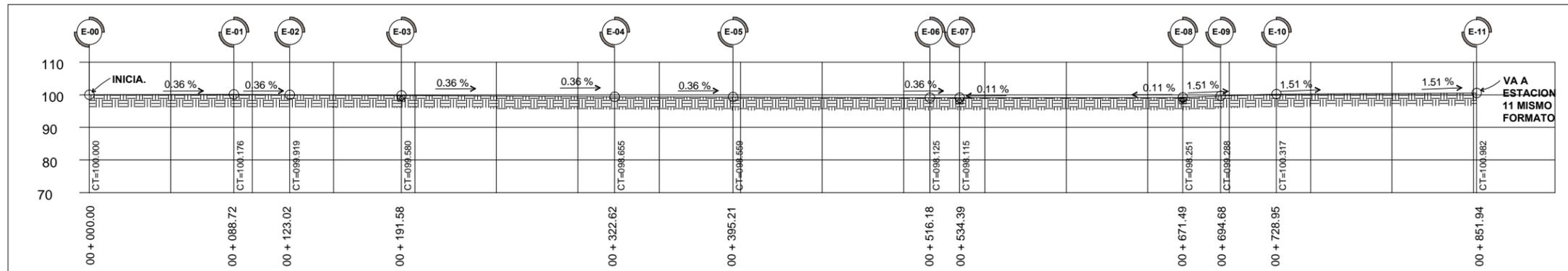
MUNICIPALIDAD DE HUEHUETENANGO.
 OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION.

PROYECTO:
 DISEÑO DEL PAVIMENTO PARA LA ALDEA LLANO GRANDE, HUEHUETENANGO.

PLANO DE:
PLANTA GENERAL.

DISEÑO: GELVER MENDOZA.	FECHA: OCTUBRE DE 2008	DIBUJO: GELVER MENDOZA.
CALCULO: GELVER MENDOZA.	ESCALA: INDICADA.	REVISOR: DIRECTOR DE PLANIFICACION ANS. ADEL LOPEZ.

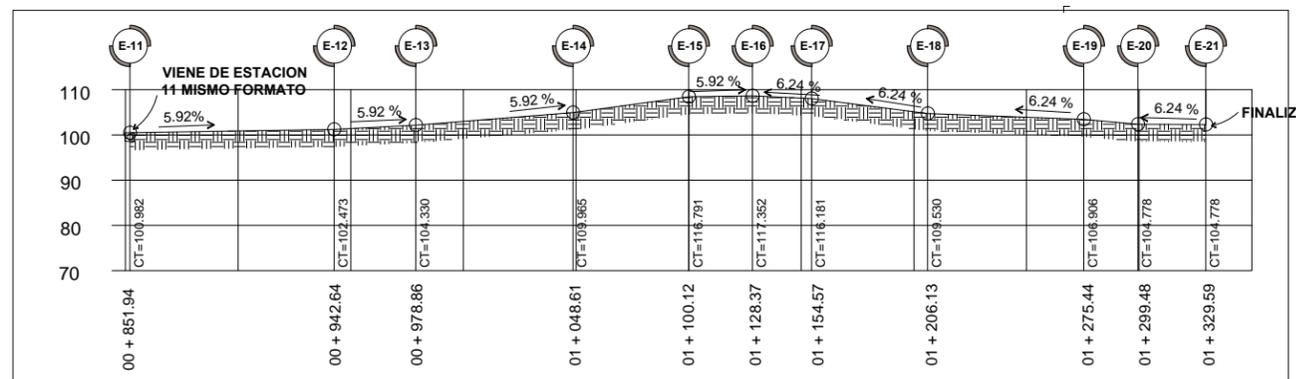
HOJA: 1 / 3
 V.B. ALCALDE MUNICIPAL. V.B. SUPERVISOR DE UNIDAD E.P.S. UBAC. E.PESISTA:



PERFIL DE PAVIMENTO

ALDEA LLANO GRANDE

ESC. H. 1/1500
ESC. V. 1/750



PERFIL DE PAVIMENTO

ALDEA LLANO GRANDE

ESC. H. 1/1500
ESC. V. 1/750

SIMBOLOGIA.

	PERFIL DE TERRENO NATURAL
E - 0	No. DE ESTACION TOPOGRAFICA.
	ESTACION.
	TERRENO NATURAL
Ct.	COTA DE TERRENO.
00+000.00	CAMINAMIENTO.
%	PENDIENTE DE TERRENO.
NOTA.	TODAS LAS MEDIDAS EN METROS.



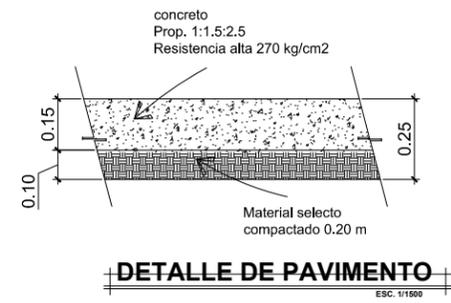
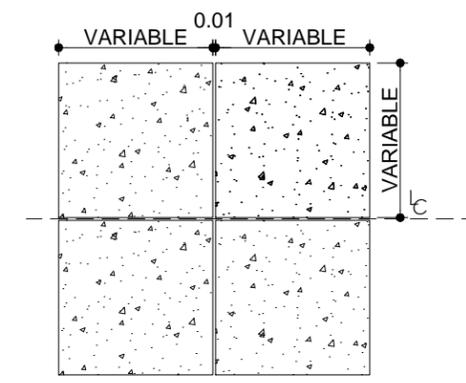
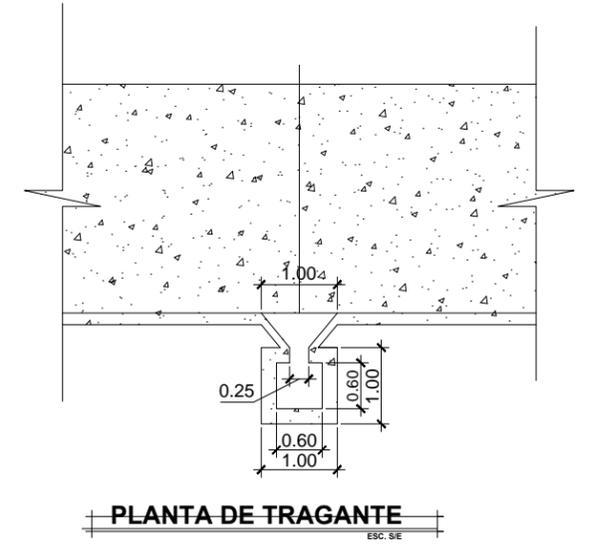
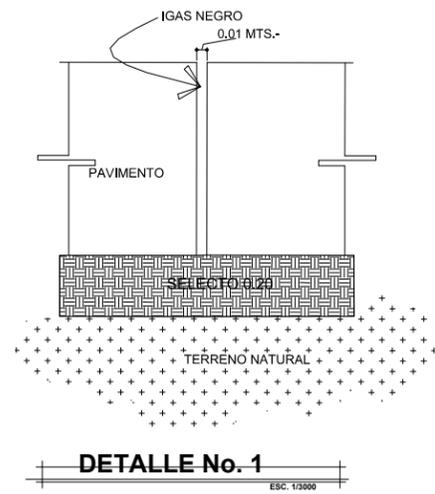
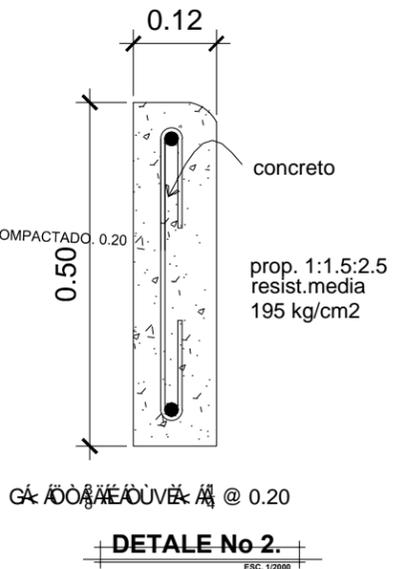
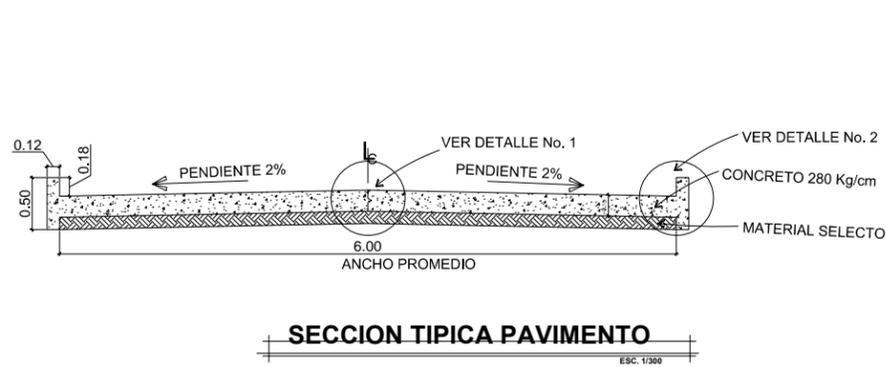
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA.
FACULTAD DE INGENIERIA.
UNIDAD DE PRACTICAS Y E.P.S.



MUNICIPALIDAD DE
HUEHUETENANGO.
OFICINA MUNICIPAL DE
PLANIFICACION.

PROYECTO:
DISEÑO DEL PAVIMENTO PARA LA
ALDEA LLANO GRANDE,
HUEHUETENANGO.

PLANO DE: PERFIL.			
DISEÑO: GELVER MENDOZA.	FECHA: OCTUBRE DE 2008	DIBUJO: GELVER MENDOZA.	
CALCULO: GELVER MENDOZA.	ESCALA: INDICADA	REVISOR: DIRECTOR DE PLANIFICACION Aya AUDEL LOPEZ	
V.B. ALCALDE MUNICIPAL			V.B. SUPERVISOR DE UNIDAD E.P.S. U.S.C. E.P.S.T.A.
HOJA: 2			3



ESPECIFICACIONES.

Concreto.
f_c = 280 kg/cm² 4,000 PSI.
proporcion de mezcla cemento arena y pedrin (1.5 : 2 : 3).

Refuerzo.
f_c = 2810 kg/cm² 40,000 PSI.
Todas las medidas estan dadas en metros.

proporcion volumetrica en cubeta de 5 galones.

1.5 cubeta de cemento
2 cubetas de arena de rio
3 cubetas de pedrin de 3/4"

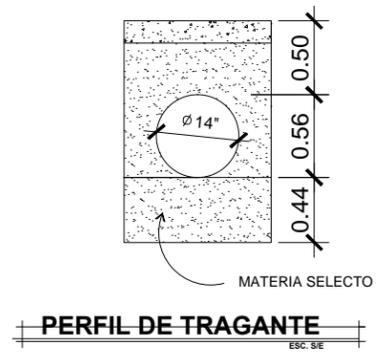
Las planchas de concreto seran de las dimensiones de 3.00 x 3.00 m con espesor de 0.15 m.

Se debera remover la tierra vegetal, raices, basuras, materiales arenosos , bolsas de lodo, etc. Que no permitan la compactacion recomendada llenar los requisitos de compactacion de la reglamentacion AASHTO T-180.

La compactacion se debera hacer, de las orillas hacia el centro, traslapando cada pasada la tres cuarto del ancho del rodillo, compactando sobre la pasada anterior y en lugares no accesibles para el equipo pesado de compactacion; se debera compactar con maso.

El ordn de fundicion de las planchas seran correspondientes a una si una no.

Se aplicara antisol a cada plancha, inmediatamente despues de fundidas.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA.
FACULTAD DE INGENIERIA.
UNIDAD DE PRACTICAS Y E.P.S.

Municipalidad de HUEHUETENANGO.
OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION.

PROYECTO:
DISENO DEL PAVIMENTO PARA LA ALDEA LLANO GRANDE, HUEHUETENANGO.

PLANO DE: **DETALLES.**

DISEÑO: GELVER MENDOZA.	FECHA: OCTUBRE DE 2008	DIBUJO: GELVER MENDOZA.
CALCULO: GELVER MENDOZA.	ESCALA: INDICADA	REVISOR: DIRECTOR DE PLANIFICACION Arq. AUREL LOPEZ.

HOJA: 3

V.B. ALCALDE MUNICIPAL. V.B. SUPERVISOR DE UNIDAD E.P.S. U.E.A.C. E.P.E.S.T.A.